

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE
HUAMANGA
FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS GEOLOGÍA Y
CIVIL
E. F. P. DE INGENIERÍA CIVIL



**Análisis de Respuesta Dinámica Incluyendo la
Interacción Suelo-Estructura en Puentes con
Pilotes de Cimentación**

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

CRESENCIÓN POMASONCCO BALDEÓN

DIRIGIDO POR:

MSc. ING. JAVIER F. TAIPE CARBAJAL

AYACUCHO - PERÚ

2017

**”ANÁLISIS DE RESPUESTA DINÁMICA INCLUYENDO LA INTER-
ACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN PUENTES CON PILOTES DE
CIMENTACIÓN”**

RECOMENDADO : 10 de enero del 2017

APROBADO : 28 de abril del 2017

.....
Ph.D Jaime A. HUAMÁN MONTES
(Presidente)

.....
MSc. Ing. José E. ESTRADA CÁRDENAS
(Miembro)

.....
MSc. Ing. Norbertt L. QUISPE AUCCAPUCLLA
(Miembro)

.....
MSc. Ing. Javier F. TAIPE CARBAJAL
(Miembro)

.....
Arq. Juan Carlos SÁNCHEZ PAREDES
(Secretario Docente)

Según el acuerdo constatado en el Acta, levantado el 28 de abril del 2017, en la Sustentación de Tesis presentado por el Bachiller en Ciencias de la Ingeniería Civil Sr. **Cresención POMASONCCO BALDEÓN**, con la Tesis Titulado **”ANÁLISIS DE RESPUESTA DINÁMICA INCLUYENDO LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN PUENTES CON PILOTES DE CIMENTACIÓN”**, fue calificada con la nota de **DIECISÉIS (16)** por lo que se da la respectiva **APROBACIÓN**.

.....
Ph.D Jaime A. HUAMÁN MONTES
(Presidente)

.....
MSc. Ing. José E. ESTRADA CÁRDENAS
(Miembro)

.....
MSc. Ing. Norbertt L. QUISPE AUCCAPUCLLA
(Miembro)

.....
MSc. Ing. Javier F. TAIPE CARBAJAL
(Miembro)

.....
Arq. Juan Carlos SÁNCHEZ PAREDES
(Secretario Docente)

Presentación

Esta tesis que lleva por título *Análisis de respuesta dinámica incluyendo la interacción suelo-estructura en puente con pilotes de cimentación*, es presentado como requisito para optar el título profesional de Ingeniero Civil, de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, y no ha sido presentado anteriormente para la obtención de otro grado o título en esta universidad u otras. Los resultados obtenidos en la investigación corresponde al periodo 2015-2017, y este aporte servirá a los profesionales y estudiantes dedicados en este campo.

CRESENCIÓN, POMASONCCO BALDEÓN

crespb.ic11@gmail.com

ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA

AYACUCHO, 11 DE MAYO DE 2017

Dedicatoria

A DIOS, por permitirme llegar hasta este punto y haberme dado salud para lograr mis objetivos, además de su infinita bondad y amor.

A mis padres: Donato y Vilma, por los ejemplos de perseverancia y constancia que lo caracterizan y que me han infundado siempre, y sobre todo haberme brindado su amor y apoyo incondicional

A mis tíos: Eloy y Odilia, por sus consejos, valores y motivación constante. Y a todos mis familiares y amigos que participaron directa o indirectamente en la elaboración de esta tesis.

Agradecimientos

A los docentes de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, en especial de la Escuela de Formación Profesional de Ingeniería Civil, por su contribución durante mi desarrollo académico y profesional.

Al Ingeniero MSc. Ing. Javier F. Taipe Carbajal, por la paciencia y comprensión en la asesoría del presente tema de investigación.

Al CONSORCIO SAN PEDRO - LIMA, área de INGENIERÍA ESTRUCTURAL por facilitarme las informaciones y estudios básicos sobre el proyecto, "Estudio definitivo para la construcción de puente Salvación y accesos".

A la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, forjadora de excelentes profesionales al servicio de la sociedad y del país.

Y a todas aquellas personas que de una u otra manera, colaboraron o participaron en la realización de esta investigación, hago extensivo mi más sincero agradecimiento

Resumen

Esta investigación presenta el desarrollo de análisis de respuesta dinámica incluyendo la interacción suelo-estructura en puentes con pilotes de cimentación, para cumplir los objetivos de esta tesis se aplicó a un puente del proyecto "Estudio definitivo para la construcción del puente Salvación y accesos", ubicada en la provincia de Manu, departamento Madre de Dios, la luz es $l = 135.00m$.

La metodología de ISE incide mayor uso en suelos flexibles, el propósito principal es predecir el comportamiento de la estructura ante cargas laterales sísmicas. Los modelos matemáticos acoplados con ISE y desacoplado sin ISE se realizó en el software Sap2000 y Plaxis 3D Foundation, los modelos acoplados con ISE considera la rigidez lateral del suelo K_h que actúan en el grupo de pilotes a fricción y punta como condiciones de borde, estos valores aumenta con la profundidad y no es propiedad intrínseca del suelo, se calcula por métodos empíricas propuestas por K. Terzaghi (modelo lineal) y J. Bowles (modelo no lineal). La normativa empleada es el AAHSTO LRFD 2,012.

En el análisis comparativo de resultados se concluye: la flexibilidad del suelo hace que aumente los periodos de vibración, las fuerzas y deformaciones en el arco, viga tirante y pilotes varían dependiendo la combinación de cargas y la flexibilidad del suelo de fundación.

Palabras clave: Interacción suelo estructura, interacción pilote-suelo-pilote, interacción cinemática e inercial, modelo acoplado y desacoplado, módulo de reacción del suelo, respuesta sísmica de estructura, puente arco, cimentación profunda.

Índice general

Portada	I
Acta de Sustentación	
Presentación	I
Dedicatoria	II
Agradecimientos	III
Resumen	IV
Índice General	V
Índice de Cuadros	XI
Índice de Figuras	XV
Abreviaturas	XXII
1. Introducción	1
1.1. Antecedentes	1
1.2. Problema	2
1.2.1. Identificación del problema	2
1.2.2. Selección y definición del problema	4
1.2.3. Planteamiento del problema	5

1.3.	Justificación e importancia	6
1.4.	Limitaciones y restricciones	8
1.5.	Objetivos	10
1.5.1.	Objetivos generales	10
1.5.2.	Objetivos específicos	10
1.6.	Variables e indicadores	11
1.6.1.	Identificación y definición	11
1.6.2.	Clasificación de las variables	11
1.7.	Metodología de la investigación	11
1.8.	Organización del estudio	13
2.	Estado del arte de puentes arco con cimentación profunda	15
2.1.	El puente arco	15
2.1.1.	Clasificación de puentes arco	16
2.1.2.	Principales elementos del puente arco con tablero inferior	20
2.1.3.	Estabilidad de los arcos	22
2.1.4.	Criterios para elegir el tipo de la superestructura	23
2.2.	Cimentación profunda	24
2.2.1.	Necesidad de la cimentación con pilotes	25
2.2.2.	Los pilotes	26
2.2.3.	Criterios para la selección del tipo de pilote	27
2.2.4.	Tipología de pilotes	28
2.2.5.	Configuración geométrica del grupo de pilotes	30
2.2.6.	Fricción superficial y fricción negativa	31
2.2.7.	Falla estructural en los pilotes	34
2.3.	Condiciones de apoyo y juntas de dilatación	35
2.4.	Normativa de diseño de puentes en Perú	37
2.5.	Modelos Matemáticos	37
2.5.1.	Teoría de la elasticidad	38

2.5.2.	Comportamiento de los materiales estructurales	39
2.5.3.	Geometría	41
2.6.	Programas de análisis y diseño de puentes empleados en la presente investigación	42
2.6.1.	Sap2000 versión 14.0.0	42
2.6.2.	Plaxis 3D Foundation	43
3.	Interacción suelo estructura ISE en puentes cimentados con pilotes	48
3.1.	Generalidades	48
3.2.	Interacción dinámica de suelo-estructura	50
3.2.1.	Interacción inercial	51
3.2.2.	Interacción cinemática	52
3.3.	Efectos asociados con la interacción suelo-estructura	53
3.4.	Efecto lineal y no lineal de la reacción del suelo	54
3.4.1.	Interacción lineal de suelo-estructura	54
3.4.2.	Interacción no lineal de suelo-estructura	55
3.5.	Modelos analíticos de la interacción suelo-pilote-superestructura	56
3.6.	Comportamiento de pilotes individuales cargados lateralmente	57
3.6.1.	Método de Winkler	60
3.6.2.	Método de Bowles	68
3.6.3.	Método de las curvas $p - y$	69
3.6.4.	Método de la teoría de elasticidad	72
3.6.5.	Método de los Elementos Finitos	74
3.7.	Comportamiento del grupo de pilotes cargados lateralmente	75
3.7.1.	Método de aproximaciones analíticas de forma cerrada	78
3.7.2.	Método de la teoría de elasticidad	80
3.7.3.	Método de los Elementos Finitos	80
4.	Aplicación de la metodología de interacción suelo-estructura ISE en puente Salvación	81

4.1.	Descripción general del proyecto	81
4.1.1.	Ubicación del puente	81
4.1.2.	Concepción estructural del puente	82
4.2.	Parámetros de estudios básicos	83
4.3.	Cargas empleadas en la investigación	83
4.3.1.	Cargas permanentes	84
4.3.2.	Sobrecargas vivas	84
4.3.3.	WS: viento, (Artículo 3.8 - AASHTO LRFD)	85
4.3.4.	EQ: sismo, (Artículo 3.10 - AASHTO LRFD)	87
4.3.5.	Empuje del suelo	95
4.4.	Combinaciones de carga	96
4.4.1.	Estado límite de Servicio I	97
4.4.2.	Estado límite Evento Extremo I	97
4.5.	Módulo de reacción lateral del suelo	97
4.6.	Metodología de modelación del puente arco en Sap2000	103
4.6.1.	Modelamiento tradicional del puente	104
4.6.2.	Modelamiento no tradicional del puente	105
4.7.	Metodología de modelación de la subestructura en Plaxis 3D Foundation	106
5.	Resultados de la investigación	111
5.1.	Formas de vibración	111
5.2.	Asentamientos y deformaciones	114
5.2.1.	Asentamiento en los pilotes	114
5.2.2.	Deflexiones en la superestructura	114
5.2.3.	Deformación lateral en los pilotes	117
5.3.	Fuerzas en superestructura y subestructura	124
5.3.1.	Fuerzas en superestructura	124
5.3.2.	Fuerzas en subestructura	134
5.4.	Resultados de Plaxis 3D Foundation	140

5.4.1. Pilotes en estribo izquierdo	140
5.4.2. Pilotes en estribo derecho	142
6. Análisis y discusión de resultados	144
6.1. Evaluación de controles en el análisis y diseño	144
6.1.1. Control de la deflexión vertical y contraflecha	144
6.1.2. Control de asentamiento en pilotes	147
6.1.3. Control de capacidad de carga en pilotes	147
6.2. Evaluación de modos de vibración	148
6.3. Evaluación de deformaciones	150
6.3.1. Superestructura: arco y viga tirante	150
6.3.2. Deformación sísmica de pilotes	150
6.4. Evaluación de fuerzas	153
6.4.1. Superestructura: arco y viga tirante	153
6.4.2. Subestructura: pilotes	155
6.5. Evaluación de resultados de Plaxis 3D Foundation	159
7. Conclusiones y Recomendaciones	160
7.1. Conclusiones	160
7.2. Recomendaciones	163
7.3. Temas Afines de Investigación	164
Referencias	165
A. Estudio de geología y geotécnica	170
A.1. Investigación geotécnica	170
A.1.1. Perforaciones diamantina	170
A.1.2. Sondeo de verificación	172
A.2. Capacidad admisible de pilotes	173
A.3. Asentamiento del grupo de pilotes	174

B. Estudio indirecto de Refracción Sísmica	178
B.1. Resultados de la refracción sísmica	178
B.2. Discusiones, conclusiones y recomendaciones	179
B.2.1. Discusiones	179
B.2.2. Conclusiones	180
B.2.3. Recomendaciones	180
C. Estudio de riesgo sísmico	184
C.1. Sismicidad histórica instrumental)	184
C.2. Determinación del peligro sísmico	185
C.3. Conclusiones y recomendaciones	186
D. Formas de vibración	187
D.1. Modelo desacoplado sin ISE	187
D.2. Modelo acoplado sin ISE empotrado en el cabezal	189
D.3. Modelo acoplado con ISE - K. Terzaghi	191
D.4. Modelo acoplado con ISE - J. Bowles	193
E. Planos	196

Índice de cuadros

2.1. Ventajas y desventajas del tipo de pilotes según el proceso constructivo	29
2.2. Espaciamiento Mínimo de Pilotes.	31
3.1. Valores de coeficiente de reacción horizontal para pilotes en arena seca, húmeda y sumergida, $\frac{kg}{cm^3}$	68
3.2. Factores de capacidad de carga N_c , N_q y N_γ por Vesic (1,973).	69
3.3. Factor de reducción de grupos para el coeficiente del módulo de reac- ción lateral del suelo n_h - Davisson, (1,970)	79
4.1. Ubicación Geográfica a través de las coordenadas UTM de los ejes de apoyos del puente	81
4.2. Valores de V_0 y Z_0 para diferentes condiciones de la superficie contra el viento	86
4.3. Presiones básicas P_B correspondiente a $V_B = 160.00 (km/h)$	87
4.4. Site Class Definitions	88
4.5. Velocidades promedio de ondas de corte para 03 líneas (75.00m de longitud) de refracción sísmica.	88
4.6. Velocidades promedio de ondas de corte para 03 líneas (75.00m de longitud) de refracción sísmica	89
4.7. Values of site factor, F_{pga} , at zero period on acceleration spectrum.	89
4.8. Values of site factor, F_a , for short period range of acceleration spectrum	90
4.9. Values of site factor, F_v , for long period range of acceleration spectrum	90
4.10. Zona sísmica	94

4.11. Response modification factors - substructures	94
4.12. Response modification factors - connections	95
4.13. Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre estribos per- pendiculares al tráfico	96
4.14. Propiedades mecánicas de acero estructural A572Gr50	103
4.15. Propiedades mecánicas de concreto armado	103
4.16. Propiedades mecánicas del suelo y concreto para modelar la subes- tructura (estribo izquierdo) en Plaxis 3D Foundation	107
4.17. Propiedades mecánicas del suelo y concreto para modelar la subes- tructura (estribo derecho) en Plaxis 3D Foundation	107
4.18. Fuerzas en pilotes a nivel de encepado empleadas en el modelo.	108
5.1. Periodos (seg.) para diferentes modos de vibración.	112
5.2. Frecuencias (Hz) para diferentes modos de vibración.	113
5.3. Asentamiento de los pilotes por efecto de la combinación de cargas en estado límite de servicio I	114
5.4. Deflexión vertical del arco y viga tirante.	115
5.5. Deformación de los pilotes por efecto de la fuerza sísmica combinada $100\%S_{xx} + 30\%S_{yy}$ - metodología propuesto por K. Terzaghi	118
5.6. Deformación de los pilotes por efecto de la fuerza sísmica combinada $100\%S_{yy} + 30\%S_{xx}$ - metodología propuesto por K. Terzaghi	119
5.7. Deformación de los pilotes por efecto de la fuerza sísmica combinada $100\%S_{xx} + 30\%S_{yy}$ - metodología propuesto por J. Bowles	121
5.8. Deformación de los pilotes por efecto de la fuerza sísmica combinada $100\%S_{yy} + 30\%S_{xx}$ - metodología propuesto por J. Bowles	122
5.9. Fuerzas máximas absolutas en el arco y viga tirante por efecto de la combinación de Servicio I.	125
5.10. Fuerzas máximas absolutas en el arco y viga tirante por efecto de la combinación de Evento Extremo I.	125

5.11. Fuerza axial en el arco y viga tirante por efecto de la combinación de cargas en estado límite de servicio I	126
5.12. Fuerza axial en el arco y viga tirante por efecto de la combinación de cargas en estado límite Evento Extremo I	128
5.13. Momentos M3-3 en el arco y viga tirante por efecto de la combinación de cargas en estado límite de servicio I	130
5.14. Momentos M3-3 en el arco y viga tirante por efecto de la combinación de cargas en estado límite de evento extremo I	132
5.15. Fuerzas máximas absolutas en pilotes - Servicio I	134
5.16. Fuerzas máximas absolutas en pilotes - Evento Extremo I	135
6.1. Verificación de la deflexión vertical en arco según el AASHTO LRFD.	144
6.2. Verificación de la deflexión vertical en viga tirante según el AASHTO LRFD.	145
6.3. Fuerzas axiales en pilotes por Servicio I	148
6.4. Fuerzas axiales en pilotes por Evento Extremo I	148
6.5. Porcentaje de variación de los periodos de vibración	149
6.6. Porcentaje de variación de deformaciones en pilotes por la combinación sísmica $100\%S_{xx} + 30\%S_{yy}$	151
6.7. Porcentaje de variación de deformaciones en pilotes por la combinación sísmica $100\%S_{yy} + 30\%S_{xx}$	151
6.8. Porcentaje de variación de fuerzas máximas absolutas en arco y viga tirante para la combinación de cargas Servicio I	154
6.9. Porcentaje de variación de fuerzas máximas absolutas en arco y viga tirante para la combinación de cargas Evento Extremo I	154
6.10. Porcentaje de variación de fuerzas máximas absolutas en pilotes para la combinación de cargas Servicio I	156
6.11. Porcentaje de variación de fuerzas máximas absolutas en pilotes para la combinación de cargas Evento Extremo I	157

A.1. Caracterización del perfil estratigráfico de suelo de fundación	171
A.2. Parámetros geotécnicos del suelo de fundación	171
A.3. Parámetros geotécnicos del suelo de fundación	171
A.4. Capacidad admisible de pilotes perforados individuales.	174
B.1. Descripción del perfil estratigráfico - línea sísmica LRS A-A L=75.00	
<i>m</i>	181
B.2. Descripción del perfil estratigráfico - línea sísmica LRS B-B L=75.00	<i>m</i> 181
B.3. Descripción del perfil estratigráfico - línea sísmica LRS C-C L=75.00	<i>m</i> 182
B.4. Descripción del perfil estratigráfico - línea sísmica LRS D-D L=75.00	
<i>m</i>	182
B.5. Descripción del perfil estratigráfico - línea sísmica LRS E-E L=75.00	<i>m</i> 183
B.6. Descripción del perfil estratigráfico - línea sísmica LRS F-F L=75.00	<i>m</i> 183
C.1. Características de la información sísmica.	185
C.2. Aceleraciones máximas esperadas para períodos de retorno de 30, 50,	
100, 200, 475, 500, 1000 y 2500 años.	186

Índice de figuras

2.1. Elementos de un puente arco	16
2.2. Clasificación según la posición del tablero	17
2.3. Clasificación según la configuración de elementos resistentes en el tím- pano	18
2.4. Clasificación según los apoyos y articulaciones	18
2.5. Clasificación según el sistema de estabilidad lateral	19
2.6. Arcos de sección sólida y celosía	19
2.7. Tipos de configuración de las péndolas	20
2.8. Tipos de péndolas	21
2.9. <i>a)</i> y <i>b)</i> pilotes de carga de punta, <i>c)</i> pilotes de fricción	27
2.10. Pilote corto o rígido	32
2.11. Representación esquemática de las cargas, asentamiento y plano neu- tro de un pilote, <i>a)</i> Distribución de la carga y resistencia <i>b)</i> Distribu- ción del asentamiento	33
2.12. Representación esquemática de las cargas mayoradas en pilotes con fricción negativa y fricción superficial	34
2.13. Modos de falla en pilotes	35
2.14. Modeling of bearings and expansion joints: Bridge decks and piers . .	36
2.15. Modeling of bearings and expansion joints: Use of constraints on se- parate joints at common locations	37
2.16. Elemento finito tridimensional de 15 nodos del Plaxis 3D Foundation.	47

3.1. Modelo de Winkler aplicado a pilotes cargados lateralmente, Villera y Wendichansky [47]	49
3.2. Descomposición del fenómeno de interacción suelo estructura, M. Jawad Arefi [4].	51
3.3. Modelos analíticos de la interacción suelo-pilote-superestructura, <i>a</i>) Modelo simplificado desacoplado; <i>b</i>) Modelo acoplado.	57
3.4. Relación no lineal presión-deformación	58
3.5. Determinación experimental del módulo de reacción lateral y vertical del suelo, <i>a</i>) Ensayos de carga lateral en pilotes a escala real; <i>b</i>) Ensayos de placa de carga.	58
3.6. Efecto del nivel de esfuerzo sobre el módulo de rigidez en pilotes cargados lateralmente. Tomada de Poulos (1,980), [20]	59
3.7. variación del módulo de reacción lateral en profundidad. (<i>a</i>) suelo cohesivo. (<i>b</i>) suelo granular. (<i>c</i>) arcilla normalmente consolidada y disecada. (<i>d</i>) estrato superficial blando (S. Prakash and H. Sharma (1,990) [35]	62
3.8. Comparación del coeficiente m_h para diferentes modelos en función de la deflexión horizontal, [6]	65
3.9. Comparación de deflexiones para situaciones diferentes de condiciones de contorno, [6]	66
3.10. <i>a</i>) Idealización del suelo son resortes - Método de Winkler. <i>b</i>) Curvas de reacción del suelo y deflexión lateral. <i>c</i>) Curvas p - y	70
3.11. Definición de las curvas $p - y$: <i>a</i>) Pilote en reposo. <i>b</i>) Pilote después de la aplicación de carga.	71
3.12. Metodología de desarrollo de curvas de $p - y$, (Reese and Va Imp 2001).	73
3.13. Discretización general del pilote para el análisis continuo del suelo. <i>a</i>) Pilote; <i>b</i>) Suelo adyacente al pilote - (Poulos y Davis, (1,980))	74
3.14. Grupos de pilotes, <i>a</i>) Grupo de pilotes en planta; <i>b</i>) Superposición de los esfuerzos en pilotes.	76

3.15. Interacción estática entre pilotes en función de la separación - Mey- mand, (1,998)	77
4.1. a) muestra la ubicación del proyecto; b) muestra la topografía de la quebrada para la ubicación de los pilotes del puente.	82
4.2. Magnitud, dirección y ubicación de la fuerza de frenado BR_{neto} según el AASHTO LRFD 2012 [21]	85
4.3. Espectro de respuesta sísmica, AASHTO LRFD 2,012 [21]	91
4.4. Espectro de respuesta sísmica elástica e inelástica según el AASHTO LRFD 2,012 [21]	93
4.5. Diagrama de flujo del modelamiento y análisis de puente arco con o sin la interacción suelo-estructura ISE en el programa Sap2000.	104
4.6. Modelo tradicional o modelo desacoplado (péndulo invertido) de la superestructura en el software Sap2000.	105
4.7. Modelo no tradicional o modelo acoplado del puente con presencia del suelo de fundación en el programa Sap2000.	106
4.8. Perfil estratigráfico del suelo en el estribo izquierdo.	108
4.9. Perfil estratigráfico del suelo en el estribo derecho.	109
4.10. Modelo tridimensional del estribo izquierdo incluido los 06 pilotes de $L = 30.00m$ en el software Plaxis 3D Foundation.	109
4.11. Modelo tridimensional del estribo derecho incluido los 06 pilotes de $L = 9.00m$ en el software Plaxis 3D Foundation.	110
5.1. Periodos de vibración para los cuatro modelos.	112
5.2. Frecuencias (Hz) de vibración para los cuatro modelos.	113
5.3. Deflexiones verticales del arco - estado límite de servicio I.	116
5.4. Deflexiones verticales de la viga tirante - estado límite de servicio I.	116
5.5. Nomenclatura individual de pilotes.	117
5.6. Diagrama de deformaciones en los pilotes del estribo izquierdo.	118
5.7. Diagrama de deformaciones en los pilotes del estribo derecho.	119

5.8. Diagrama de deformaciones en los pilotes del estribo izquierdo.	120
5.9. Diagrama de deformaciones en los pilotes del estribo derecho.	120
5.10. Diagrama de deformaciones en los pilotes del estribo izquierdo.	121
5.11. Diagrama de deformaciones en los pilotes del estribo derecho.	122
5.12. Diagrama de deformaciones en los pilotes del estribo izquierdo.	123
5.13. Diagrama de deformaciones en los pilotes del estribo derecho.	123
5.14. Diagrama de fuerza axial en el arco.	127
5.15. Diagrama de fuerza axial en viga tirante.	127
5.16. Diagrama de fuerza axial en el arco.	129
5.17. Diagrama de fuerza axial en viga tirante.	129
5.18. Diagrama de momento flexionante M3-3 en el arco.	131
5.19. Diagrama de momento flexionante M3-3 en la viga tirante.	131
5.20. Diagrama de momento flexionante M3-3 en el arco.	133
5.21. Diagrama de momento flexionante M3-3 en la viga tirante.	133
5.22. DMF por combinación de cargas Servicio I - K. Terzaghi.	136
5.23. DMF por combinación de cargas Servicio I - K. Terzaghi.	136
5.24. DMF por combinación de cargas Evento Extremo I - K. Terzaghi. . .	137
5.25. DMF por combinación de cargas Evento Extremo I - K. Terzaghi. . .	137
5.26. DMF por combinación de cargas Servicio I - J. Bowles.	138
5.27. DMF por combinación de cargas Servicio I - J. Bowles.	138
5.28. DMF por combinación de cargas Evento Extremo I - J. Bowles. . . .	139
5.29. DMF por combinación de cargas Evento Extremo I - J. Bowles. . . .	139
5.30. Deformaciones de pilotes como elemento shell.	140
5.31. Deformaciones de pilotes a lo largo del eje: figura izquierda deforma- ción en "x", derecho deformación en "y".	140
5.32. Figura izquierda son las fuerzas axiales, figura derecha las fuerzas cortantes en cada pilote.	141
5.33. Figura izquierda son los momentos $M3 - 3$, figura derecha los mo- mentos $M2 - 2$ en cada pilote.	141

ÍNDICE DE FIGURAS

5.34. Deformaciones de pilotes como elemento shell.	142
5.35. Deformaciones de pilotes a lo largo del eje: figura izquierda deforma- ción en "x", derecho deformación en "y".	142
5.36. Figura izquierda son las fuerzas axiales, figura derecha las fuerzas cortantes en cada pilote.	143
5.37. Figura izquierda son los momentos $M3 - 3$, figura derecha los mo- mentos $M2 - 2$ en cada pilote.	143
6.1. Comparación gráfica de deflexiones efectivas en el arco.	146
6.2. Comparación gráfica de deflexiones efectivas en la viga tirante.	146
6.3. Variación de fuerzas en pilotes del estribo izquierdo - Servicio I.	156
6.4. Variación de fuerzas en pilotes del estribo derecho - Servicio I.	157
6.5. Variación de fuerzas en pilotes del estribo izquierdo - Evento Extremo I.	158
6.6. Variación de fuerzas en pilotes del estribo derecho - Evento Extremo I.	158
A.1. Capacidad de carga de pilotes en condiciones normales, estudio de geología y geotécnica - Consorcio San Pedro.	175
A.2. Capacidad de carga de pilotes en condiciones de sismo, estudio de geología y geotécnica - Consorcio San Pedro.	176
A.3. Capacidad de carga de pilotes en condiciones de socavación, estudio de geología y geotécnica - Consorcio San Pedro.	177
D.1. Primer modo de vibración $T = 1.786$ seg. y $f = 0.560$ Hz o $\text{ciclos}/\text{seg.}$, la oscilación es perpendicular a la longitud del puente, el arco y el tablero lo hacen en el mismo sentido.	187
D.2. Segundo modo de vibración $T = 1.335$ seg. y $f = 0.749$ Hz. o $\text{ciclos}/\text{seg.}$, la oscilación es en dirección longitudinal al puente, la estructura en conjunta lo ejecuta en el mismo sentido.	188

ÍNDICE DE FIGURAS

- D.3. Tercer modo de vibración $T = 1.321$ seg. y $f = 0.757$ Hz. o $\text{ciclos}/\text{seg.}$, la oscilación es perpendicular a la longitud del puente, el arco y el tablero lo hacen en sentido contrario. 188
- D.4. Cuarto modo de vibración $T = 0.817$ seg. y $f = 1.224$ Hz. o $\text{ciclos}/\text{seg.}$, la oscilación es torsional en la dirección vertical. 189
- D.5. Primer modo de vibración $T = 1.788$ seg. y $f = 0.559$ Hz o $\text{ciclos}/\text{seg.}$, la oscilación es perpendicular a la longitud del puente, el arco, el tablero y la subestructura lo realiza en el mismo sentido. 189
- D.6. Segundo modo de vibración $T = 1.336$ seg. y $f = 0.749$ Hz. o $\text{ciclos}/\text{seg.}$, la oscilación es en dirección longitudinal al puente, la estructura en conjunta lo ejecuta en el mismo sentido. 190
- D.7. Tercer modo de vibración $T = 1.322$ seg. y $f = 0.757$ Hz. o $\text{ciclos}/\text{seg.}$, la oscilación es perpendicular a la longitud del puente, el arco, el tablero y la subestructura lo realiza en sentido contrario. 190
- D.8. Cuarto modo de vibración $T = 0.818$ seg. y $f = 1.222$ Hz. o $\text{ciclos}/\text{seg.}$, la oscilación es torsional en la dirección vertical. 191
- D.9. Primer modo de vibración $T = 1.922$ seg. y $f = 0.0.520$ Hz o $\text{ciclos}/\text{seg.}$, la oscilación es perpendicular a la longitud del puente, el arco, el tablero y la subestructura lo realiza en el mismo sentido. 191
- D.10. Segundo modo de vibración $T = 1.382$ seg. y $f = 0.723$ Hz. o $\text{ciclos}/\text{seg.}$, la oscilación es perpendicular a la longitud del puente, el arco, el tablero y la subestructura lo realiza en sentido contrario. 192
- D.11. Tercer modo de vibración $T = 1.400$ seg. y $f = 0.746$ Hz. o $\text{ciclos}/\text{seg.}$, la oscilación es en dirección longitudinal al puente, la estructura en conjunta lo ejecuta en el mismo sentido. 192
- D.12. Cuarto modo de vibración $T = 0.845$ seg. y $f = 1.184$ Hz. o $\text{ciclos}/\text{seg.}$, la oscilación es torsional en la dirección vertical. 193

ÍNDICE DE FIGURAS

- D.13. Primer modo de vibración $T = 1.918$ seg. y $f = 0.521$ Hz o $\text{ciclos}/\text{seg.}$, la oscilación es perpendicular a la longitud del puente, el arco, el tablero y la subestructura lo realiza en el mismo sentido. 193
- D.14. Segundo modo de vibración $T = 1.385$ seg. y $f = 0.722$ Hz. o $\text{ciclos}/\text{seg.}$, la oscilación es perpendicular a la longitud del puente, el arco, el tablero y la subestructura lo realiza en sentido contrario. 194
- D.15. Tercer modo de vibración $T = 1.340$ seg. y $f = 0.746$ Hz. o $\text{ciclos}/\text{seg.}$, la oscilación es en dirección longitudinal al puente, la estructura en conjunta lo ejecuta en el mismo sentido. 194
- D.16. Cuarto modo de vibración $T = 0.844$ seg. y $f = 1.185$ Hz. o $\text{ciclos}/\text{seg.}$, la oscilación es torsional en la dirección vertical. 195

Abreviaturas

AASHTO: en inglés, American Association of State Highway and Transportation Officials; español, Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes.

CSI: en inglés, Computers and Structures, Inc.

FEM: Método de elementos finitos.

IGP: Instituto Geofísico del Perú.

ISE: Interacción suelo-estructura.

LRFD: en inglés, load and resistance factor design; en español, diseño por factores de carga y resistencia.

LRS: Perfiles de refracción sísmica.

MASW: en inglés, Multichannel Analysis Surface Waves.

MDF: Método de divisiones finitas.

MTC: Ministerio de Transportes y Comunicaciones.

SPT: Ensayo de penetración estándar.

SUCS: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

Capítulo 1

Introducción

1.1. Antecedentes

El análisis de comportamiento dinámico estructural incluyendo la metodología de interacción suelo-estructura, se resuelve, fundamentalmente introduciendo los coeficientes de rigidez del suelo en las direcciones horizontal, vertical y giros respecto a los mismos ejes. La estimación de los coeficientes de rigidez del suelo ha sido el objetivo principal de muchos investigadores, a continuación se enumera los más trascendentales:

Karl Terzaghi (1,995) [41], en una publicación sobre el coeficiente de balasto horizontal para cimentaciones con pilotes o muros sometidos a cargas horizontales, propone que el módulo de reacción lateral en suelos arcillosos es constante en profundidad; mientras para los suelos arenosos varía linealmente con la profundidad.

Joseph E. Bowles (1,997) [10], en su libro sugiere estimar el coeficiente de balasto horizontal para cimentaciones con pilotes que varía con la profundidad, utilizando los factores de capacidad carga presentados por Terzaghi, Meyerhoff, Hansen y Vesic. Genner Villarreal Castro (2,009) [46], en su libro de investigación sobre diseño de edificios altos considerando la interacción suelo-estructura para cimentación con pilotes, presenta dos métodos (modelo Norma Rusa SNIP 2.02.05.87 y modelo V.A. Ilichev-YU.V Mongolov-V.M. Shavich) para determinar los coeficientes de reacción

vertical y giros del suelo a nivel del cabezal del pilote. El autor concluye que la estructura analizada con base flexible presenta desplazamientos mayores y fuerzas internas menores con respecto al edificio con base rígida.

C. C. Spyarakos (1,991) [40], en su libro de investigación sobre el comportamiento sísmico de puentes incluyendo la interacción suelo estructura, concluye, el diseño de puentes considerando la ISE presenta la disminución significativa de las fuerzas internas, y, por tanto reducción de los costos de construcción.

Dobry y Gazetas (1,988) [37], presentaron un método simplificado para calcular los factores de interacción dinámica en grupos de pilotes de fricción, enterrados en suelo homogéneo. La base del método radica en considerar que el fenómeno de la propagación cilíndrica de ondas controla la vibración de los pilotes y los desplazamientos que experimentan los pilotes adyacentes.

1.2. Problema

1.2.1. Identificación del problema

La interacción suelo-estructura depende directamente de los estudios de ingeniería geológica y geotécnica, así como de la ingeniería estructural. La metodología de análisis estructural por ISE, es aplicable en suelos flexibles y/o licuables para cimentaciones superficiales y *profundas*¹ de estructuras como *edificaciones esenciales, importantes y comunes*², edificios altos, puentes, y otras estructuras especiales. La interacción suelo-estructura está estrechamente relacionado con la seguridad estructural durante los eventos sísmicos.

La interacción suelo-estructura ISE, tiene relación directa con los siguientes enunciados:

¹Cuando el suelo situado al nivel en que se desplantará una zapata o una losa de fundación, es demasiado débil o compresible para proporcionar un soporte adecuado, las cargas se deben transmitir a un material más adecuado a mayor profundidad. (Terzaghi 1,973)

²Esenciales: después de un gran sismo no debería interrumpirse la funcionalidad para el refugio, importantes: reúnen gran cantidad de personas y comunes. Categorizado en la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

- La mayoría de los diseños en nuestro medio, el ingeniero estructural diseña las estructuras sin considerar los desplazamientos de apoyo, y el ingeniero geotécnico estima los asentamientos sin tomar en cuenta la rigidez de la estructura.
- Las distintas características del suelo de fundación y el comportamiento de la estructura hacen dificultoso la estimación del módulo de reacción vertical y horizontal del suelo, debido que este parámetro no es una propiedad específica del suelo o de la estructura, sino una propiedad que depende de la interacción de ambos.
- En el modelo de cálculo normativo y manuales de diseño no existe el suelo de fundación, el modelo está orientado solo a describir el trabajo de la estructura. La base de fundación se toma como un medio externo absolutamente rígido (modelo de péndulo invertido), donde la condición de contorno está empotrado en la base.
- Los parámetros sísmicos normativos en la mayoría de los países están dadas a nivel del campo, sin considerar la presencia de la estructura, evidentemente ante un fenómeno sísmico el movimiento del suelo libre será muy diferente en la vecindad de la estructura.
- En la práctica profesional la ISE no se toman en cuenta, salvo en muy contadas ocasiones. Una de las razones por las cuales no se realiza el análisis de los efectos ISE es porque se requiere de cálculos adicionales complicados, tales como la estimación de las funciones de impedancia de las cimentaciones. Para estructuras cimentadas con grupos de pilotes, estos cálculos pueden llegar a ser laboriosos. Además, en cimentaciones de este tipo, se presenta un fenómeno de interacción entre pilotes (efectos de grupo) que modifica la impedancia global, haciendo que ésta sea diferente a la suma de las impedancias individuales de cada pilote. Solamente un análisis mediante elementos finitos o elementos de frontera puede proporcionar en forma rigurosa las funciones de

impedancia correspondientes, con la desventaja de que esta clase de análisis únicamente resultan económicos en proyectos de gran envergadura o para fines de investigación.

1.2.2. Selección y definición del problema

La necesidad de contar con obras de arte mayores en una vía de comunicación urbana, vecinal, regional o nacional, permite el cálculo y análisis estructural como consecuencia el diseño adecuado, seguro, y económico. El enunciado anterior nos conlleva a evaluar las condiciones actuales de los puentes, introducir y fomentar en el medio las nuevas alternativas de cálculo. Los puentes diseñados y construidos sin tomar en cuenta la influencia del suelo (cimentación superficial o cimentación profunda) en el comportamiento dinámico estructural, da consecuencias como el subdimensionado o sobredimensionado en los elementos estructurales, éstos genera problemas económicos y la seguridad estructural durante la etapa de servicio, mantenimiento y reparación parcial o total.

En el cálculo, análisis y diseño estructural de los puentes no solo es responsabilidad del ingeniero estructural como se practica actualmente en nuestro medio; sino en la concepción de las estructuras se debe mucho a las decisiones tomadas por el ingeniero estructural e ingeniero geólogo y geotécnico. En la concepción o proyección de una estructura de puentes, es de vital importancia evaluar qué tipo de cimentación se propone según las características mecánicas del suelo de fundación y alternativas de solución, que permita cubrir los parámetros de seguridad y economía a lo largo de su vida útil. La alternativa elegida para el cálculo y análisis estructural con la presencia del suelo, deberá cubrir los aspectos técnicos mínimos requeridos y ayuda para los nuevos proyectos. El empleo de la ISE en puentes cimentados con pilotes podría dar resultados esperados, es por lo que será materia de estudio de la presente investigación.

1.2.3. Planteamiento del problema

Actualmente, dentro de la ingeniería estructural en nuestro medio, existe la necesidad de buscar e introducir nuevas alternativas de solución, que permitan superar las desventajas que se presenta con la aplicación de métodos convencionales en el análisis estructural (modelo físico de péndulo invertido). Este modelo viene dando resultados acorde a las exigencias, sin embargo hay características que impiden muchas veces su empleo, una de ellas es la no inclusión en el análisis estructural las propiedades mecánicas del suelo.

La consideración del suelo de fundación dentro del *modelo matemático*³, logra caracterizar y aproximar el comportamiento dinámico de la estructura a la realidad durante los diferentes estados de carga, la más importante ante la presencia de cargas sísmicas que generan efectos laterales tanto en la superestructura así como en subestructura (estribos, pilares y los pilotes).

En la economía, el empleo de la interacción suelo-estructura ISE, en los proyectos estructurales de puentes donde el suelo de fundación es un suelo flexible y/o licuable, juega un papel muy importante, porque permite determinar las secciones de los elementos estructurales óptimos, acorde del comportamiento del suelo de fundación más la estructura en proyección, y no concebir elementos subdimensionados (rango plástico muy próximo a fractura) que pueden ocasionar fallas estructurales durante la vida útil vulnerando la seguridad estructural y así encareciendo los costos de mantenimiento y/o reparación; o sobredimensionados (rango elástico o linealidad de esfuerzo y deformación) que incrementa el costo de construcción.

Tomando las consideraciones expuestas y las bondades que presenta el empleo de la metodología de interacción suelo-estructura en puente Salvación cimentado con pilotes de fricción y punta, podría considerarse una alternativa aplicable dentro del análisis estructural. En conclusión la interrogante de la presente investigación queda planteada de la siguiente manera:

³Traducción de la realidad física de un sistema físico en términos matemáticos

Problema principal

¿En qué medida la introducción de la metodología de interacción suelo-estructura ISE, repercute en la respuesta dinámica de puentes con pilotes de cimentación?, y ¿Cómo difiere de la metodología convencional de modelo desacoplado?

Problemas secundarios

- ¿En qué medida la metodología de interacción suelo-estructura ISE, influye en la respuesta dinámica estructural de puentes a nivel superestructura?
- ¿Qué efecto genera la metodología de interacción suelo-estructura ISE en el comportamiento dinámico estructural del grupo de pilotes en suelo arenoso y roca?
- ¿De qué manera la metodología tradicional de modelo desacoplado, repercute en el comportamiento dinámico estructural de puentes.?

1.3. Justificación e importancia

El Perú, ubicado en una zona de alta sismicidad (límite entre las placas tectónicas principales placa de Nazca y placa Continental o Sudamericana), estas dos placas dan origen los movimientos sísmicos por *convergencia*⁴ y *divergencia*⁵ (mayor y menor intensidad sísmica respectivamente), según los registros históricos de terremotos a nivel mundial le corresponde grado 9 en la escala **Mercalli Modificada** [46]. Las grandes pérdidas humanas y económicas registradas como consecuencia de los movimientos sísmicos de gran intensidad, ha sido una preocupación primordial para la comunidad científica y tecnológica.

⁴Dos placas tectónicas se dirigen al mismo lugar, por lo tanto colisionan, dando lugar a las zonas de subducción y genera gran cantidad de sismos y actividad volcánica.

⁵Las placas van en direcciones opuestas, por lo tanto se separan. Al separarse dejan el camino abierto para que ingrese el magma desde el centro de la tierra.

En nuestro país, el desarrollo de la infraestructura vial es un reto permanente debido a sus características orográficas. Uno de esos retos es la construcción de puentes en quebradas o ríos que fácilmente superan los 100m de longitud, como es el caso de los ríos de nuestra Amazonía, en las que se hace complejo colocar apoyos intermedios en su cauce. Una alternativa para salvar dichas luces son los puentes arco, que se han venido utilizando desde épocas prehispánicas. Los puentes arco de luces importantes que se han construido en nuestro territorio han sido adquiridos generalmente en el extranjero, incluyendo el diseño estructural. Esta limitación ha impedido que se tenga ingenieros con experiencia en este tipo de diseño, razón por la que urge la necesidad de proponer procedimientos de cálculo que permitan comprender el comportamiento de esta configuración estructural considerando la ISE.

La construcción de puentes es necesario estar ligado a la seguridad estructural (adecuado entendimiento del comportamiento estructural ante las cargas estáticas y dinámicas durante diseño), y economía (reducción de costos que implica la sostenibilidad del proyecto a lo largo de su vida útil, y no se encarezca los trabajos de mantenimiento y reparación).

Seguridad estructural implica que la fundación sea el componente más importante de un puente. Una falla en la fundación podría implicar el colapso total del puente, aunque dicho colapso no ocurra resultaría difícil inspeccionar en las fundaciones. De aquí surgen las recomendaciones de códigos de diseño **AASHTO⁶ LRFD⁷ BRIDGE** [21] para que la fundación sea el elemento estructural más fuerte del puente. Los pilotes son estructuras que a menudo están sometidos a cargas laterales o momentos de vuelco, que conducen a desplazamientos laterales y de rotación en las cabezas de pilotes. Desde la perspectiva de la seguridad de las superestructuras, más atención se ha centrado recientemente en el desplazamiento de pilotes, en lugar de la capacidad de carga límite.

La introducción y búsqueda de nuevas metodologías de cálculo y análisis estructu-

⁶American Association of State Highway and Transportation Officials, o en español (Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes)

⁷Load and Resistance factor design, o en español (Diseño con Factores de Carga y Resistencia)

ral, como alternativas de aplicación dentro del campo de la Ingeniería Estructural, y, como consecuencia diseños cada vez más óptimos. La interacción suelo-estructura, cobra mayor importancia a raíz que existen características que no satisfacen ciertas condiciones dentro de lo actualmente utilizado en nuestro medio (modelos matemáticos y físicos sin considerar el suelo, o cuando se considera la presencia del suelo empleamos de manera inadecuada).

La presente investigación, respecto a la metodología de interacción suelo-estructura, es importante porque busca introducir en nuestro medio las metodologías de análisis estructural de puente cimentado con pilotes de fricción y punta considerando la existencia del suelo (módulo de reacción horizontal, vertical y giros), así como reducir los costos de inversión para su implementación, porque al considerar la base como no empotramiento perfecto (base elástica), repercute un aminoramiento considerable de fuerzas internas (momentos flectores, fuerzas cortantes, momentos torsores y fuerzas axiales) en los elementos estructurales.

1.4. Limitaciones y restricciones

La presente investigación está limitado a:

- Se consideró dos métodos para determinar el coeficiente del módulo de reacción lateral del suelo K_h : modelo lineal propuesto por K. Terzaghi, y, propuesto por J. Bowles modelo no lineal. Esta investigación se limita al uso de métodos de las curvas $p - y$ de modelo no lineal, modelo de Norma Rusa SNIP 2.02.05.87 y modelo V.A. Ilichev-YU.V Mongolov-V.M. Shavich, la primera metodología por poseer las formulaciones con parámetros basados principalmente de pruebas del laboratorio, las dos últimas por poseer formulaciones que sólo toma en cuenta la existencia de los pilotes para calcular la rigidez del suelo a nivel del cabezal, pero, no como elemento estructural que también está expuesta a esfuerzos y deformaciones.

1.4. Limitaciones y restricciones

- Se realizó el modelado y análisis de comportamiento dinámico estructural del puente Salvación considerando la presencia del suelo de fundación, cimentado con pilotes de (concreto armado), el estribo izquierdo trabaja principalmente a fricción; mientras el derecho efectúa de punta, la presente investigación se limita al análisis estructural con otros tipos de cimentación profunda (caissons u otros) y pilotes elaborado de otros materiales.
- Se calculó las (fuerzas internas y deformaciones) en los pilotes a través de los diferentes métodos de interacción suelo-estructura ISE, dejando sin efecto la implementación de pruebas en laboratorio, por el presupuesto que demandaría y los laboratorios que no existe en nuestro medio.
- La aplicación de interacción suelo-estructura, según los diferentes investigadores reduce considerablemente el aspecto económico (costos de construcción y posterior mantenimiento), en la presente investigación se limita a la cuantificación de costos por el tiempo que demandaría en su elaboración.
- La modelación del puente en forma acoplada se realizó en SAP2000 V14.1, en esta tesis se limita al uso de programas especializados basados en el método de elementos finitos FEM, especializados en modelar el puente completo (modelo acoplado) teniendo en cuenta las propiedades mecánicas de los suelos.
- La modelación y análisis de la subestructura se ha efectuado en el software Plaxis 3D Foundation, versión no original del programa presenta un truncamiento durante el proceso de cálculo para un modelo matemático propuesto, y eso limita comparar algunos resultados con las metodología propuestas por K. Terzaghi y J. Bowles.
- Existe poca información bibliográfica sobre el tema en nuestro medio.

1.5. Objetivos

Los objetivos son guías de desarrollo trazados en la presente investigación y se detallan a continuación:

1.5.1. Objetivos generales

Analizar la repercusión del empleo de la metodología de interacción suelo-estructura ISE, en la respuesta dinámica de puentes con pilotes de cimentación. Y evaluar la variación con la metodología convencional de modelo desacoplado

La aplicación de la metodología de interacción suelo-estructura ISE, se realizará en un puente arco metálico atirantado con tablero inferior y cimentación profunda (pilotes de fricción y punta), cuya luz principal es $l = 135.00m$, proyecto "Estudio definitivo para la construcción del puente Salvación y accesos", ubicada en la provincia de Manu, región Madre de Dios.

1.5.2. Objetivos específicos

- Evaluar la influencia de la metodología de interacción suelo-estructura ISE en la respuesta dinámica estructural de puentes a nivel de la superestructura.
- Estudiar el efecto que produce la metodología de interacción suelo-estructura ISE en el comportamiento dinámico estructural del grupo de pilotes en suelo arenoso y roca.
- Analizar la repercusión de la metodología tradicional de modelo desacoplado en el comportamiento dinámico estructural del puente.

1.6. Variables e indicadores

1.6.1. Identificación y definición

Las acciones o variables presentes en la investigación son:

- Metodología interacción suelo-estructura ISE.
- Metodología convencional de modelo desacoplado.
- Respuesta dinámica.
- Puentes con pilotes de cimentación.

1.6.2. Clasificación de las variables

Variables independientes

- Metodología interacción suelo-estructura ISE.
- Metodología convencional de modelo desacoplado.

Variables dependientes

- Comportamiento dinámico estructural (*Característica afectado por la metodología de interacción suelo-estructura y metodología convencional de modelo desacoplado*).

La unidad de análisis: Puentes con pilotes cimentación.

1.7. Metodología de la investigación

En esta sección se describe la estructura, procedimientos y metodologías para lograr los objetivos en "Análisis de respuesta dinámica incluyendo la interacción suelo-estructura en puentes con pilotes de cimentación". En diseño de la investigación es

no experimental, cuya naturaleza del diseño es **cuantitativa**. Los procesos que conducirá a cumplir los objetivos se clasifica de la siguiente manera:

■ **Implementación y conocimiento del estado del arte:**

La investigación se apoya en los aspectos primordiales y básicos del estado de conocimiento, teniendo en cuenta la disponibilidad de información y las facilidades que se presentan en nuestro medio para lograr los objetivos trazados.

■ **Modelación del puente en SAP2000 v14.1 y PlaxisS 3D Foundation:**

Dada las ideas claras en la etapa anterior, en ésta se desarrolló y determinó los módulos de reacción del suelo por las distintas metodologías de ISE propuestas por K. Terzaghi y Joseph E. Bowles). En la etapa de estructuración y modelación acoplada con ISE (interacción entre superestructura y subestructura) y desacoplada sin ISE (superestructura) del puente se utilizó el programa SAP2000 v14.1, y para el análisis del comportamiento dinámico del subestructura considerando el suelo de fundación el Plaxis 3D Foundation. Es importante la toma de decisión del tipo de carga y combinaciones a utilizar. Se ha elaborado 04 modelos en el programa SAP2000 v14.1 (01 modelo desacoplado sin ISE, 01 acoplado sin ISE y empotrado en cabeza de pilotes, 01 modelo acoplado con ISE - K. Terzaghi y 01 modelo acoplado con ISE - J. Bowles); mientras en el software Plaxis 3D Foundation se efectuó 02 modelos de la subestructura (estribo derecho e izquierdo) considerando el suelo de fundación de forma directa.

■ **Resultados, análisis y discusión de resultados:**

De los 06 modelos elaborados en ambos software se ha realizado la extracción de los resultados para su estudio, interpretación y comparación de los resultados para finalmente concluir y recomendar como referencia en proyectos reales similares e investigaciones posteriores afines.

1.8. Organización del estudio

En esta sección se describe el desarrollo secuencial de la presente investigación:

- El **Capítulo 1**, describe la introducción de la tesis en el que se detalla de la siguiente manera: (observación, antecedentes, selección, definición y planteamiento del problema), justificación e importancia, limitaciones y restricciones, objetivos, variables e indicadores, y organización del estudio.
- En el **Capítulo 2**, se hace una referencia al estado de arte de los puentes arco cimentados con pilotes, conceptos y clasificaciones de puentes arco, pilotes, modelos matemáticos, apoyos, software aplicados en esta investigación, y, tipos de análisis para tener en cuenta en el diseño del puente arco, en particularidad puente arco atirantado con tablero inferior. Los conceptos y recomendaciones descritos en este capítulo, están en concordancia con la norma norteamericana AASHTO LRFD 2,012.
- **Capítulo 3**, se detalla ampliamente los conceptos y fundamentos de la interacción suelo-estructura ISE, definiciones de la interacción dinámica, efectos asociados, modelos analíticos que considera la linealidad y no linealidad de la reacción del suelo, comportamiento de pilotes individuales y en grupo cargados lateralmente con sus respectivos metodologías de análisis.
- En el **Capítulo 4**, se realiza la descripción estructural del puente, consideraciones de parámetros de estudios básicos, definiciones y metrado de cargas, factores de carga y combinaciones de las mismas. Se efectúa el cálculo de la reacción lateral del suelo por los dos métodos propuestos (K. Terzaghi y J. Bowles). Con los datos antes mencionados se hace la modelación del puente arco de forma acoplada y desacoplada en el software SAP000, y, la modelación de subestructura (estribos más el grupo de pilotes) considerando el suelo circundante en el software Plaxis 3D Foundation.

- En el **Capítulo 5**, se presenta los resultados (esfuerzos y deformaciones) del comportamiento dinámico estructural del puente teniendo en cuenta las metodologías consideradas en esta investigación. Estos se presentan por dos formas: tabulada y gráfica.
- En el **Capítulo 6**, se hace el análisis y discusión de resultados obtenidos en SAP2000 y Plaxis 3D Foundation para los elementos estructurales principales del puente (arco, viga tirante y pilotes), en función a los esfuerzos, deformaciones, y, metodologías de interacción suelo-estructura ISE, generados por las cargas impuestas permanentes y transitorias.
- El **Capítulo 7**, incluye las conclusiones obtenidas durante la realización de la presente tesis y las recomendaciones según las experiencias adquiridas, además se menciona algunos temas afines de investigación.
- En la **Bibliografía**, se presenta el material e información utilizada en el presente estudio (libros, tesis, revistas, apuntes)..
- En el **Apéndice A**, se presenta las partes más resaltantes del Estudio de geología y geotécnia.
- En el **Apéndice B**, se muestran las partes más resaltantes del Estudio de indirecto de refracción sísmica.
- En el **Apéndice C**, se presenta las partes más resaltantes del Estudio de riesgo sísmico.
- En el **Apéndice D**, se muestra los cuatro primeros modos de vibración para cada modelo con y sin la interacción suelo-estructura.
- En el **Apéndice E**, se presenta los planos que detalla la geometría del puente.

Capítulo 2

Estado del arte de puentes arco con cimentación profunda

2.1. El puente arco

Timoshenko S. (1,965) [44], el arco es un elemento curvado en un plano, apoyado apropiadamente en sus extremos y cargado de tal modo que resiste esta carga básicamente en compresión pura. Se supone que el plano de curvatura del elemento es también plano de simetría de las secciones transversales y que las fuerzas externas aplicadas al arco actúan solamente en ese plano.

J. J. Jorquera (2,007) [22], el puente arco plano se define como una estructura que está formado por un arco vertical y un tablero recto de directrices coplanarias. En el arco plano los apoyos del tablero son axiales: está suspendido del arco superior mediante una familia de péndolas, y a través de montantes centrados sobre un arco inferior.

Wai-Fah Chen y Lian Duan (2,014) [13] y AASHTO LRFD (2,012) [21], un puente arco se define como un elemento vertical curvo que minimiza la fuerzas de flexión transformando a fuerzas axiales bajo el efecto de cargas permanentes y transitorias combinados. El puente arco tiene una serie de elementos tal como detalla en la figura 2.1 y por simplicidad en su mayoría están referidos a la línea centroidal del arco. Las

2.1. El puente arco

dimensiones geométricas utilizadas en el diseño del arco, son determinadas mediante las siguientes ecuaciones: 2.1.1 y 2.1.2.

$$l = l_0 + d \sin \alpha \quad (2.1.1)$$

$$f = f_0 + \frac{d}{2} (1 - \cos \alpha) \quad (2.1.2)$$

Donde:

α = ángulo de arranque medida entre la horizontal y el eje del arco.

l_0 = luz libre del arco (distancia de proyección horizontal entre las dos intrados).

f_0 = distancia vertical desde la corona intrados y la línea de proyección entre las dos intrados.

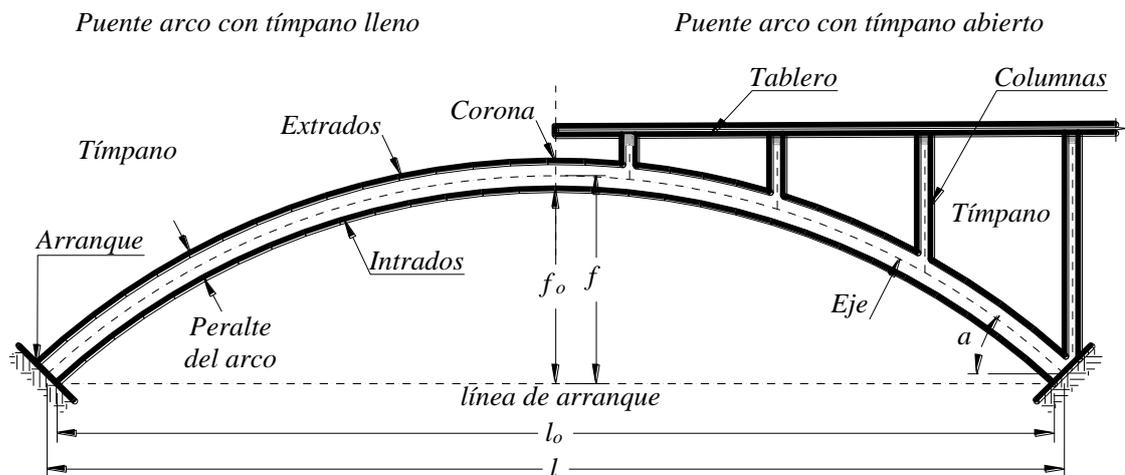


Figura 2.1: Elementos de un puente arco

2.1.1. Clasificación de puentes arco

De un punto de vista de la ingeniería, los puentes arco vertical se clasifican de acuerdo a la disposición del tablero: arco con tablero superior, arco con tablero inferior, y arco con tablero intermedio figura 2.2, generalmente los arcos con tablero inferior son atirantados a través de cables, tienen vigas de apoyo que conectan a los arcos en los

apoyos extremos, actuando como tirantes e impidiendo el desplazamiento relativo de los apoyos. Un puente con tablero superior es el habitual tipo de arco verdadero, más común e ideal para cruzar valles, empotrándose el arranque en las rocas Wai-Fah Chen y Lian Duan (2,014) [13].

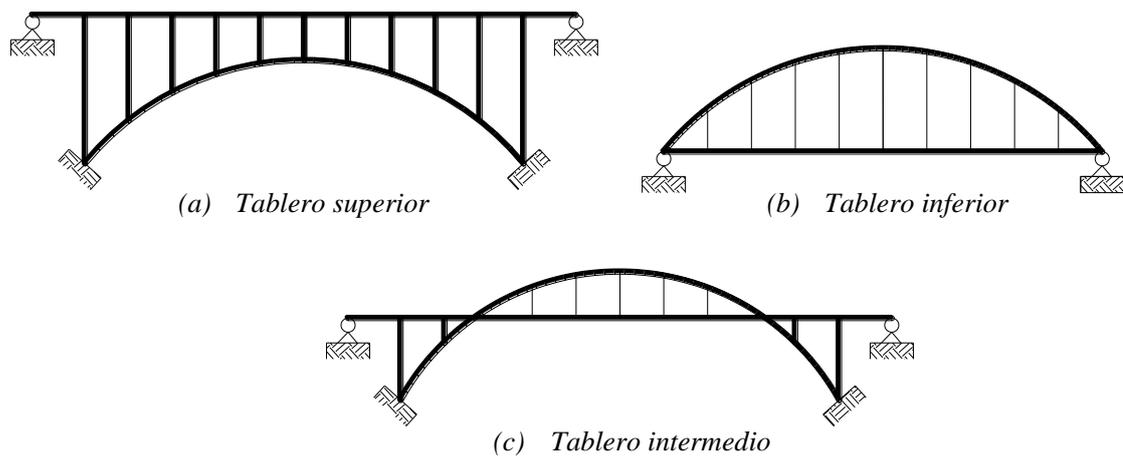


Figura 2.2: Clasificación según la posición del tablero

El espacio entre el tablero y el arco se llama tímpano. Cuando el tímpano se llena con tierra o otros materiales sólidos, la carga del tráfico se transmite a través de este material en el trasdós del arco. Este tipo de arco se llama "arco de tímpano lleno o sólido", figura 2.1 media izquierda. Si existe aberturas en este espacio el arco se llama "arco con tímpano abierto", figura 2.1 media derecha, en el cual las cargas se transfieren al arco por puntales o columnas tímpano. En un tímpano abierto el tablero puede ser simplemente apoyado o rígidamente conectado a las columnas, si a este se adicionan diagonales forman una estructura de celosía y se llama "arco de tímpano arriostrado", figura 2.3a. En el caso cuando la viga horizontal a nivel del tablero cumple con la nervadura de arco en la corona y columnas inclinadas rectas, es arco de marco rígido, figura 2.3b. Cuando el suelo tiene baja resistencia a empujes laterales se puede proyectar un "arco atado con cuerda" 2.3c.

Según las condiciones de apoyo, los arcos se clasifican en bi-articulados, articulados y fijos. Puede haber casos en el que tenga los apoyos fijos en los extremos y una articulación en la corona figura 2.4. El arco tri-articulado es estáticamente determi-

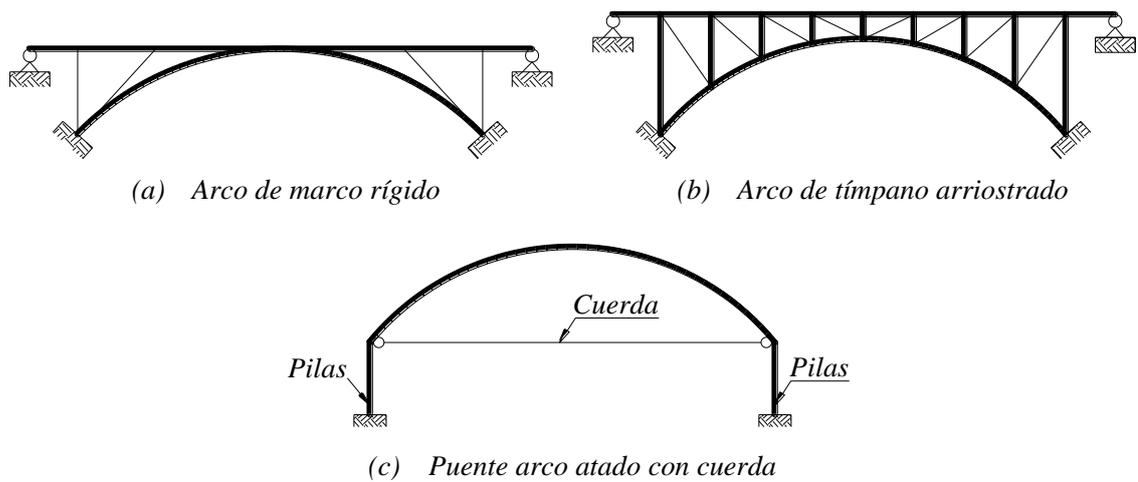


Figura 2.3: Clasificación según la configuración de elementos resistentes en el tímpano

nado, y los demás son estáticamente indeterminados, aumentando su redundancia a mayores restricciones en los apoyos.

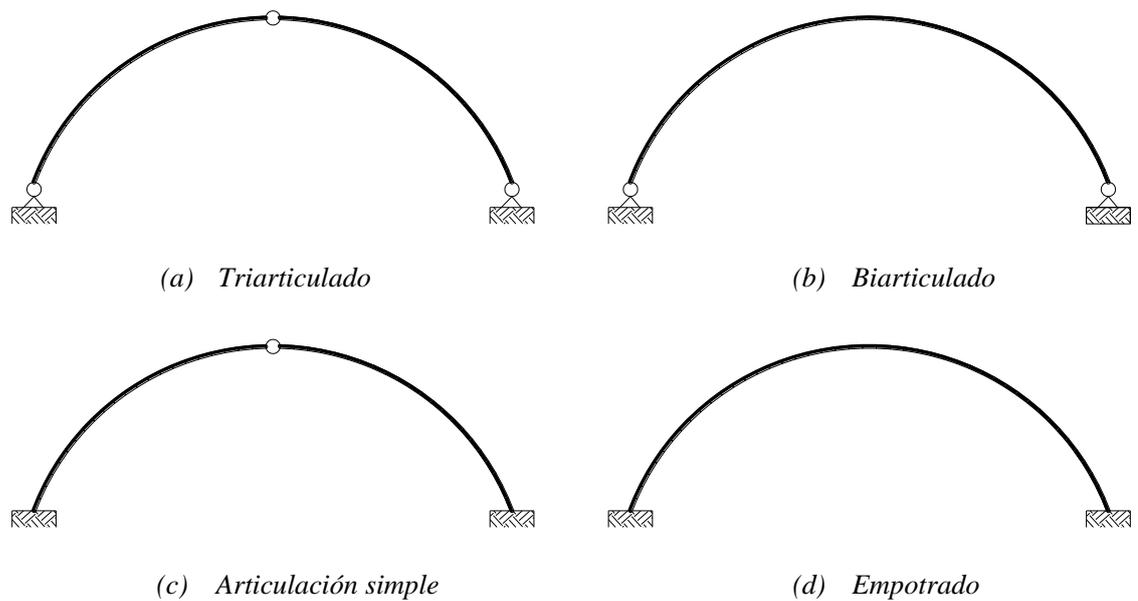


Figura 2.4: Clasificación según los apoyos y articulaciones

Según la posición del arco en relación a la estabilidad lateral, los puentes arco pueden tener las siguientes configuraciones: paralela, inclinada, arco simple y arco doble, figura 2.5. Los puentes con configuración paralela o inclinada son arcos dobles unidos por arriostres laterales. Estos arriostres puede tener un arreglo tipo "K" o "X" o vigas transversales. Los puentes con configuración de arco simple, o arco doble sin vigas

arriostre deben tener una rigidez suficiente para soportar las acciones laterales fuera de su plano.

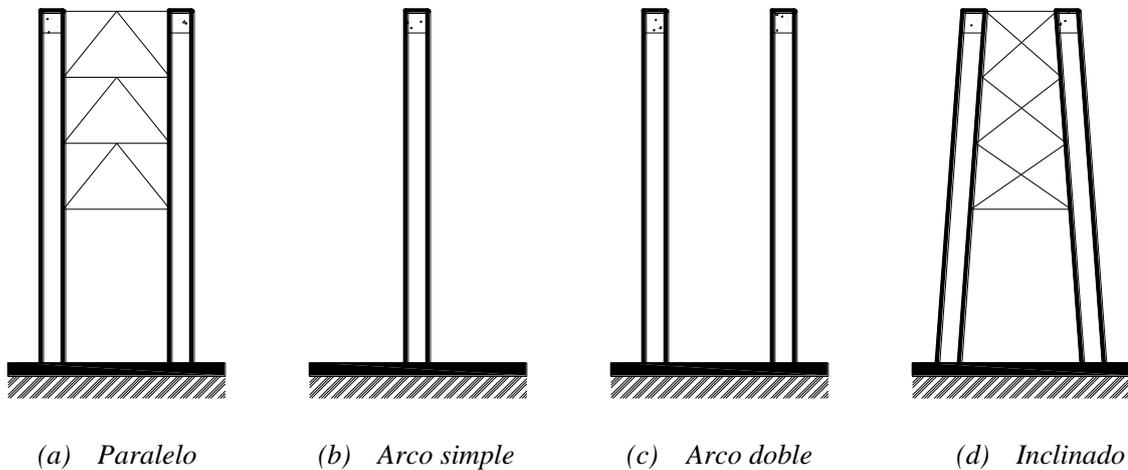


Figura 2.5: Clasificación según el sistema de estabilidad lateral

El arco como elemento estructural puede tener una sección sólida (solid rib arch) o estar constituido por una armadura de celosía (trussed rib arch), como se muestra en la figura 2.6. Por otro lado, las péndolas (cables flexibles o elementos rígidos) pueden ser de los tipos siguientes con el fin de diferenciar el comportamiento aerodinámico: verticales, radiales, cruzados y red figura 2.7. Desde el punto de vista constructivo, los arcos circulares con péndolas radiales tienen ventajas favorables por su sencillez geométrica, que permite un proceso de fabricación más fácilmente controlables, además de generar fuerzas internas de compresión pura en el arco.

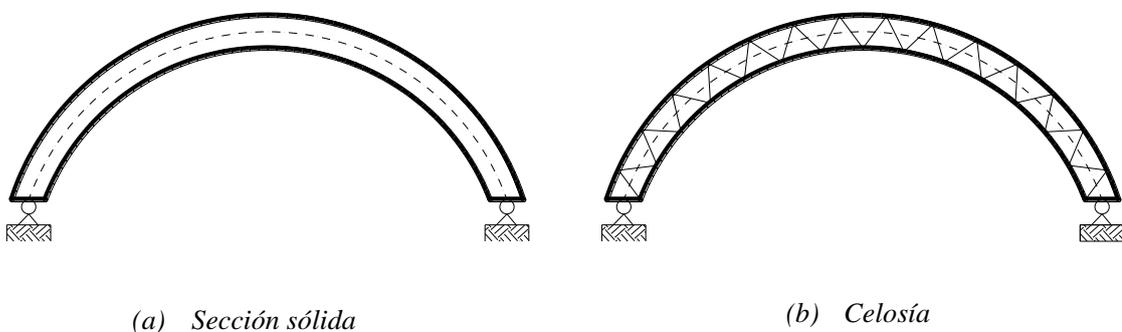


Figura 2.6: Arcos de sección sólida y celosía

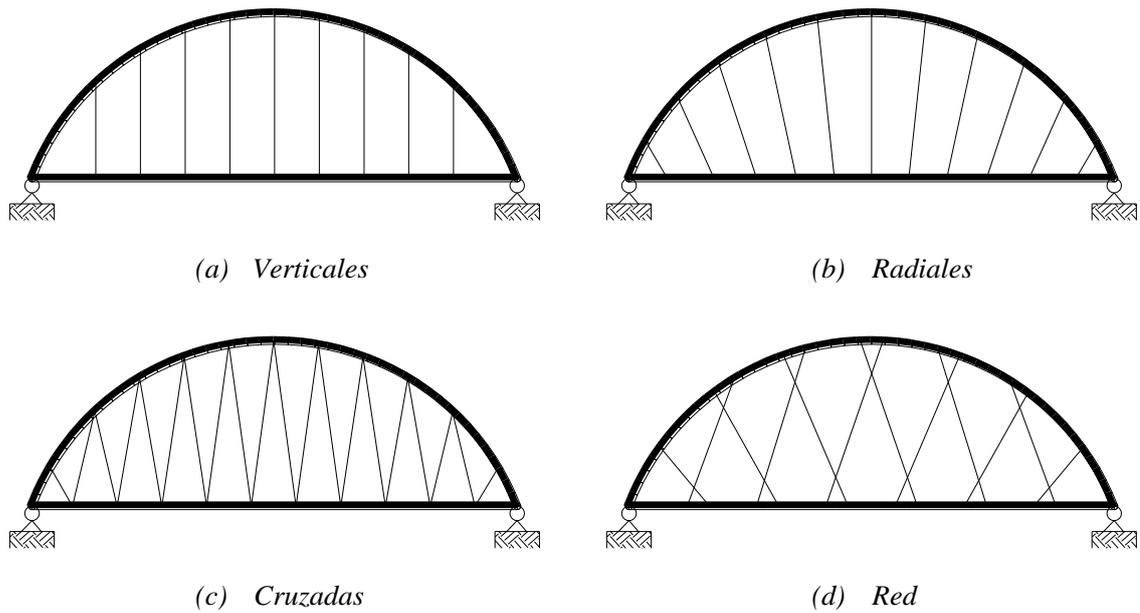


Figura 2.7: Tipos de configuración de las péndolas

2.1.2. Principales elementos del puente arco con tablero inferior

Elementos rígidos

La superestructura que se analizará en esta investigación es un puente arco con tablero inferior, en dicha estructura se identifica cuatro elementos a definirse como rígidos: los arcos que trabajan a compresión y en menor medida a flexión *flexo-compresión*, ver los capítulos (2.1) y (2.1.1); las vigas tirantes, que trabajan a *flexo-tracción*; las vigas transversales, que soportan el tablero y trabajan a *flexión*; y los arriostres, aporta la estabilidad lateral del arco que trabaja a *flexo-compresión*. Las condiciones de conectividad entre el arco y la viga tirante modifican las proporciones de las solicitaciones axiales o a flexión, pero ello podrá ser determinado mediante un modelo adecuado de análisis estructural que represente tales condiciones.

La estructura objeto del presente estudio es un puente arco vertical atirantado paralelo, con péndolas verticales, arriostro con vigas transversales. El puente es de acero estructural. Los elementos que componen un puente arco atirantado típico se presenta en la figura 2.8.

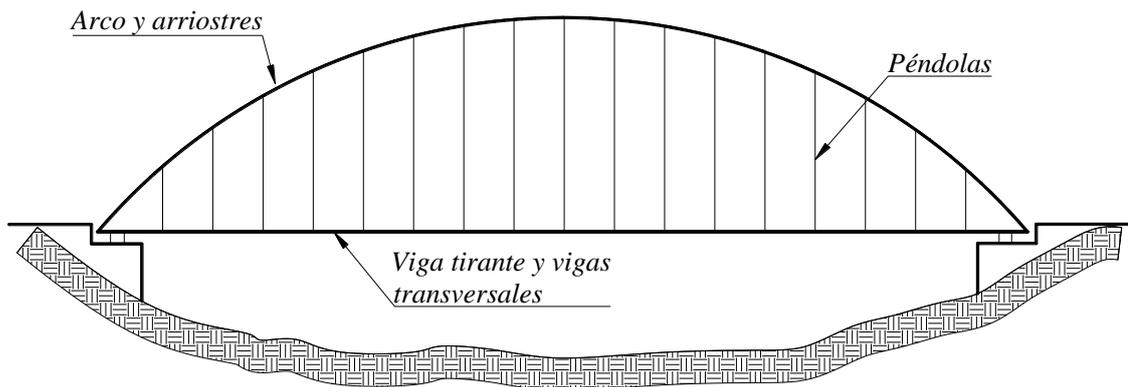


Figura 2.8: Tipos de péndolas

Péndolas

Las péndolas *biarticulada*¹ son elementos que vincula el arco y el tablero inferior, el trabajo fundamental es *tracción pura* en la dirección longitudinal, éstas péndolas son de material de acero formadas en cables o barras. El sistema de tesado se ejecuta mediante placas, roscas o truercas.

Las péndolas articuladas en sus extremos tienen un comportamiento eminentemente no lineal por dos efectos: el primero es geométrico y es debido al giro del cable al deformarse la estructura; mientras el segundo se basa en el cambio de la geometría del cable durante el proceso de deformación.

Las péndolas rígidas coadyuva en la resistencia principalmente a flexión, el efecto estructural cuando la péndola tiene rigidez a flexión transversal y empotrada en un solo extremo, aparece un torsor localizado en el extremo empotrado que provoca una reacción perpendicular a la péndola en el extremo articulado; si la péndola está biempotrada, la movilización de la rigidez a flexión de la péndola provoca la aparición de dos torsos localizados en sus extremos, los biempotrados el comportamiento longitudinal es similar al de una *viga Vierendeel*², donde los montantes son las péndolas rígidas, el cordón superior es el arco y el inferior el tablero. El efecto global de la vinculación rígida es aumentar la rigidez a torsión del tablero, J.J.

¹Condición de frontera en la péndola con restricción de desplazamientos y liberación de los giros a nivel espacial en ambos extremos

²Vigas en forma de celosía ortogonal inventada y patentada por Jules Arthur Vierendeel.

Jorquera 2,007 [22]. Este tipo de péndolas rígidas se ha utilizado en la construcción del puente Jahuay $L = 60.00m$ sobre el río Topará, conecta las provincias de Chincha y Cañete, y, colapsó el julio del 2,015 como consecuencia de la deficiencia en el diseño y/o construcción según las primeras conclusiones del Ministerio de Transportes y Comunicaciones.

2.1.3. Estabilidad de los arcos

Se define estabilidad como la capacidad de un elemento a responder con pequeñas deformaciones a variaciones pequeñas de carga, T. E. Harmsen (2,002) [19].

En un elemento estructural a compresión, la inestabilidad es una condición en la cual pierde la capacidad para resistir cargas incrementales y exhibe un decremento en su capacidad de absorber cargas. Es decir, la inestabilidad ocurre en el punto máximo de la curva carga-deflexión, R. Salinas [39].

El análisis clásico para la obtención de la *carga crítica* proviene del procedimiento de Euler (1,744), que estableció las ecuaciones que gobiernan el equilibrio neutro en un elemento perfecto sometido a una carga axial de compresión y con una posición desplazada. Para el caso de elementos arco, el cálculo de la carga crítica se toma dos modos, uno el *Pandeo en el Plano vertical* ecuación 2.1.3 y el otro el *Pandeo Lateral* ecuación 2.1.4, siendo el último modo a ocurrir lo más antes que el primero.

$$P_{CR} = \frac{\pi^2 EI}{\left(\frac{\beta L_c}{2}\right)^2} \quad (2.1.3)$$

Donde:

$$\beta = \frac{2}{\sqrt{4 - \left(\frac{L_c^2}{\pi^2 R^2}\right)}}$$

L_c = longitud total del arco.

βL_c = longitud efectiva.

$$P_{CR} = \frac{\pi^2 EI_x}{R^2} \frac{(\pi^2 - \alpha^2)}{\alpha^2 \left(\pi^2 + \alpha^2 \left(\frac{EI_x}{GJ} \right) \right)} \quad (2.1.4)$$

Donde:

J = constante torsional de la sección transversal.

G = módulo de corte.

R = radio del arco.

α = ángulo subtendido del arco.

El elemento principal de puente arco atirantado, son dos arcos longitudinales conectados entre sí a través de los arriostres transversales que proporcionan la estabilidad lateral, por lo que el análisis y diseño de aquel es indispensable.

R. Salinas [39], estudió la influencia del sistema de arriostre en la estabilidad lateral de un puente arco atirantado a través de dos modelos (modelo a escala natural y *modelo físico*³), en el primer modelo realizó el análisis de: arco libre, arco con tirante y péndolas, el puente sin arriostres, y, puente completo. En dicho estudio concluye para modelo a escala natural: el arco libre es más propenso a los efectos de la no linealidad, la falla teórica del puente completo está gobernado por la fluencia en la viga tirante, en puente sin arriostre la falla es por pandeo lateral elástico en el arco, la carga límite del puente arco está influenciado principalmente por las propiedades a flexión del sistema de arriostre en el eje vertical y el número del mismo en forma equidistante; mientras para modelo experimental: la forma de falla fue la rotura de conexiones de péndolas, no presenta inestabilidad lateral ante carga última con sismo.

2.1.4. Criterios para elegir el tipo de la superestructura

Según Francisco Arellano, para elegir el tipo de superestructura pueden tomarse en cuenta los siguientes aspectos:

³Construcción teórica (modelo matemático) de un sistema físico. En la ingeniería los modelos físicos son construcciones a escala reducida de sistemas para estudiar en ello su comportamiento y permitir así perfeccionar el diseño. Se suele llamarse también como modelo reducido o modelo simplificado.

- Económicos.
- Constructivos, el tema de la factibilidad constructiva es importante, se debe resolver las siguientes interrogantes: ¿Es posible construir falso puente?, ¿Se cuenta con grúas para izar las vigas?, ¿El equipo pesado puede acceder a la zona de trabajo?, ¿Se tiene espacio para armar la superestructura?, ¿Hay factibilidad para transportar los elementos?, etc.
- Plazos de entrega, los puentes dentro de la ciudad (viaductos, pasos de desnivel, intercambios viales) los plazos de ejecución de obra son exigentes. En puentes sobre ríos o quebradas por regímenes estacionales debe aprovecharse el tiempo de estiaje para la construcción de la subestructura y falso puente.
- Disponibilidad de materiales.
- Consideraciones estéticas, es bastante subjetivo, sin embargo agradan a la mayoría, en ocasiones este aspecto puede primar sobre los demás aspectos.

En esta investigación la superestructura arco se eligió por la estética que conjuga perfectamente con el bosque, por proceso constructivo en el que la topografía permite construir el falso puente. La disponibilidad de material permitía la construcción del puente arco de C°A°, pero por otras razones se eligió puente metálico.

2.2. Cimentación profunda

Las cimentación profunda (pilotes, pilas y caissons o cajas de cimentación) al igual que las cimentaciones superficiales, cumplen la función de transferir la carga de la estructura hasta estratos inferiores de suelo resistente, el uso se frecuenta en suelos inestables y estructuras especiales (puentes, grandes edificios, muelles, etc.); mientras en estructuras menores no es común por los siguientes factores: grandes inversiones concerniente a la instalación y uso de equipos especializados, métodos de cálculo geotécnico y estructural con cierta incertidumbre, y, la bibliografía existente basado

generalmente en libros de Geotécnia; mientras en libros de Estructuras data ninguno o muy superficial. En esta investigación se tratará específicamente de la cimentación profunda con pilotes de concreto armado vaciado in situ.

2.2.1. Necesidad de la cimentación con pilotes

Las cimentación profunda se utilizan cuando sucede alguna de las siguientes condiciones:

- El estrato o estratos superiores del suelo son altamente compresibles y demasiado débiles para soportar la carga transmitida por la superestructura.
- Se quieren reducir o limitar los asientos del edificio en suelos colapsables.
- Existe peligro inminente de licuación de suelos, es decir, presencia de arenas sueltas y nivel freático alto.
- La permeabilidad u otras condiciones del terreno impiden la ejecución de cimentaciones superficiales.
- Las cargas son muy fuertes y concentradas.
- Hay presencia de suelos expansivos, las cimentaciones con pilotes se consideran como una alternativa cuando éstos se extienden más allá de la zona activa de expansión y contracción.
- Las cimentaciones de algunas estructuras están sometidas a fuerzas de levantamiento.
- Hay presencia de fuerzas horizontales, las cimentaciones con pilotes resisten por flexión mientras soportan aún la carga vertical transmitida por la superestructura.
- Se quiere evitar los daños que puede sufrir una futura excavación a la cimentación de una edificación adyacente; en este caso el pilote lleva la carga de la cimentación debajo del nivel de excavación esperado.

- Se desea proteger estructuras marinas como muelles, atracaderos contra impactos de barcos u objetos flotantes.

2.2.2. Los pilotes

Los pilotes son estructuras de fundaciones profundas fabricadas de madera, acero o concreto, cuyo fin es asegurar la estabilidad estructural, tiene forma de columna colocada principalmente de forma vertical en el interior del terreno, (el AASHTO LRFD [21] no recomienda pilotes inclinados debido al aumento del diámetro y la cantidad), permite la transmisión de cargas al lecho de roca subyacente o a un estrato de suelo más fuerte, el traslado de cargas se efectúa por: rozamiento del fuste con el terreno, apoyando la punta en capas resistentes, y/o la combinación de ambos métodos, figura 2.9. *Los pilotes a fricción*⁴ se evidencian en suelo arenoso, grueso y limoso, los cuales pueden ser considerados como materiales friccionantes ya que al poseer una estructura cohesiva tan frágil, cualquier movimiento como el que produce la broca o la simple presencia de agua en el suelo, hace que se rompa dicha cohesión y el material trabaje como un suelo friccionante), es por ello que se presentan desmoronamientos en el interior de las paredes de la perforación.

Los diámetro de los pilotes se eligen bajo las siguientes consideraciones: el diámetro de la broca de perforación (40, 60, 80 100, 120, 150 y 160 cm), resistencia del pilote a la carga sometida, y otros que el ingeniero puede tomar.

Según AASHTO LRFD 2,012 [21], se asume que todas las cargas resistidas y el peso propio de la zapata se transfieren a los pilotes. Para pilotes vaciados in situ de concreto armado, la sección transversal mínima en la cabeza del pilote es $64,500mm^2$ (diámetro aproximado para sección circular es $28.66cm$), y $32,300mm^2$ (diámetro aproximado es $20.28cm$) en la punta de pilote; mientras para pilotes pre-tensados y prefabricados, la sección transversal mínima expuesta en agua no salada es $90,000mm^2$ (diámetro aproximado es $33.85cm$), y $142,000mm^2$ (diámetro aproxi-

⁴El pilote transmite la carga al terreno únicamente por efecto de rozamiento del fuste del pilote, su valor resistente es en función de la profundidad, diámetro y naturaleza del terreno. La acción lateral del terreno elimina el riesgo del pandeo.

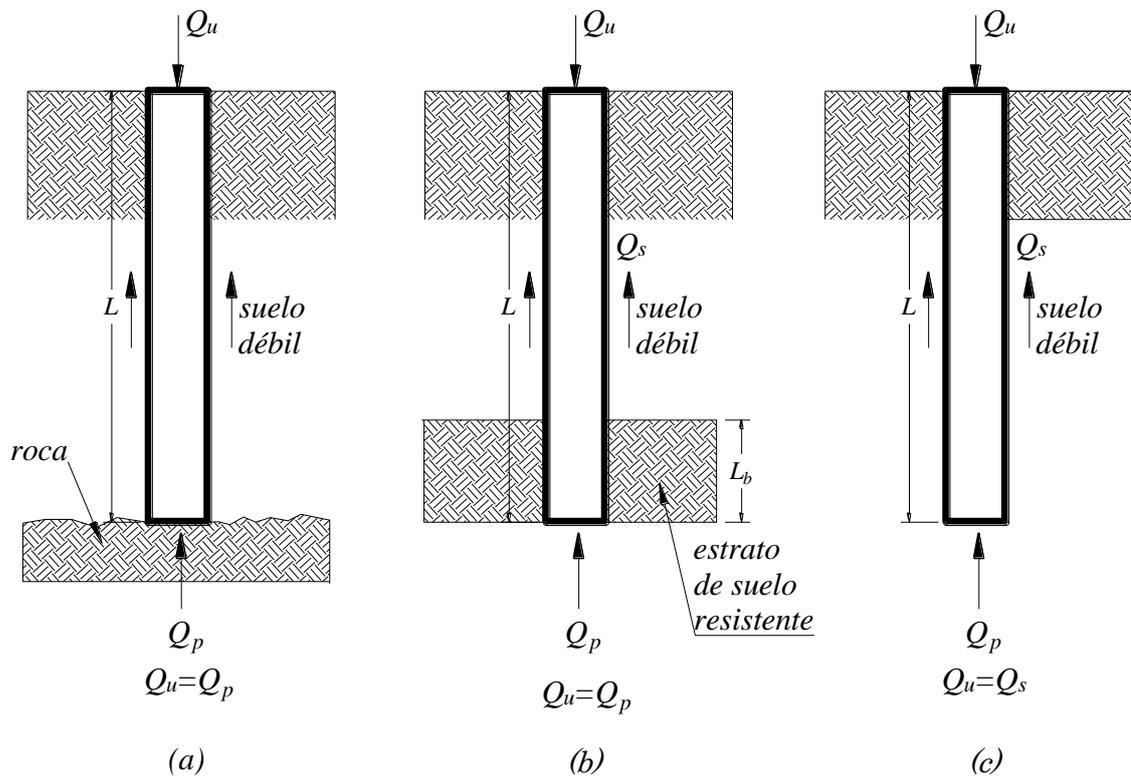


Figura 2.9: a) y b) pilotes de carga de punta, c) pilotes de fricción

mado es 42.52cm) para pilotes expuestas a agua salada.

Según Braja M. Das [16], para pilotes vaciados in situ, el diámetro mínimo con o sin acero de refuerzo es 75cm .

2.2.3. Criterios para la selección del tipo de pilote

La decisión del ingeniero juega un papel muy importante que está en función de las necesidades y experiencia. Los factores que interviene en la elección del pilote según I. López R. [38] son:

- Agresividad del terreno, rozamiento negativo, existencia de fuerzas horizontales.
- Cargas a transmitir.
- Espesor del terreno que se debe atravesar, y por tanto la longitud del pilote necesaria.

- Naturaleza de las capas del terreno y su resistencia.
- Volumen de pilotaje.

Aun considerando todos los factores pudiera ser que nos encontráramos con la idoneidad de varios tipos de pilotes para una misma estructura, complicando el criterio de elección, para ello se indica las siguientes recomendaciones:

- Terreno arenoso flojo: lo que interesa es la compactación y mejora del terreno, se aconseja emplear pilotes prefabricados hincados. Si el terreno es compacto se debe efectuar una previa excavación mantenida con lodos bentoníticos, aunque sería muy extraño emplear pilotes en un suelo granular compacto.
- Cuando se alcanza a terreno firme a profundidades razonables se debe emplear pilotes por punta empotrados en dicho estrato firme.
- En caso que en el terreno existan grandes bolos, restos de cimentaciones y demás, dado que es muy difícil la hinca en estas capas, se recurre a pilotes perforados vaciados in situ, y generalmente de gran diámetro.
- Si en el terreno hay presencia de agua no se emplea pilotes excavados sin entubación, ya que esta agua podría causar inestabilidades en las paredes del pilote, dañando el concreto.
- En terrenos cohesivos compactos con poca agua se emplea pilotes perforados vaciados in situ, sin entubación.
- Nunca emplear pilotes hincados cuando los impactos producidos puedan causar asientos o inestabilidad en edificios cercanos.

2.2.4. Tipología de pilotes

El AASHTO LRFD 2,012 [21] en sus distintas versiones, refiere a pilotes fabricados de acero, hormigón, hormigón pretensado y pilotes de madera; de la misma forma

distingue los tipos según el proceso constructivo (pilotes hincados y pilotes perforados y vaciados in situ. En esta investigación se usará 06 pilotes $D = 1.20\text{m}$ de concreto armado vaciado in situ en ambos estribos. Este tipo de pilote, hormigonado in situ se ha elegido bajo el principio económico, el prefabricado es relativamente mayor en costo de fabricación por los refuerzos que lleva para soportar los esfuerzos durante el traslado y principalmente en el hincado.

Una valoración comparativa y cualitativa entre pilotes hincados y pilotes perforados y/o vaciados in situ se presenta en el cuadro 2.1.

Cuadro 2.1: Ventajas y desventajas del tipo de pilotes según el proceso constructivo

Tipos de pilotes	Ventajas	Desventajas
Pilotes perforados y vaciados in situ	La longitud puede ser variada fácilmente para adaptarse a las diversas condiciones del suelo.	Son susceptibles a desgaste o "estrechamiento" en tierra "exprimible".
	El material del pilote no está determinado por los esfuerzos de manejo o hundimiento.	El concreto no se instala en condiciones ideales y no puede ser inspeccionado luego.
	El suelo removido durante la perforación puede ser inspeccionado, de ser necesario realizar pruebas in situ.	El agua bajo presión artesiana puede empujar el cuerpo del pilote lavando el cemento.
	Se pueden instalar en diámetros muy grandes y en grandes longitudes.	La perforación pueden aflojar suelos arenosos o gravosos, para estabilizar se emplean lodos bentoníticos.
	No existe el riesgo de levantamiento del suelo, no genera ruidos y vibraciones.	No se pueden extender fácilmente sobre el nivel del suelo, especialmente en estructuras de ríos y mares.
Pilotes hincados	El pilote puede ser inspeccionado antes de introducirlo en el suelo.	Durante el hincado puede sufrir fisuras y/o fracturas no visibles.
	No presenta afección negativa con el levantamiento del terreno ocasionado por hincado de pilotes vecinas.	Son antieconómicos si la cantidad de material en pilote depende de los esfuerzos de manejo y hundimiento respecto a carga permanente.
	El proceso de construcción, no se ve afectado por la presencia de agua subterránea.	El desplazamiento de suelo durante el hincado de pilotes en grupo puede dañar estructuras adyacentes, causar levantamiento de pilotes vecinas, etc.
	Pueden ser hundidos en longitudes muy largas.	No pueden ser hundidos en diámetros muy grandes y condiciones de poco espacio. El hincado genera ruido y vibración causando daños.

Fuente: Elaboración propia

2.2.5. Configuración geométrica del grupo de pilotes

Obtener una buena capacidad de carga del grupo de pilotes es extremadamente complicada, esto puede depender del espaciamiento entre pilotes. En un hipotético caso, los pilotes se colocan cerca uno de otro, una razonable hipótesis es que exista una superposición de esfuerzos transmitidos por los pilotes al suelo, reduciendo la capacidad de carga de los mismos. El objetivo principal de adecuado espaciamiento es obtener la capacidad de carga del grupo de pilotes no sea menor a la suma sus capacidades individuales.

El AASHTO LRFD 2,012 [21], detalla para pilotes hincados el espaciamiento centro a centro no debe ser menor que el mayor de $30.00in$ y $2.50D$ ($D =$ diámetro), la distancia mínima entre el lateral de un pilote y el borde más próximo del cabezal deberá ser $12.00in$; mientras para pilotes perforados y vaciados in situ, la separación para evitar la interacción entre pilotes adyacentes deberá ser mayor a $4D$.

Brown, Turner y et al. [11] especifica los siguiente: espaciamiento mínimo típico y habitual en la industria es $3D$ centro a centro ($2D$ espacio libre). En caso del espaciamiento sea $2.50D$ ($1.50D$ espacio libre) puede ser ventajoso; pero reduce la eficiencia de grupo contra el momento de volteo. A espaciamientos estrechos, la secuencia de construcción debe se planificado para evitar la posibilidad de desprendimiento de tierra durante la perforación y la reducción de compacidad del suelo. En cualquier caso, los efectos de grupo deben ser considerados en una separación entre centros de menos de $4D$ de resistencia axial y menos de $5D$ de resistencia lateral.

Según Petros P. Xanthakos [48], para obtener una eficiencia alta del grupo de pilotes, es recomendable espaciar los pilotes centro a centro entre $3D - 4D$.

Braja M. Das [16] recomienda la separación mínima centro a centro de los pilotes $2.50D$, en situaciones ordinarias aproximadamente entre $3D - 3.50D$, y la distancia entre el eje del pilote hasta el borde exterior de la losa cabezal es $1.50D$.

Joseph E. Bowles, P.E. y S.E. [10], considera eficiente para cargas verticales el espaciamiento entre centro de pilotes $2.50D - 3.50D$; mientras para cargas laterales y

sísmicas las separaciones más grandes son generalmente eficientes.

Jorge E. Alva Hurtado, considera el espaciamiento de los pilotes en función de su diámetro D y longitud L , como se puede mostrar en en cuadro 2.2.

Cuadro 2.2: Espaciamiento Mínimo de Pilotes.

Longitud m	Espaciamiento entre ejes m
$L < 10$	3D
$10 \leq L < 25$	4D
$L \geq 25$	5D

Fuente: Jorge E. Alva Hurtado.

Según C.J Sainea Vargas [16], la longitud de los pilotes condiciona su comportamiento rígido o flexible, en vista de la variación que se presenta en la rigidez relativa suelo-pilote. En el comportamiento de los pilotes se distinguen: pilotes cortos como rígidos cuando $\frac{l}{T} \leq 2.00$ figura 2.10 ó $\frac{l}{R} \leq 2.00$, en cambio los pilotes largos como flexbles cuando $\frac{l}{T} \geq 4.00$ ó $\frac{l}{R} \geq 3.50$ figura 3.12, donde: l es la longitud del pilote, R y T son factores de rigidez relativa, dados por la ecuaciones 2.2.1 y 2.2.2.

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{n_h}} \quad (2.2.1)$$

$$R = \sqrt[4]{\frac{E_p I_p}{K_h D}} \quad (2.2.2)$$

Donde

n_h = coeficiente de módulo de reacción,

K_h = módulo de reacción lateral del suelo,

D = diámetro del pilote,

$E_p I_p$ = rigidez del pilote.

2.2.6. Fricción superficial y fricción negativa

Este efecto incrementa la carga que actúa en el pilote y es generado por el desplazamiento relativo hacia abajo del suelo con respecto al pilote; deberá tomarse en

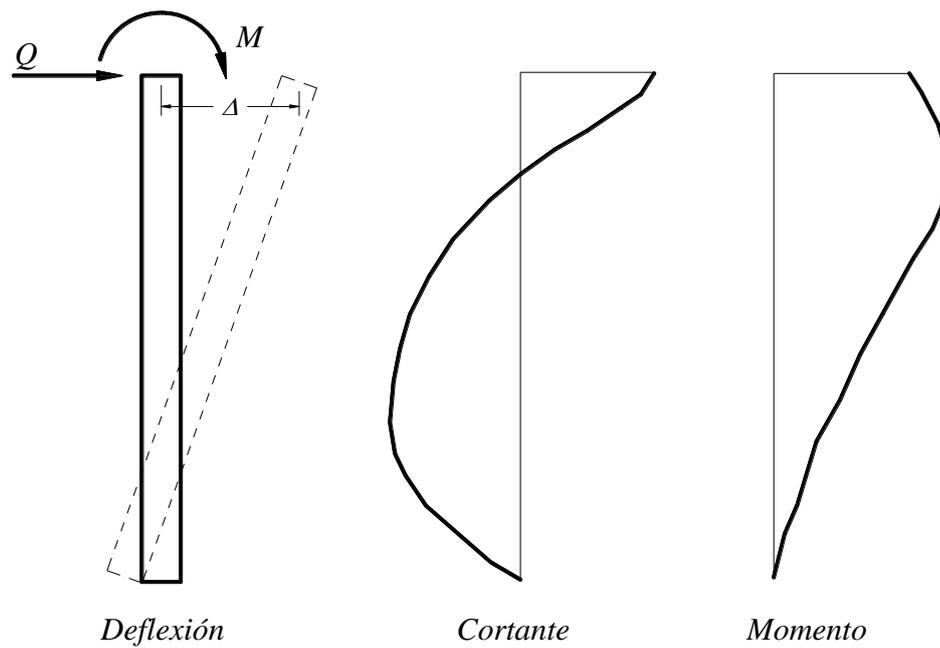


Figura 2.10: Pilote corto o rígido

cuenta cuando se efectúa pilotaje en suelos compresibles, la presencia de una fuerza excesiva puede ocasionar la falla de la cimentación. La fuerza de arrastre en dirección gravitatoria o descendente al rededor del pilote se le denomina **fricción negativa**, es considerada carga actuante, para evaluar la capacidad de carga del pilote en el *Estado Límite de Resistencia*⁵ se aplicará la suma de carga permanente vertical mayorada y carga de fricción negativa; del mismo modo al evaluar el asentamiento en *Estado Límite de Servicio*⁶ se aplicará la suma de carga permanente vertical y la carga de fricción negativa.

La fricción superficial actúa en forma ascendente soportando la fundación, por lo tanto llamaremos como una fuerza de resistencia; el límite entre la fricción negativa y la fricción superficial se le denomina *plano neutro*⁷ ver la figura 2.11.

En la figura 2.12 se ilustra la interpretación donde inicialmente el pilote soporta su proporción de la carga total de la fundación P_{ui} , por encima del plano neutro la carga del pilote continua aumentando con la profundidad debido a la fricción

⁵Combinación de cargas, los factores de carga es diferente a la unidad. Se dividen en Resistencia I, II, III, IV, y, V

⁶Combinación de cargas, los factores de carga la unidad. Se dividen en Servicio I, II, y, III

⁷Plano en el cual el asentamiento del pilote y el asentamiento del suelo son iguales

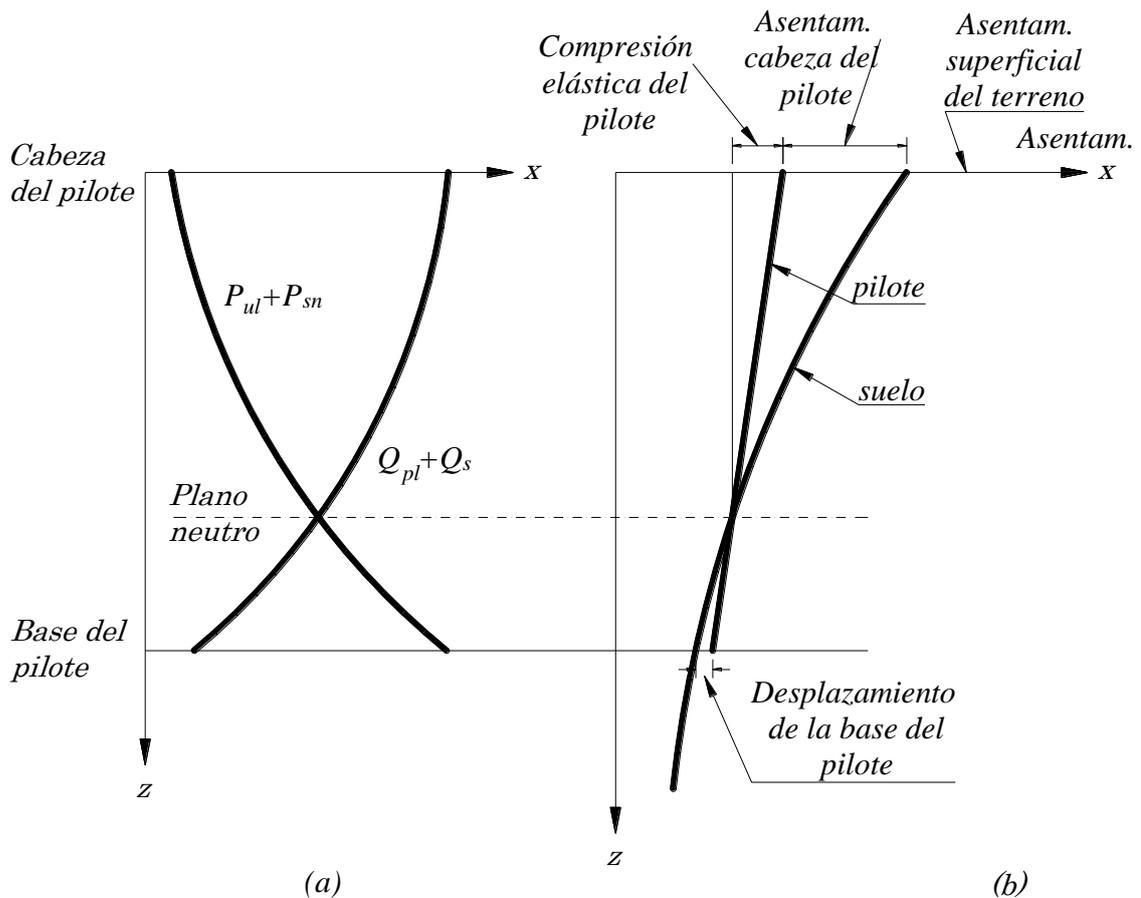


Figura 2.11: Representación esquemática de las cargas, asentamiento y plano neutro de un pilote, a) Distribución de la carga y resistencia b) Distribución del asentamiento

negativa tramo $A-B$; mientras por debajo del mismo la fricción superficial comienza a soportar el pilote contrarrestando la fricción negativa acumulada, tramo $B-C$. La fricción superficial suficiente para contrarrestar la totalidad de la fricción negativa es cuando llega al punto C . A lo largo del tramo $D-C$ la resistencia del pilote acumula hasta un total igual a la resistencia de punta mayorada, más la resistencia mayorada debida a la fricción superficial. Las condiciones específicas que generan este temas según Braja M. Das [16] son:

- Si un relleno de suelo arcilloso se coloca sobre un estrato de suelo granular en el que un pilote es hincado, el relleno se consolidará gradualmente. Este proceso de consolidación ejercerá una fuerza de arrastre hacia abajo sobre el pilote durante el proceso de consolidación.

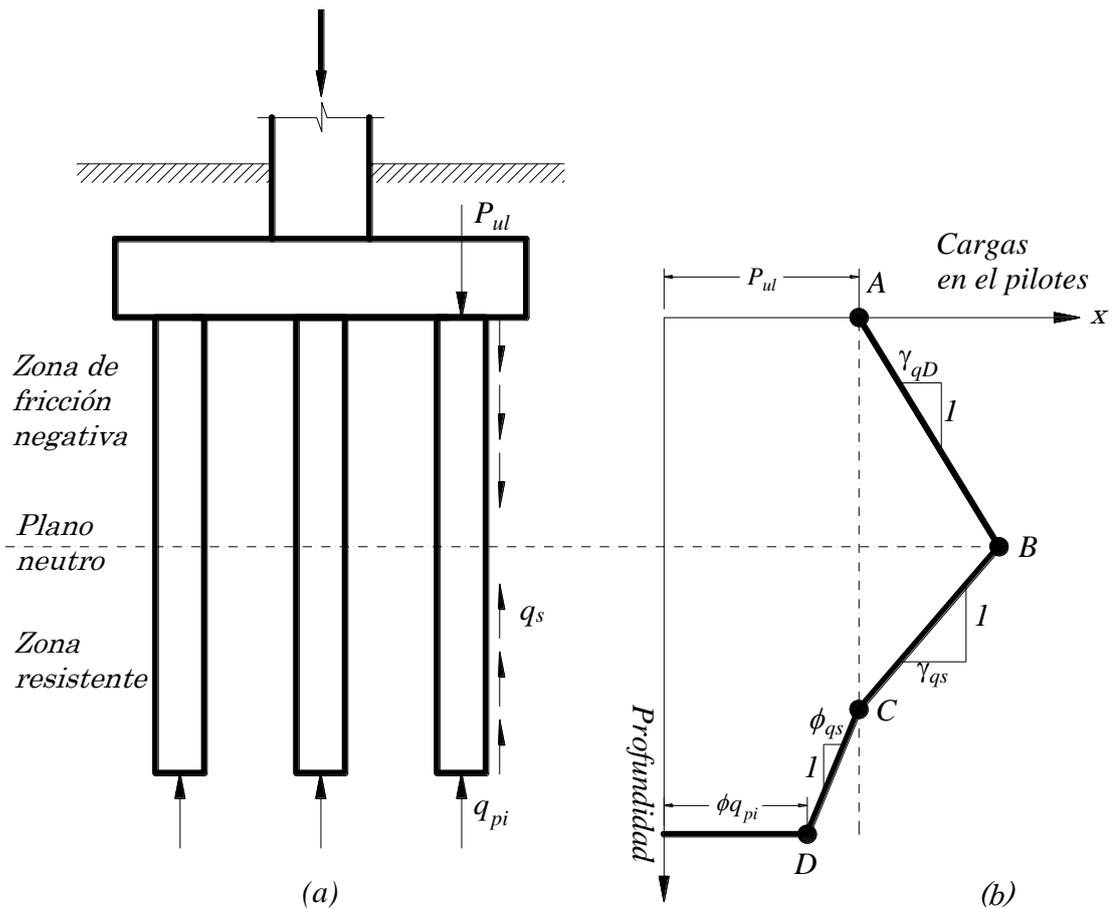


Figura 2.12: Representación esquemática de las cargas mayoradas en pilotes con fricción negativa y fricción superficial

- Si un relleno de suelo granular se coloca sobre un estrato de arcilla blanda, inducirá el proceso de consolidación en el estrato de arcilla y ejercerá una fuerza de arrastre hacia abajo.
- Al bajar el nivel freático se producirá asentamientos por consolidación en suelos arcillosos, dicho fenómeno generará fuerzas de arrastre hacia abajo.

2.2.7. Falla estructural en los pilotes

Una falla estructural implica el colapso total o una limitación al desempeño adecuado con lo cual fue diseñada originalmente. Las fallas en las fundaciones sea superficiales o profundas son consecuencias de errores en la toma de decisiones para la solución del problema, subestimaciones de parámetros de análisis y diseño (etapa de dise-

2.3. Condiciones de apoyo y juntas de dilatación

ño); mientras en la etapa de construcción y por-construcción las causas de posibles fallas son: falta de control de calidad de los materiales, presencia de minerales nocivos, presencia de asentamientos por consolidación, fenómenos extremos no previstos durante el diseño, etc.

Los modos de falla estructural que pueden presentar en los pilotes son, figura 2.13: a) falla pilote-cabezal por tensión, b) falla por corte en la cabeza del pilote, c) falla por corte a la altura del cambio de rigidez, d) falla por capacidad de carga de la fundación, e) falla por excesiva deformación lateral, y, f) falla por corte en el cabezal.

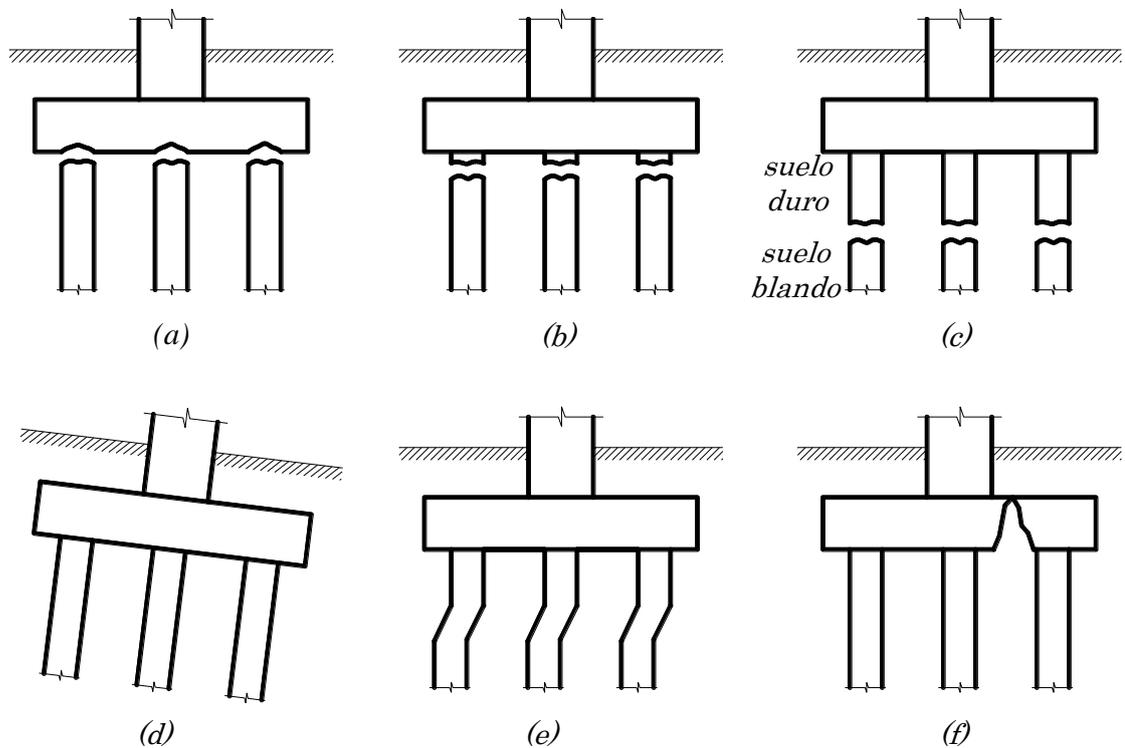


Figura 2.13: Modos de falla en pilotes

2.3. Condiciones de apoyo y juntas de dilatación

En la modelación estructural se requiere ubicar las condiciones de borde de la estructura general, como son los apoyos; y condiciones internas como las juntas. De manera general, si se tienen elementos continuos sus correspondientes grados de libertad permanece conectados; pero, existen discontinuidades, como lo son las juntas

2.3. Condiciones de apoyo y juntas de dilatación

de soporte o expansión, para modelar dicha discontinuidad existen dos métodos.

- Los elementos permanecen separados, luego se unen los los nodos con condiciones de borde locales "Equal or local constrain".
- Se unen los elementos a un solo punto, luego se agrega la condición de soltar los bordes del elemento "Beam end Release"

Ambos métodos son aceptables para un análisis estático, CSI [14] recomienda la utilización del primer método para el análisis dinámico ya que este distribuye las masas de manera apropiada a cada lado de la junta. De manera que, el grado de exactitud que se desee depende del nivel de detalle que se aplique a cada junta, en las figuras 2.14 y 2.15 la parte izquierda corresponde al primer método y el de la derecha al segundo.

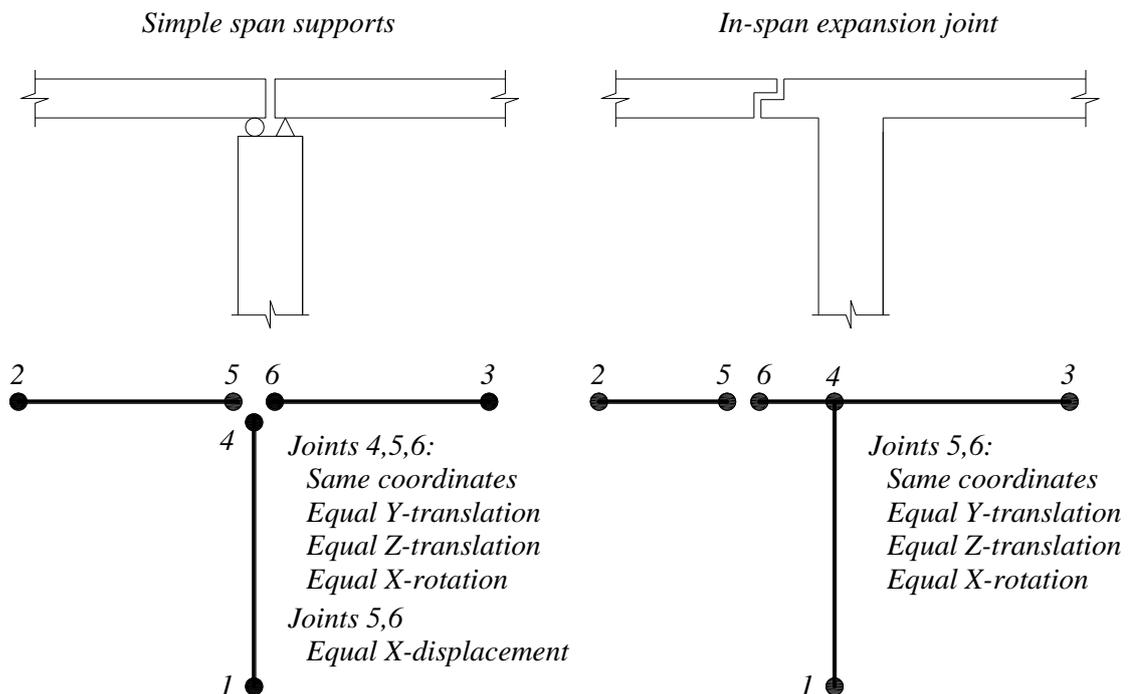


Figura 2.14: Modeling of bearings and expansion joints: Bridge decks and piers

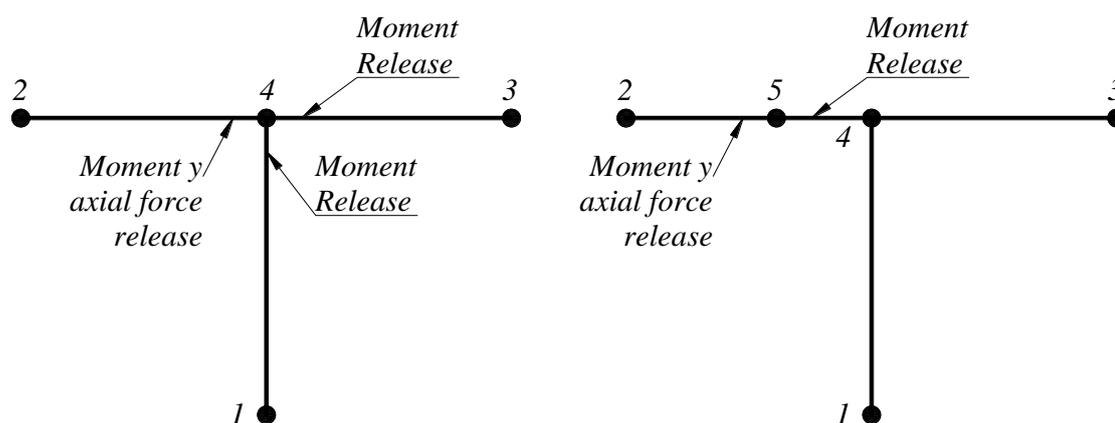


Figura 2.15: Modeling of bearings and expansion joints: Use of constraints on separate joints at common locations

2.4. Normativa de diseño de puentes en Perú

En nuestro país, según el Manual de Diseño de Puentes - MTC [26], la norma norteamericana **AASHTO LRFD Bridge - Design Specifications** [21] en vigencia, rige el diseño de puentes en sus diferentes tipologías (puentes convencionales, colgantes, atirantados y arcos).

La presente investigación se trata de puentes arco, según el **artículo (4.6.3.6) - AASHTO**, el análisis del tirante de arco se deberá considerar el efecto de la extensión de los cables suspensores, y de la misma, para arcos de mayor longitud se debería considerar la aplicación de análisis de grandes deformaciones, en lugar de aplicar la amplificación de momentos. En los comentarios del **artículo (4.5.1) - AASHTO**, refiere que los modelos sofisticados de las fundaciones dependen de la sensibilidad de la estructura a los movimientos de las fundaciones, estos modelos pueden ser desde un apoyo fijo hasta la interacción suelo-estructura.

2.5. Modelos Matemáticos

Es uno de los tipos de modelos científicos que emplea una formulación matemática para expresar relaciones proposiciones sustantivos de hechos, variables, parámetros, entidades y relaciones entre variables, con el objeto de estudiar comportamientos de

sistemas complejos ante situaciones difíciles de observar en la realidad . El tipo de modelo más utilizado en diseños de ingeniería es el Modelo de Optimización Probabilístico o Estocástico Cuantitativo. En general los modelos matemáticos de sistemas estáticos consisten en ecuaciones algebraicas; las representaciones matemáticas de sistemas dinámicos y leyes físicas se integran por ecuaciones diferenciales.

Según las recomendaciones del AASHTO LRFD 2,012 [21], los modelos matemáticos incluye las, cargas, geometría, comportamiento de los materiales estructurales, características de respuesta de las fundaciones teniendo en cuenta los estados límites investigados y la precisión requerida. La rigidez de las barandas, cordones medianas elevadas y barreras no se considera en el análisis estructural.

2.5.1. Teoría de la elasticidad

La Mecánica Racional se ocupa típicamente del estudio del punto material y del sólido rígido. Estos dos conceptos son abstracciones antes creados por la razón humana, que han mostrado ser sumamente útiles para el mejor entendimiento de muchos aspectos del comportamiento de los sólidos reales. Sin embargo, estos siempre se deforman bajo la acción de las cargas que les son aplicadas, existiendo un gran número de aplicaciones prácticas en cuyo estudio es necesario considerar la *deformación*⁸, y que en consecuencia requieren herramientas de análisis distintas de las proporcionadas por la Mecánica Racional.

La Teoría de la Elasticidad intenta dar respuesta al requerimiento anterior, siendo su propósito describir el comportamiento del sólido deformable desde el punto de vista macroscópico propio de la *Mecánica de Medios Continuos*⁹. El modelo matemático que se construye para describir el comportamiento del sólido, que en principio puede tener geometría y cargas cualesquiera, tiene como incógnitas fundamentales los *desplazamientos*¹⁰ de los puntos del sólido. Desde el punto de vista práctico, resulta

⁸Cambio en el tamaño o forma de un cuerpo debido a esfuerzos internos producidos por una o más fuerzas aplicadas sobre el mismo

⁹Rama de la física (específicamente de la mecánica) que propone un modelo unificado para sólido deformables, sólidos rígidos y fluidos.

¹⁰Cambio de posición de un cuerpo entre dos instantes o tiempos bien definidos.

además importante predecir si el sólido se romperá (o también si su comportamiento se alejará significativamente de las hipótesis del modelo matemático), lo que le impediría desempeñar la misión resistente para la que fue concebido. Finalmente, desearemos realizar el diseño del sólido resistente de forma que resulte económico, o conveniente en algún otro sentido, manteniéndose las características funcionales requeridas.

En el establecimiento de los principios básicos de la Teoría de la Elasticidad cabe destacar las aportaciones fundamentales de A.L. Cauchy (1,789-1,857) y de L.M.H. Navier (1,785-1,836). Desde entonces han sido muchas las técnicas matemáticas que se han desarrollado sobre esas mismas bases para estudiar nuevos y cada vez más complejos problemas, como el comportamiento de materiales para construcción y de materiales especiales, la propagación de grietas, el contacto entre sólidos, el acoplamiento de fenómenos elásticos y térmicos, y la interacción de un sólido elástico con un fluido circundante, entre otros muchos. La consideración o no de diversos efectos (dinámicos, temperatura, etc.), o de diversas hipótesis (respecto del tipo de respuesta del material a las cargas, de la magnitud de los movimientos y de los cambios de forma), conduce a complicaciones o simplificaciones en el modelo matemático.

2.5.2. Comportamiento de los materiales estructurales

Comportamiento elástico

Es un comportamiento elástico-lineal de los materiales constituyentes que verifica la *ley de Hooke*¹¹. En este tramo elástico lineal el *coeficiente de Poisson*¹² es constante, y, verifica el *principio de la superposición*¹³.

AASHTO LRFD 2,012 [21], la fisuración del concreto no tiene efecto considerable en el comportamiento global del puente. Las hipótesis simplificativas de la elasticidad

¹¹Relación lineal entre la tensión y deformación en una barra sometida a tracción o compresión uniaxial

¹²Relación entre el alargamiento unitario y el acortamiento transversal unitario, es un parámetro adimensional cuyo valor comprende entre 0.2-0.4.

¹³La deformación resultante de la aplicación simultánea de 2 o más sistemas de fuerzas es la suma de las deformaciones que producirían cada uno de los sistemas de fuerza por separado.

se enumeran a continuación.

- Homogeneidad: cualquier elemento de volumen del sólido tendrá idénticas propiedades físicas.
- Isotropía: las propiedades físicas del material no dependerán de la dirección en que estas sean observadas o medidas.
- Ausencia de efectos dinámicos: las cargas son aplicadas con lentitud, lo que produce una evolución lenta de desplazamientos que permite despreciar los llamados efectos de inercia. Como consecuencia, el equilibrio estático de cualquier porción del sólido debe satisfacerse en cualquier instante durante el proceso de carga.
- Comportamiento elástico del material: el sólido recupera su geometría inicial cuando cesa la aplicación de las cargas.

Comportamiento inelástico

El comportamiento tenso-deformacional no lineal tiene origen en las diferentes leyes constitutivas de los materiales (concreto y acero) o elementos estructurales. Por ejemplo el concreto es un material heterogéneo cuyo comportamiento deformacional depende de las características de los agregados y cemento, tipos de carga, edad del concreto, compactación, grado de confinamiento, condiciones ambientales, imperfecta adherencia entre el concreto y acero, etc.; estos factores implican la inexistencia de modelos físicos aceptables en la cuantificación de la influencia, por lo que, dicho comportamiento se deduce de ensayos de laboratorio. Según indicaciones del AASHTO LRFD 2,012 [21] las secciones de los elementos estructurales con deformación inelástica son dúctiles y su análisis no lineal se determina bajo un mecanismo de *falla preferido*¹⁴ y la ubicación de la rótula plástica.

¹⁴Es una respuesta de grandes deformaciones que sirven de advertencia antes de una falla estructural.

2.5.3. Geometría

Teoría de las pequeñas deformaciones

Es la relación lineal entre deformación y desplazamiento, la deformación de la estructura no origina un cambio significativa de las solicitaciones debido al aumento de la excentricidad de las fuerzas de compresión o tracción. Una de las hipótesis del análisis estructural de sistemas elásticos lineales es que las deformaciones son finitas, pero suficientemente pequeñas en magnitud para poder establecer el equilibrio de la estructura en la configuración no deformada sin incurrir en errores significativos.

AASHTO LRFD 2,012 [21], indica que esta teoría es adecuada para analizar puentes tipo viga. Los puentes que resisten cargas fundamentalmente a través de un *par de fuerzas*¹⁵ de tracción y compresión permanecen esencialmente en ubicaciones fijas una de otra a medida que el puente se deforma, como es el caso de las cerchas y los arco atirantados, generalmente no son sensibles a la deformación.

Teoría de las grandes deformaciones

La teoría de las grandes deformaciones es inherentemente no lineal, la relación de deformación y desplazamiento es no lineal y las cargas no son proporcionales a los desplazamientos, en consecuencia, limita la superposición de las solicitaciones.

La presencia de fuerzas de compresión axial amplifica tanto la falta de linealidad geométrica y la deformación provocada por las cargas no tangenciales que actúan sobre un elemento, aumentando la excentricidad de la fuerza axial con respecto del eje del elemento. La aplicación de las cargas se efectúa de acuerdo al orden que experimenta la estructura, primero considerar las cargas por peso propio, seguida las cargas externas de forma incremental para analizar los cambios de rigidez, por tanto la solución del problema de equilibrio es de forma iterativa y no lineal.

AASHTO LRFD 2,012 [21], recomienda este tipo de análisis para puentes colgantes, atirantados muy flexibles, y algunos arcos no atirantados.

¹⁵Denominada también como cupla de fuerzas, son dos fuerzas que poseen el paralelismo, magnitud igual, pero distintas direcciones.

2.6. Programas de análisis y diseño de puentes empleados en la presente investigación

Para la solución de problemas con la no linealidad material y geométrica de estructuras se requiere de programas de cómputo especializado (Sap2000, Plaxis 2D, Plaxis 3D, Ansys, etc.), basados en formulaciones sofisticadas numéricas como el *Método de los Elemento Finitos* (FEM)¹⁶, *Método de Diferencias Finitas* (MDF)¹⁷, y otros.

2.6. Programas de análisis y diseño de puentes empleados en la presente investigación

2.6.1. Sap2000 versión 14.0.0

Es un software basado en *método de elementos finitos* (FEM), creado por la empresa *Computers and Structures Inc - CSI*, la característica principal es el modelado, análisis y diseño de estructuras desde lo más simple hasta lo más complejo. Incluye un módulo de análisis y diseño de puentes de *distintas tipologías*¹⁸ con diversas cargas. El modelado a través de elementos frame, shell, solid, es basado en la definición paramétrica de los varios elementos estructurales, utilizando términos como las líneas layout, tramos, sección de tableros, aparatos de apoyo, estribos, pilares, juntas y pos-tensado. Internamente el software incluye varios códigos de diseño de puentes de reconocida trayectoria a nivel mundial, como ejemplo citamos la norma AASHTO LRFD [21] que tiene vasta influencia en el continente americano. Las características de trabajo que realiza el Sap2000 a través del módulo Bridge según *Computers and Structures Inc - CSI* [14] se menciona a continuación:

¹⁶Es un método numérico para aproximar soluciones de ecuaciones diferenciales parciales, una herramienta muy poderosa que debe al avance de la tecnología computacional. El método consiste en dividir un cuerpo o medio continuo en subdominios no intersectantes entre sí llamados elementos finitos. En la ingeniería este método es utilizado comúnmente para solucionar problemas de deformaciones y tensiones de automóviles, aeronaves, edificios y estructuras de puentes hasta el análisis de los campos de flujo de calor, de fluidos, magnético, filtraciones y otros problemas flujos, T. Chandrupatla and A. Belegundo [12]

¹⁷Consiste en una expresión de las derivadas parciales por expresiones algebraicas con los valores de la variable dependiente en un limitado número de puntos seleccionados. El valor de los puntos seleccionados se convierten en las incógnitas. El sistema de ecuaciones que se resuelve lleva un largo proceso de operaciones aritméticas.

¹⁸Tipos de puentes, entre las que se mencionan a continuación: puentes viga losa de concreto armado y pretensado de varias geometrías parametrizables, puentes mixtos, puentes atirantados, puentes colgantes, puentes arco, y otros.

2.6. Programas de análisis y diseño de puentes empleados en la presente investigación

- Cálculo de esfuerzos y deformaciones en cualquier elemento del puente para distintos tipos de carga y combinaciones.
- Cálculo automático de deformación axial en cables para obtención de esfuerzos objetivos, contraflechas.
- No linealidad geométrica (P-delta y grandes deformaciones)
- No linealidad material (superestructura, aparatos de apoyo, subestructura y la simulación del suelo).
- Análisis de pandeo, análisis estático y dinámicos.
- Análisis de secuencia constructiva, incluyendo efectos diferidos de fluencia, retracción y envejecimiento del concreto y relación del acero.

El Sap2000 se utilizará de la siguiente manera: primero, modelado y análisis estructural del puente con la metodología tradicional (péndulo invertido donde no se considerara la presencia del suelo), segundo, modelado y análisis estructural de forma integral (superestructura más subestructura) considerando la presencia del suelo a través de la rigidez lateral, a esta metodología se denominará como la interacción suelo-estructura ISE.

2.6.2. Plaxis 3D Foundation

Introducción

Según los tutoriales de Plaxis 3D Foundation e investigaciones [1] y [3] utilizando este programa, el software emplea el método de elementos finitos tridimensionales basado en la aproximación de medios continuos, especialmente desarrollado para el análisis de deformaciones para distintos tipos de fundaciones en el suelo y la roca, incluidas la fundaciones con anclajes. Combina procedimientos sencillos gráficos de entrada, que permiten al usuario generar automáticamente modelos de elementos

2.6. Programas de análisis y diseño de puentes empleados en la presente investigación

finitos complejos, con facilidades de salida avanzado y procedimientos de cálculo robustos.

El interfaz consta de tres subprogramas: el de entrada (Input Model), salida (Viewing Output Results) y curvas, el programa de entrada se utiliza para definir la geometría del problema y las fases de cálculo, el programa de salida se utiliza para inspeccionar los resultados de los cálculos en una vista tridimensional o en secciones transversales y el programa de Curvas es utilizado para trazar gráficos de los puntos de la geometría preseleccionados.

Un modelo de la geometría es una representación de un problema real en tres dimensiones y se define por planos de trabajo¹⁹ (planos $x - z$) y pozos de sondeo o perforaciones (Borehole)²⁰. Un modelo de la geometría incluye una división representativa del subsuelo en distintas capas del suelo, niveles freáticos, objetos estructurales (pilotes, vigas, muros y losas), las etapas de construcción y cargas que pueden ser distribuidas en planos horizontales, verticales, cargas lineales y puntuales.

Comportamiento de los materiales

El programa reconoce cinco tipos de conjunto de materiales: para el suelo y las interfaces, vigas, muros, suelos y los springs. Los suelos o rocas tienden a comportarse de forma no lineal bajo cargas, esta falta de tensión lineal puede ser modelada en varios niveles de precisión.

- Modelo de Mohr-Coulomb: este modelo se utiliza como una primera aproximación del comportamiento del suelo en general, es un modelo elastoplástico sin endurecimiento y con elasticidad lineal. El modelo consta de cinco parámetros, a saber, un módulo de Young E , el coeficiente de Poisson ν , una cohesión C , un ángulo de fricción ϕ , y un ángulo de dilatación²¹ ψ .

¹⁹Es una sección transversal horizontal en un nivel vertical particular (nivel y) en la que las estructuras y las cargas están definidas.

²⁰Se utiliza para definir la estratigrafía del suelo, el nivel de la superficie del mismo, y la distribución de la presión de los poros

²¹Se utiliza en suelos sobre consolidados, los suelos arcillosos tienden a no presentar dilatación es decir, $\psi = 0$. La dilatación en las arenas depende de la densidad como del ángulo de fricción.

2.6. Programas de análisis y diseño de puentes empleados en la presente investigación

- Modelo de lineal elástico: este modelo representa la ley de Hooke de la elasticidad lineal isótropa. El modelo consta de dos parámetros de rigidez elástica, es decir, el módulo de Young E , y el coeficiente de Poisson ν . El modelo elástico lineal es muy limitado para la simulación del comportamiento del suelo. Se utiliza principalmente para las estructuras rígidas en el suelo como pilotes, vigas, muros o losas.
- Modelo de endurecimiento de suelo (hardening soil model): este es un tipo elastoplástico del modelo hiperbólico, formulado en el marco de la plasticidad de fricción y endurecimiento. Además, el modelo implica el endurecimiento a compresión para simular la compactación irreversible del suelo bajo compresión primaria. Este modelo de segundo orden se puede utilizar para simular el comportamiento de las arenas y gravas, así como los tipos más suave de suelo, tales como arcillas y limos. El hardening soil model contiene las mismas ventanas del modelo lineal y el modelo de mohr-coulomb.

Una característica importante del suelo es la presencia de agua en los poros, las presiones de poros influyen significativamente en la respuesta de suelo. Plaxis 3D Foundation distingue tres tipos de materiales:

- Material drenado: este comportamiento garantiza que no se generen excesos de presión de poros. Un ejemplo de este comportamiento son los suelos secos debido a una alta permeabilidad como el caso de las arenas y/o una baja tasa de carga. Esta opción puede ser utilizada para simular el comportamiento a largo plazo en el suelo sin la necesidad de modelar una carga exacta sin drenar y consolidar.
- Material no drenado: esta opción se utiliza para un pleno desarrollo del exceso de presión de los poros. El flujo de agua de los poros a veces puede pasarse

Para las arenas el ángulo de dilatación se puede considerar como: $\psi = \phi - 30$. En la mayoría de los casos, el ángulo de dilatación es cero, para valores de ϕ menores de 30° . Un valor negativo para ψ sólo es realista para las arenas muy sueltas.

2.6. Programas de análisis y diseño de puentes empleados en la presente investigación

por alto debido a una baja permeabilidad como son el caso de las arcillas y/o una alta tasa de carga. Todos los suelos se especifica con comportamiento no drenados, incluso si el suelo o una parte del él se encuentra por encima del nivel freático.

- Material no poroso: este comportamiento, asegura que ni las presiones de poros iniciales, ni el exceso de poros se tendrán en cuenta en los suelos. Este comportamiento se utiliza muy a menudo en objetos estructurales y a menudo en combinación con el modelo lineal elástico. La entrada de un peso saturado no es pertinente para los materiales no porosos.

Mallado de elementos finitos

El Plaxis 3D Foundation ofrece generación de mallado en 2D y como secuencia mallado en 3D, durante la generación de la malla, la geometría se divide en elementos de cuña con 15 nodos y tomará la información de los planos de trabajo en los diferentes niveles, así como la estratigrafía del suelo de los borehole o perforaciones creados. Estos elementos finitos están formados por las caras triangulares de 6 nodos en los planos de trabajo, tal como se genera por la generación de la malla 2D, y cuadrilátero de 8-nodos se enfrenta en la dirección y , como se puede mostrar en la figura 2.16.

Cuando se generan las mallas de elementos finitos, y buscar más precisión en los resultados, se realiza un refinamiento de la malla las veces que se desee, pero al hacer esto el tiempo de cálculo se vuelve excesivo.

Con este software se analizará el comportamiento estructural de los pilotes en ambos estribos (izquierdo y derecho) frente a las cargas aplicadas en el puente.

2.6. Programas de análisis y diseño de puentes empleados en la presente investigación

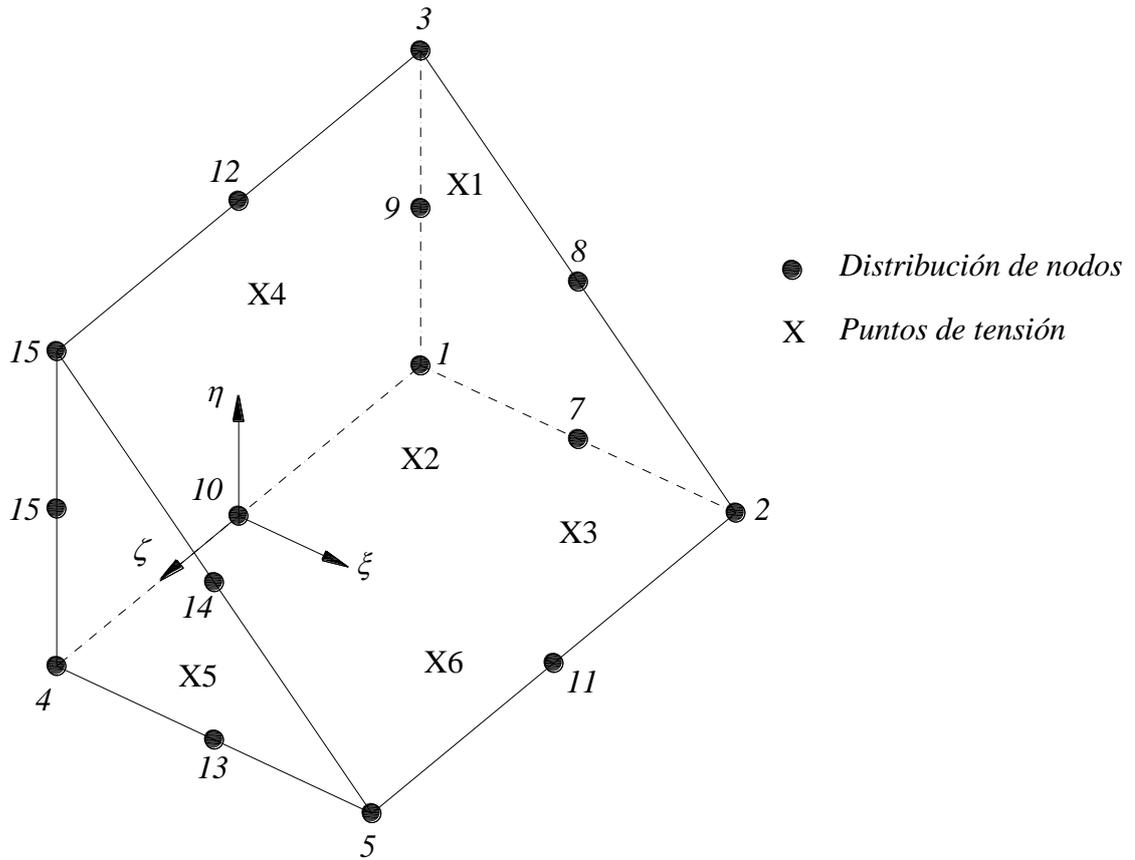


Figura 2.16: Elemento finito tridimensional de 15 nodos del Plaxis 3D Foundation.

Capítulo 3

Interacción suelo estructura ISE en puentes cimentados con pilotes

3.1. Generalidades

El diseño de cimentaciones con pilotes sometidos a cargas laterales debe satisfacer los criterios de carga admisible en el suelo y en los pilotes, y de deflexión tolerable de la estructura que soportan. Debido a que la respuesta del sistema suelo-pilote es no lineal, incluso en el rango de carga admisible de trabajo, es importante que el diseño de pilotes sometidos a carga lateral se base en métodos de análisis que modelen el comportamiento no lineal del sistema, C.J Sainea Vargas [45]. En el análisis estructural de puentes y otras estructuras, muchas veces se realiza a través de simplificaciones de la respuesta no lineal de pilote-suelo a una respuesta elástico lineal, en consecuencia la estimación de los módulos de reacción del suelo K_s no son exactos, este parámetro que depende del comportamiento del suelo y la estructura se representa por medio de resortes en forma independiente de los otros como se muestra en la figura 3.1, pese a que las cargas influyen sin tomar en cuenta la interacción o independencia entre los resortes, esta suposición genera mayor error que la incertidumbre el elegir el módulo de reacción del suelo. Desde las últimas décadas del siglo pasado hasta la actualidad, el avance de la tecnología computacional y la

ciencia en el campo de la programación digital, ha hecho posible que los ingenieros utilicen modelos de elementos finitos tridimensionales, que toma en cuenta el medio continuo y el comportamiento no lineal del suelo. La implementación del análisis de elementos finitos tridimensional requiere un tiempo considerable para generar la ingeniería de entrada e interpretación de resultados, por esta razón, el método de los elementos finitos predominantemente se ha utilizado para la investigación sobre el comportamiento de grupo de pilotes, rara vez para el diseño, S. Pulikanti y P. Ramancharla [36].

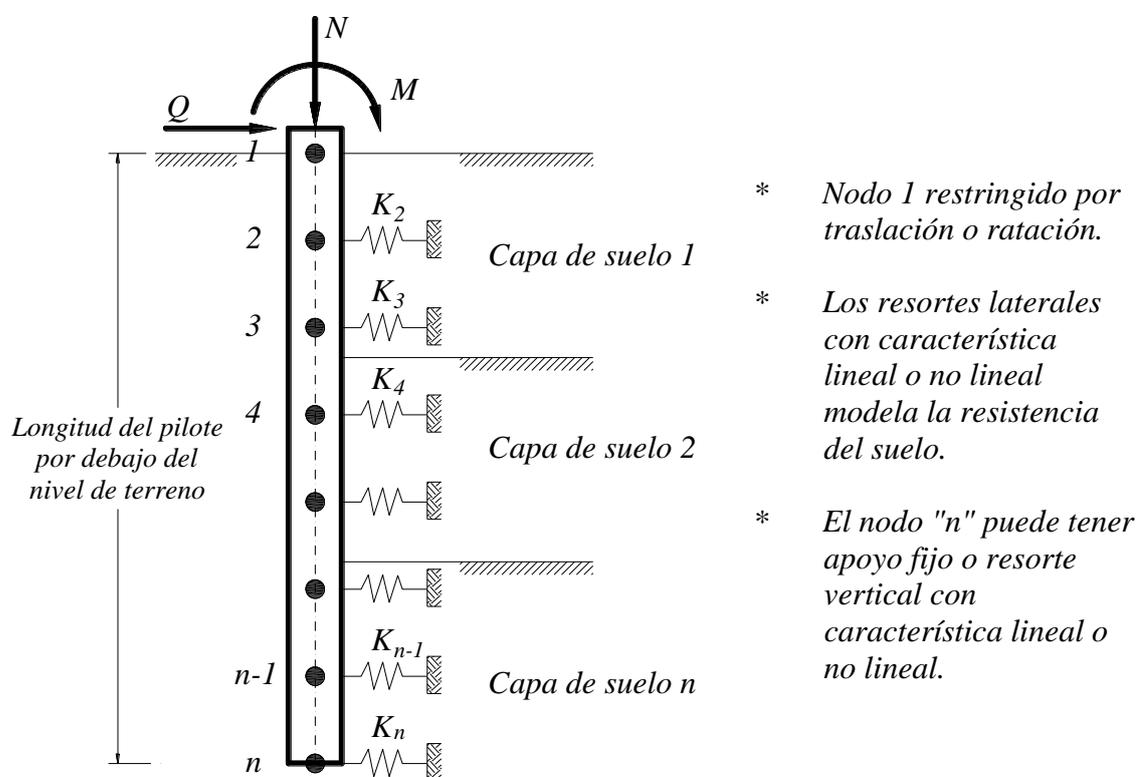


Figura 3.1: Modelo de Winkler aplicado a pilotes cargados lateralmente, Villera y Wendichansky [47]

La interacción suelo-estructura ISE se define, como la consideración o la representación de la flexibilidad del suelo de fundación por medio de los coeficientes de rigidez (traslacionales y rotacionales), que determina la condición real simplificado de interacción entre la fundación de la estructura y el suelo subyacente. La finalidad es alargar el periodo natural de la estructura aprovechando la deformabilidad de la tierra. Sin embargo, no es posible a priori determinar si la interacción inercial tiene

siempre un efecto beneficioso en la respuesta dinámica de una estructura, Gazetas y Mylonakis en (2,000).

La interacción suelo estructura ISE, es el factor de control en el diseño de las estructuras. Durante un terremoto, el suelo se deforma bajo la influencia de las ondas sísmicas incidentes e impone su movimiento a la fundación y la estructura soportada. El movimiento inducido crea *fuerzas de inercia*¹ en la superestructura que se transmiten de vuelta a la fundación y al suelo subyacente, por tanto producen deformaciones adicionales a nivel de la cimentación, Alain Pecker [33].

El análisis tradicional de estructuras se realiza suponiendo que el movimiento que se aplica en su base, o las fuerzas estáticas equivalentes que obran, son independientes de las características de la cimentación. Sin embargo, existen en que el movimiento en cualquier punto de la frontera suelo-estructura es sensiblemente diferente del que habría ocurrido en dicho punto si la estructura no estuviese presente; a esta definición se denomina interacción suelo estructura ISE, Bazán y Meli [9].

La mayoría de los códigos de diseño y construcción ignora el efecto de interacción suelo-estructura ISE, para la mayoría de las estructuras de los edificios habituales, los efectos de ISE tienden a ser beneficioso, ya que reducen los momentos de flexión y fuerzas de cizallamiento que actúan en los diversos miembros de la superestructura, y en otras puede llevar errores considerables Alain Pecker [33].

3.2. Interacción dinámica de suelo-estructura

M. Jawad Arefi [4] sostiene que, al analizar la respuesta sísmica de estructuras es común en la práctica asumir la base de la estructura como empotrado o fija, la suposición es errónea ya que en realidad el suelo de fundación es flexible. Esta hipótesis es realista sólo cuando la estructura se funda en roca sólida o cuando

¹Llamada también fuerza ficticia, fuera virtual, es la que actúa sobre la masa cuando un cuerpo está sometido a una aceleración y sólo es detectable por lo que está ligado a ese sistema acelerado. Las fuerzas inerciales sólo se pueden observarse en sistemas de referencia no inerciales, o sea acelerados, y para un observador situado en ellos parecen ser tan reales como (rozamiento, tracción, reacción del suelo, peso, etc.); mientras un observador situado en un sistema de reposo no detecta ni precisa su existencia.

3.2. Interacción dinámica de suelo-estructura

la rigidez relativa del terreno de cimentación comparada con la superestructura sea alta. En otros casos el comportamiento del suelo induce dos efectos distintos sobre la respuesta de la estructura, primero, la modificación del movimiento de campo libre en la base de la estructura, al cual llamaremos como fenómeno de interacción cinemática, y segundo, la introducción de la deformación de la respuesta dinámica de la estructura en el suelo de apoyo, denominado como fenómeno de interacción inercial. La adición de estos dos fenómenos se le conoce con el nombre de interacción suelo-estructura ISE, figura 3.2. El movimiento de campo libre depende de las propiedades del perfil del suelo.

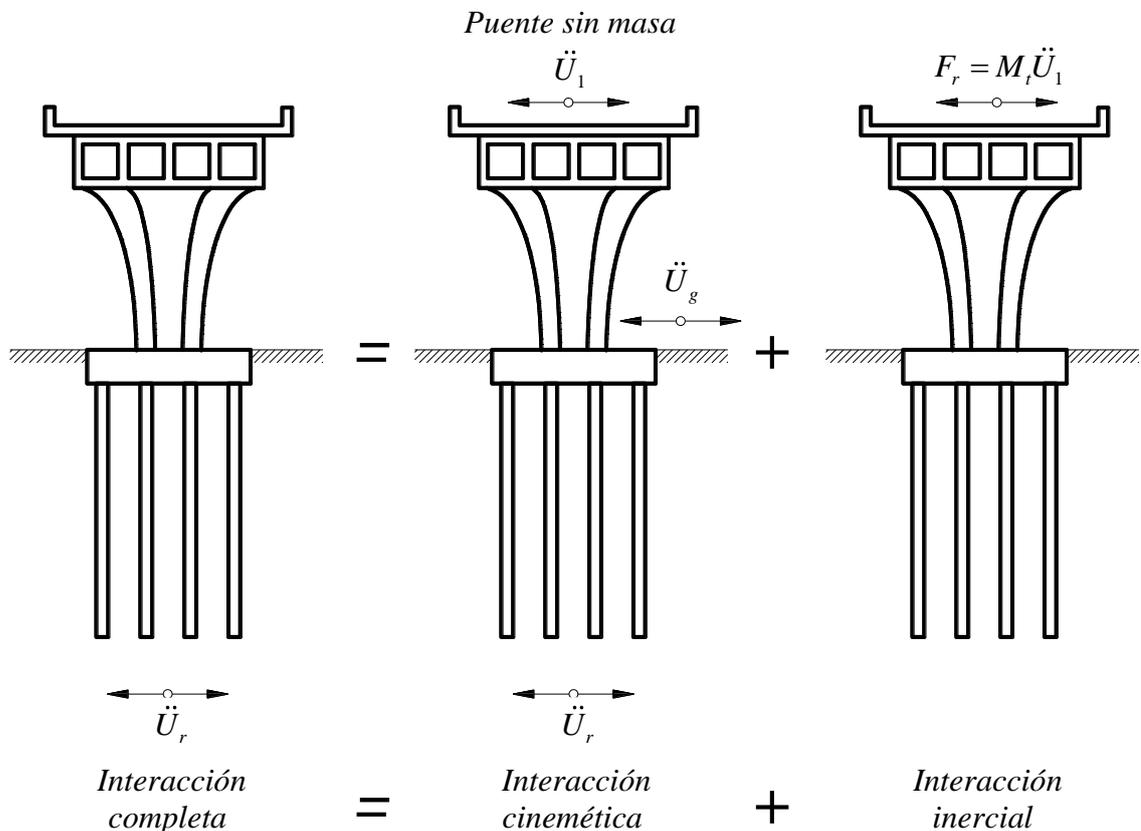


Figura 3.2: Descomposición del fenómeno de interacción suelo estructura, M. Jawad Arefi [4].

3.2.1. Interacción inercial

Se desarrolla en la estructura debido a las vibraciones propias que dan lugar a cortante en la base y momento, que a su vez provoca desplazamientos de la base con

respecto al campo libre.

Este es el resultado del acoplamiento dinámico entre la estructura y el suelo de soporte. La deformabilidad del suelo incrementa los grados de libertad cinemáticos de la estructura. La respuesta de una estructura a un movimiento del suelo dado sería sustancialmente diferente de la de una estructura de base fija o empotrada. La magnitud de esta diferencia dependerá de la falta de correspondencia entre la rigidez del sistema de base-superestructura y la rigidez del suelo de apoyo. Así, la interacción inercial sería insignificante para estructuras basadas en roca o suelos muy rígidas, ya que en estos casos la respuesta estructural sería casi idéntica de la de una estructura de base fija. Por otro lado, el efecto de interacción podría ser bastante significativo para estructuras basadas en suelos altamente deformables y/o blandos, P. Kotronis and et al [23].

Las fuerzas de inercia inducidas por el movimiento a la fundación durante el terremoto puede hacer que el suelo se deforme, que a su vez afecta a las fuerzas de inercia de superestructura. Esta deformación se propaga fuera de la estructura en seis grados de libertad del movimiento de fundación. En otras palabras, la respuesta dinámica de la superestructura disminuye, M. Jawad Arefi [4].

3.2.2. Interacción cinemática

La interacción cinemática es la incapacidad de la fundación para ajustarse a las deformaciones del terreno libre Kramer (1,996).

Este término representa el fenómeno por el cual el efecto sísmico en ausencia de la estructura (también llamada como el movimiento de campo libre), es diferente que con la estructura que se apoya en el sitio. Interacción cinemática es esencialmente un fenómeno de dispersión debido a la falta de coincidencia en la impedancia dinámica entre la base de la estructura y el suelo circundante, la rigidez de la fundación es diferente a la de la tierra adyacente.

Por lo tanto, la interacción cinemática representa la diferencia entre la respuesta

3.3. Efectos asociados con la interacción suelo-estructura

estructural debido al movimiento del suelo en campo libre en ausencia del efecto de dispersión, y la respuesta calculada utilizando el movimiento del suelo cuando se considera la presencia de la estructura. La magnitud del fenómeno depende de la geometría de la estructura, el tamaño y la fundación de empotramiento, la cinemática del movimiento de libre campo incidente y el ángulo de incidencia de las ondas sísmicas, P. Kotronis and et al [23] y M. Jawad Arefi [4].

3.3. Efectos asociados con la interacción suelo-estructura

El resultado depende de las características de la estructura, cimentación y suelo subyacente, la respuesta de la estructura ante sollicitaciones estáticas verticales y dinámicas (efecto del sismo) puede variar con respecto al estimativo que se realiza sin tener en cuenta la interacción suelo-estructura en los siguientes aspectos.

- La presencia de suelos blandos y compresibles en la distribución de esfuerzos y deformaciones bajo losas de fundación tanto ante sollicitaciones de cargas verticales y fuerzas horizontales.
- Variaciones en los periodos de vibración de la estructura.
- Aumento del amortiguamiento viscoso equivalente del sistema estructura-cimentación-suelo.
- Aumento de los desplazamientos de la estructura ante sollicitaciones sísmicas.
- Variación en la distribución de las fuerzas cortantes horizontales producidas por los movimientos sísmicos en los diferentes elementos del sistema de resistencia sísmica, especialmente cuando se combinan elementos con rigideces y sistema de apoyo en la cimentación diferentes.

3.4. Efecto lineal y no lineal de la reacción del suelo

En los análisis y diseño estructural, considerando la interacción suelo-estructura ISE, es necesario tener en cuenta el tipo de reacción del suelo a lo largo del pilote ante cargas verticales, horizontales y momentos, y, esta se puede dividir en dos tipos, la linealidad y no linealidad del comportamiento del suelo.

3.4.1. Interacción lineal de suelo-estructura

La flexibilidad de la fundación es función de la interacción entre el suelo y la estructura que conforma el sistema de análisis. Actualmente se utilizan en la práctica y durante la etapa de diseños definitivos, modelos lineales de fundaciones para considerar la interacción suelo-estructura. Este efecto se basa en el módulo de reacción horizontal del suelo K_h (modelo de Winkler), el cual puede variar con la profundidad de forma lineal en caso de pilotes incrustados en un suelo arenoso, y, constante en un suelo arcilloso. Dentro de este nivel de análisis se puede mencionar el método propuesto por K. Terzaghi [41], este método es de uso común y frecuente, por su característica sencillez y fácil determinación de forma directa del módulo de reacción del suelo. Los modelos lineales son en algunos casos apropiados, sin embargo en otros casos no representa el verdadero comportamiento del suelo, J.C. Virella y D. Wendichansky [47]. En esta investigación, el método propuesto por K. Terzaghi [41] se usará para analizar el comportamiento del puente arco.

La hipótesis general de modelo lineal del suelo con respecto al modelo no lineal, es obtener resultados conservadores que se puede resumir en sobredimensionado de los elementos estructurales, pero esto no puede ser verídico en todos los casos porque depende de la estimación de desplazamientos de la fundación, J.C. Virella y D. Wendichansky [47].

3.4.2. Interacción no lineal de suelo-estructura

Alain Pecker [33], en su investigación manifiesta, que el comportamiento sísmico de fundaciones de puentes durante el terremoto señala que incluso en los desplazamientos permanentes o con sismos de bajo nivel se produce la no linealidad de interacción suelo-estructura. Los resultados ponen de manifiesto el papel beneficioso de la no linealidad de la fundación en la disminución de la demanda de ductilidad en la superestructura, pero es muy necesario evaluar cuidadosamente la variabilidad de la respuesta.

En su conjunto, el análisis de interacción suelo-estructura no lineal parece ser beneficioso por reducir drásticamente la demanda de ductilidad en la estructura; Sin embargo, este efecto positivo se ve contrarrestada por grandes desplazamientos y rotaciones en las bases que pueden llegar a ser inaceptable, Alain Pecker [33].

Los métodos para analizar el modelo no lineal del suelo son: método de las curvas $p - y$, la teoría de la elasticidad, la metodología propuesta por Joseph E. Bowles [10] la cual será empleada en esta investigación, y, método de los elementos finitos que serán descritos ampliamente más adelante en esta investigación. Estos métodos se basan en soluciones aproximativas e iterativas donde el medio de soporte se modela explícitamente como un continuo, caso del método de elementos finito FEM, esta técnica es muy exigente, tanto en tiempo de computadora y mano de obra, y no es muy eficiente en las etapas tempranas del diseño de un proyecto; mientras los métodos de las curvas $p - y$, teoría de la elasticidad modela el suelo a través de unos resortes independientes de comportamiento no lineal. En la presente investigación se optará el método de elementos finitos FEM, en la que se utilizará el programa Plaxis 3D Foundation.

3.5. Modelos analíticos de la interacción suelo-pilote-superestructura

En edificaciones, puentes y otras estructuras especiales generalmente se realiza un análisis estructural por etapas, en caso del puentes, se frecuenta la modelación y análisis de la superestructura independiente del comportamiento de las subestructuras, suponiendo que el apoyo que se le asigna es totalmente rígida, donde no existe desplazamientos ni rotaciones por la acción de fuerzas horizontales sísmicas o provenientes del viento. De la misma forma las subestructura que comprende los estribos, pilares, pilotes y *cabezal*² se realiza al análisis estructural con cargas solamente estáticas o con cargas dinámicas convertidas a cargas estáticas. A este tipo de análisis se denomina como modelo simplificado desacoplado 3.3a. Este modelo ignora la vibración de la superestructura por efectos de cargas dinámicas, comportamiento la subestructura hacia la superestructura y la participación del suelo en el comportamiento de la estructura en general. Efectivamente este modelo es aceptado en varios proyectos a nivel mundial, pero no interpreta el comportamiento real de la estructura para cargas laterales, llevando a un sobredimensionado o subdimensionado de los elementos estructurales.

El Modelo Acoplado 3.3b, modela y analiza el puente de forma integral para incorporar la interacción de superestructura, subestructura y el suelo de fundación. El modelo es ideal para la aplicación de la interacción suelo estructura ISE, el resultado del modelo acoplado más la interacción suelo estructura nos puede garantizar obtener el comportamiento cercano a la realidad.

²Estructura horizontal cuyos lados son mayores con respecto al espesor, la función principal es transmitir las cargas de los estribos o pilares a los pilotes y al suelo de fundación.

3.6. Comportamiento de pilotes individuales cargados lateralmente

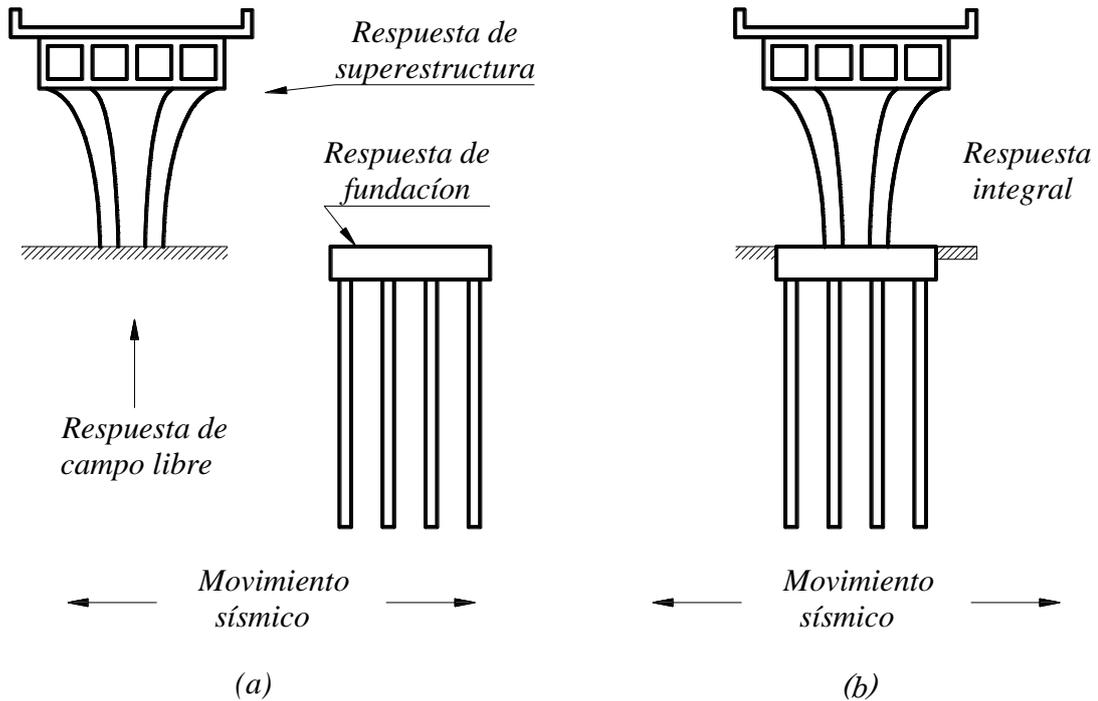


Figura 3.3: Modelos analíticos de la interacción suelo-pilote-superestructura, a) Modelo simplificado desacoplado; b) Modelo acoplado.

3.6. Comportamiento de pilotes individuales cargados lateralmente

En el proceso de análisis de pilotes con cargas laterales, es necesario constituir un modelo matemático apropiado y plantear diferentes métodos, cuyo fin es evaluar el comportamiento no lineal de presión-deformación del suelo, figura 3.4. Varios investigadores tratan de convertir un problema plano en un problema unidimensional, con el que se captura todo el comportamiento del suelo en un solo parámetro, bajo el principio de rigidez K_h .

Para determinar el módulo de reacción lateral del suelo existen tres alternativas: el primero ensayos de carga lateral en pilotes a escala real ver figura 3.5a, segundo ensayos de placa de carga ver figura 3.5b, y, tercero relaciones empíricas con otras propiedades mecánicas del suelo. El primero, es la forma más directa analizar aplicando la carga lateral al pilote instrumentado que permita medir las presiones y

3.6. Comportamiento de pilotes individuales cargados lateralmente

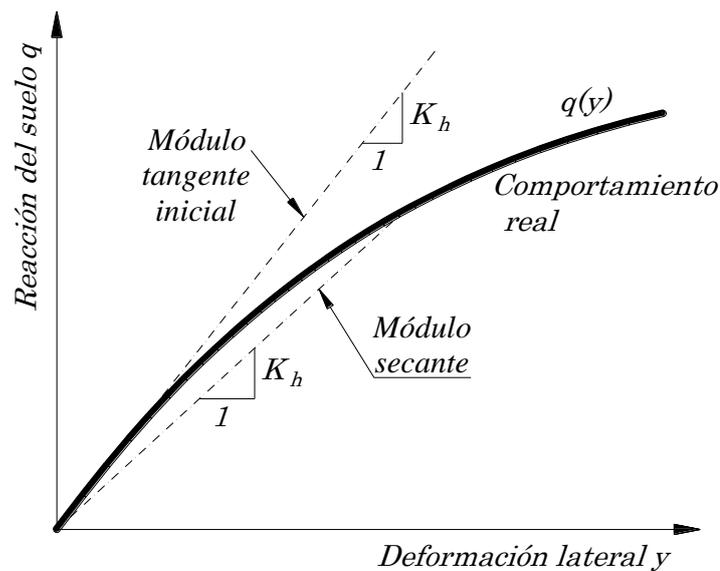


Figura 3.4: Relación no lineal presión-deformación

las deflexiones a lo largo del fuste, su implementación demanda mayor costo y los resultados solo sirven para condiciones en las que se hace la prueba. El segundo determina el módulo de reacción vertical del suelo K_v , genera una gran desventaja de la incertidumbre en la extrapolación de los resultados de un ensayo de placa a un pilote. El tercero, son correlaciones empíricas con otros parámetros mecánicas del suelo, se puede citar a varios investigadores como por ejemplo: Vesic (1,961), Broms (1,964), Skempton (1,951), Davisson (1,970), Terzaghi (1,955) y otros.



Figura 3.5: Determinación experimental del módulo de reacción lateral y vertical del suelo, a) Ensayos de carga lateral en pilotes a escala real; b) Ensayos de placa de carga.

3.6. Comportamiento de pilotes individuales cargados lateralmente

La figura 3.6 muestra, el efecto del desplazamiento de un pilote en una arena sometido a carga lateral, sobre el coeficiente del módulo de reacción n_h , y, una reducción clara de rigidez en la medida que aumenta el nivel de la deformación. Por otro lado, en suelos de grano fino saturado, el tiempo juega un papel muy importante en el desplazamiento lateral del pilote, dicho parámetro no se toma en cuenta en los modelos más populares que se usan actualmente en la práctica de la ingeniería. Para una mejor comprensión del comportamiento real de pilotes cargados lateralmente, sería hacer una modelación incorporando un modelo constitutivo no lineal, consideración de la dependencia entre las respuestas del suelo, deflexión del pilote, proceso de consolidación; esto se resume a un modelo de interacción suelo-estructura ISE completa.

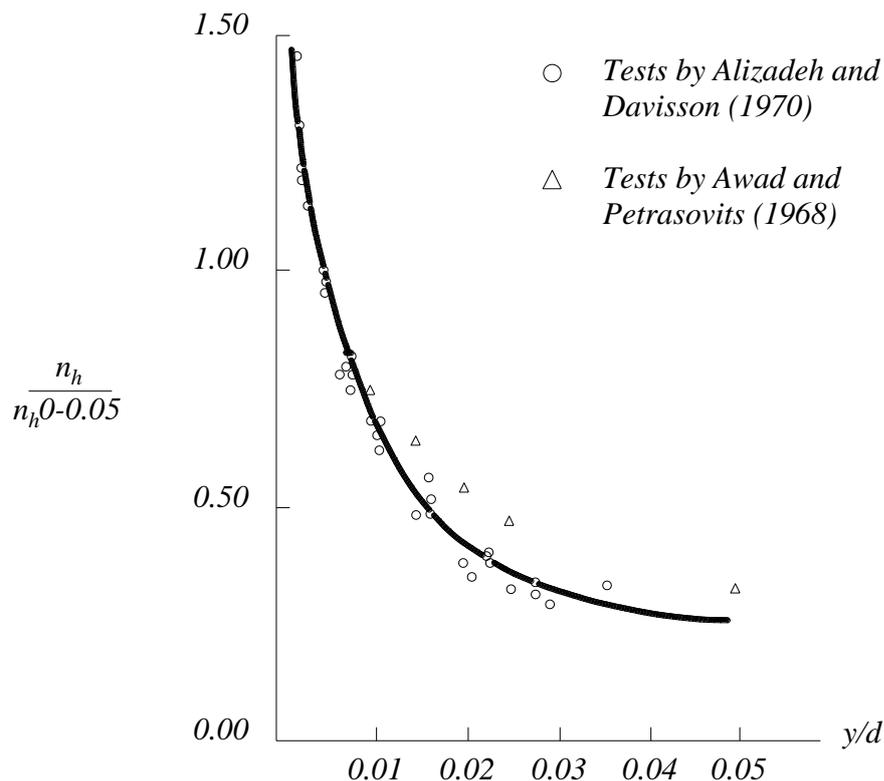


Figura 3.6: Efecto del nivel de esfuerzo sobre el módulo de rigidez en pilotes cargados lateralmente. Tomada de Poulos (1,980), [20]

Los métodos de análisis de la interacción suelo-estructura de puentes cimentados a través de pilotes cargados lateralmente se enumera:

- Método de Winkler.

3.6. Comportamiento de pilotes individuales cargados lateralmente

- Método de las curvas $p - y$.
- Teoría de la elasticidad.
- Modelo propuesto por Joseph E. Bowles.
- Método de los elementos finitos FEM.

En este trabajo, para el modelado integral o acoplado y análisis dinámico del puente arco atirantado, se utilizará el método Winkler y el modelo propuesto por Joseph E. Bowles [10].

3.6.1. Método de Winkler

Conocido también como el método de reacción de subrasante, en la actualidad parece ser el método más usado en el diseño de pilotes lateralmente cargados. El modelo fue introducido por Winkler (1,867) para analizar una viga con sub-base elástico mediante la caracterización del suelo con una serie de resortes linealmente elásticas e independientes [7]. Las grandes ventajas de este método es la facilidad de programación en la diferencia finita o método de elementos finitos tomando en cuenta la linealidad del resorte, y, la implementación del análisis dinámico. Además el costo computacional es significativamente menor respecto al método de elementos finitos; sin embargo, la desventaja prima en la falta de continuidad del suelo que toma el modelo. La relación de presión q y deflexión y es denominado como módulo de reacción lateral del suelo K_h , ecuación 3.6.6 y su representación mediante la figura 3.4.

$$q = K_h y \quad (3.6.1)$$

Este método considera al pilote como una viga, dado que su sección transversal es pequeña comparada con su longitud, entonces la ecuación diferencial 3.6.7 puede determinar la deflexión.

3.6. Comportamiento de pilotes individuales cargados lateralmente

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} = -qD \quad (3.6.2)$$

Donde:

E_p = módulo de elasticidad del pilote.

I_p = momento de inercia de la sección transversal del pilote.

z = es la profundidad del punto donde se evalúa K_h .

D = diámetro del pilote.

La ecuación 3.6.3 es el objetivo a resolver en este método. Varios investigadores intentaron solucionar asumiendo en valor de K_h como constante en toda la profundidad, obteniendo así soluciones analíticas; mientras, considerando K_h variable con la profundidad, la solución es por medio de aproximaciones numéricas, para este método es muy importancia elegir el tipo de condición de frontera tanto en la punta y cabezal del pilote, y, elección del módulo de reacción. En este trabajo detallaremos las expresiones presentadas por K.Terzaghi [41] para suelos arcillosos y arenosos; mientras para suelos limosos las expresiones de P. Arrúa, R. Terzariol, et al [6] y R. Terzariol, N. Ravenna, et al [43] y [42].

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} + K_h q D = 0 \quad (3.6.3)$$

Terzaghi [41], propone que el módulo de reacción lateral del suelo en arcillas K_h es constante con la profundidad; mientras en suelos arenosos varía con la profundidad, estas simplificaciones es válida solo para deformaciones pequeñas. Trabajos más recientes demuestran que la variación en profundidad depende mucho del tipo de suelo analizado y deformaciones mayores. La figura 3.7 presenta la variación del módulo de reacción lateral con respecto a la profundidad probable comparado con el idealizado Davisson (1,963).

3.6. Comportamiento de pilotes individuales cargados lateralmente

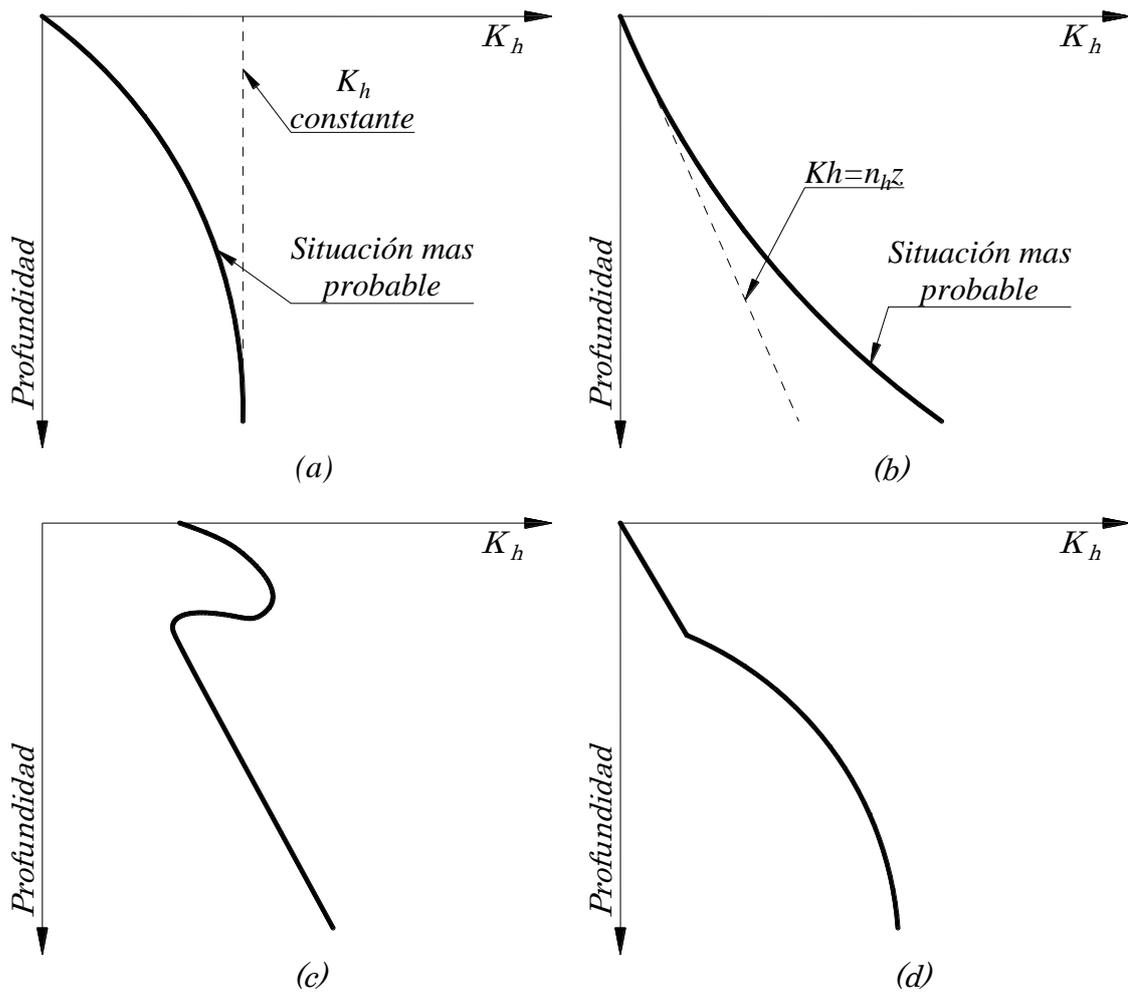


Figura 3.7: variación del módulo de reacción lateral en profundidad. (a) suelo cohesivo. (b) suelo granular. (c) arcilla normalmente consolidada y disecada. (d) estrato superficial blando (S. Prakash and H. Sharma (1,990) [35])

Suelo arcilloso

K. Terzaghi [41], para el análisis de estructuras verticales como es el caso de pilotes que trabajan a efectos laterales provenientes del sismo. El módulo de reacción lateral se considera constante, ecuación 3.6.5, donde el diámetro "D" se tiene en sentido horizontal, longitud de pilote "L" en sentido vertical, y se debe cumplir $L \gg D \wedge D/L \approx 0$.

$$E_s = K_h D = \frac{100q_u}{3} \cong 40N \quad (3.6.4)$$

3.6. Comportamiento de pilotes individuales cargados lateralmente

$$K_h = \frac{100q_u}{3D} = \frac{40N}{D} \quad (3.6.5)$$

Donde:

$$E_s = \frac{T_n}{m^2}.$$

q_u = resistencia a compresión simple del suelo, $\frac{T_n}{m^2}$.

N = número de ensayo de penetración estándar SPT.

Según Kishida y Nakai (1,977), la elección del módulo de reacción horizontal de suelo arcilloso es mediante la ecuación 3.6.6, k_{vesic} de define a través de la ecuación 3.6.7 propuesto por Vesic (1,961).

$$K_h = 2k_{vesic} \quad (3.6.6)$$

$$k_{vesic} = \frac{65}{100D} \sqrt[12]{\frac{E_s D^4}{E_p I_p} \left(\frac{E_s}{1 - \mu_s^2} \right)} \quad (3.6.7)$$

Donde:

μ_s = relación de Poisson del suelo.

$E_s = 170q_u$ = módulo de elástico del material de concreto.

I_p = momento de inercia del pilote.

D = diámetro del pilote.

q_u = resistencia a compresión simple del suelo,

Suelo limoso

P. Arrúa, R. Terzariol, et al [6], en su investigación, introduce el término de reacción del suelo como comportamiento no lineal y variable en profundidad, modificando la expresión 3.6.8 propuesta por Palmer y Thompson (1,948), luego, presentar un análisis inverso utilizando simulaciones numéricas para la determinación de las propiedades del suelo e interacción suelo-pilote en diferentes niveles y deformaciones. En el resultado estableció un coeficiente m_h como función de la deflexión para calcular

3.6. Comportamiento de pilotes individuales cargados lateralmente

la variación en profundidad del módulo de reacción horizontal en diferentes deformaciones, ecuaciones 3.6.9 y 3.6.10, estas formulaciones se presenta gráficamente en la figura 3.8. La ecuación 3.6.11 es una función bi-variada que permite estimar el módulo de reacción horizontal dependiente de la profundidad y la deflexión.

$$K_h = k_L \left(\frac{z}{L} \right)^n \quad (3.6.8)$$

Donde:

k_L = valor de K_h , en $z = L$ o la punta de la pila.

n = valor empírico, para arcillas $n = 0$, para suelos granulares $n = 1$. Davisson y Prakash (1,963) sugieren los valores de $n = 0.15$ para arcillas, $n = 1.50$ para arenas ambos en condiciones no drenadas.

$$m_h = 15,000; \forall m \leq \frac{1}{200} \quad (3.6.9)$$

$$m_h = 173 \frac{(m+1)}{\left(m + \frac{67}{10,000}\right)}; \forall m > \frac{1}{200} \quad (3.6.10)$$

$$K_h = 173 \frac{m+1}{m + \frac{67}{10,000}} \sqrt[5]{\left(\frac{z}{D}\right)^4} \quad (3.6.11)$$

Donde:

m = relación entre la deflexión y diámetro del pilote, $\frac{y}{D}$.

n = coeficiente empírico que representa la variación del coeficiente de reacción horizontal en profundidad, según P. Arrúa (2,006), $n = 0,00$ para arcillas, $n = 1.00$ para arenas y $n = 0.80$ para suelo limoso.

Los mismos autores realizaron el modelado y análisis de pilotes con distintos tipos de condiciones de borde en la punta: en el primer modelo contempla dos apoyos fijos y resortes laterales, el segundo un apoyo fijo, resortes en la punta y resortes laterales, y, el tercero resortes en la punta y laterales, figura 3.9. El resultado obtenido es que, no existe diferencias importantes en la estimación de la deflexiones para diferentes

3.6. Comportamiento de pilotes individuales cargados lateralmente

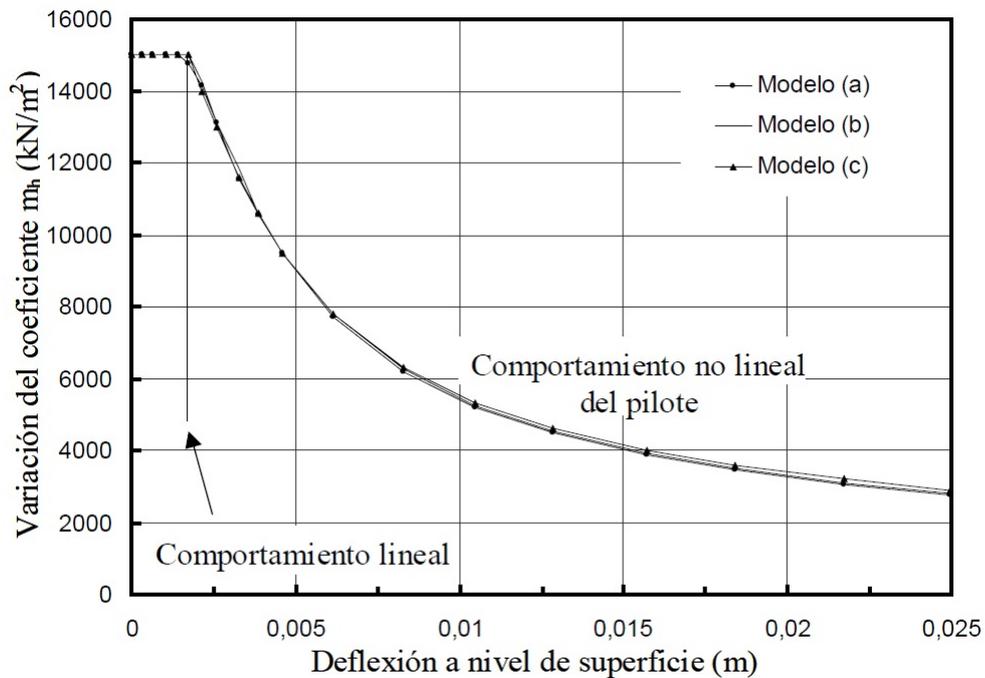


Figura 3.8: Comparación del coeficiente m_h para diferentes modelos en función de la deflexión horizontal, [6]

cargas producto de las condiciones de vínculo adoptados en la punta del pilote.

El procedimiento a tomar en cuenta propuesto por el autor, consiste en:

- Establecer una deflexión compatible con la condición de uso y funcionalidad de la estructura y .
- Obtener el coeficiente m_h a través de las ecuaciones 3.6.9 y 3.6.10.
- Calcular en módulo de reacción en profundidad K_h con la ecuación 3.6.11.
- Implementar un pilotes discretizado en profundidad simulando el suelo como una serie de resortes espaciados uniformemente con rigidez K obtenida como $K = K_h \Delta_z$, donde Δ_z corresponde a la separación entre resortes.
- Obtener la variación en profundidad de la presión desarrollada en el resorte.
- Determinar los esfuerzos internos útiles para efectuar el dimensionamiento del pilote.

3.6. Comportamiento de pilotes individuales cargados lateralmente

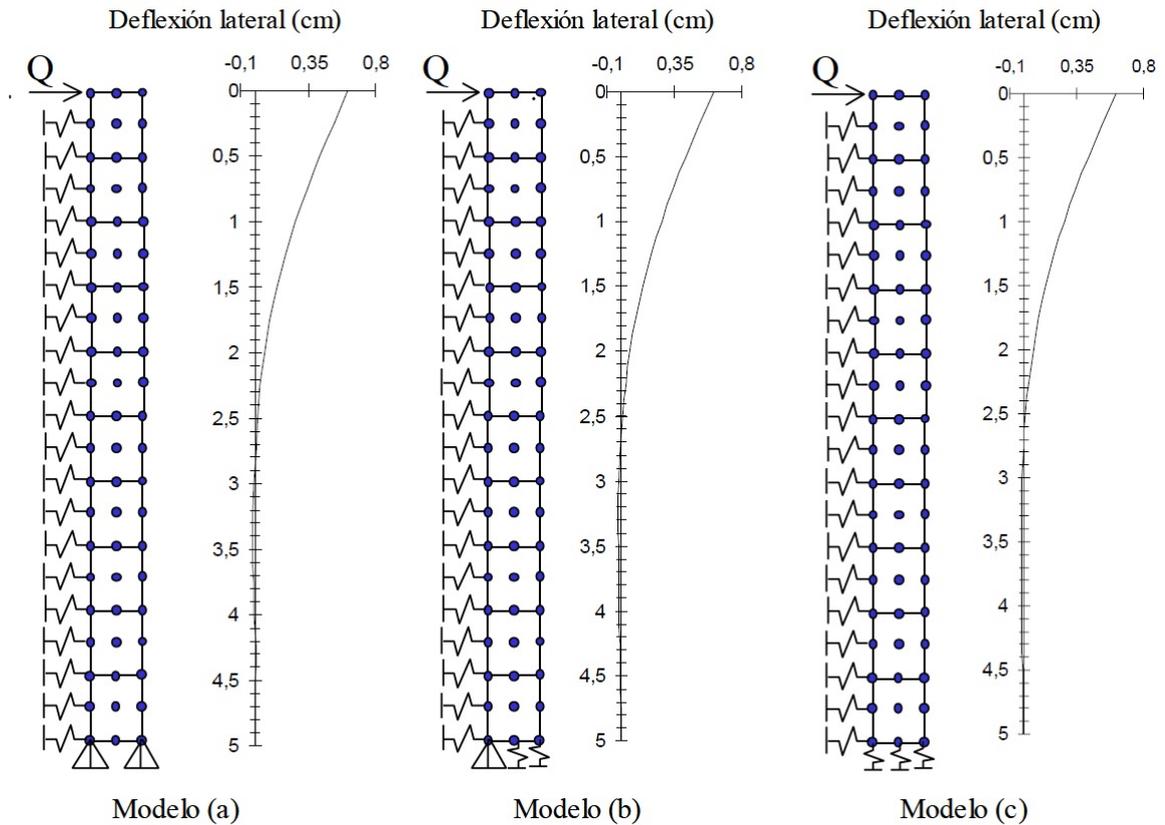


Figura 3.9: Comparación de deflexiones para situaciones diferentes de condiciones de contorno, [6]

R. Terzariol, N. Ravenna, et al [43] y [42], en su investigación obtiene la variación de K_h ligada a los parámetros resistentes, índices de Atterberg y condiciones generales del suelo. Las expresiones empíricas para suelos limosos con humedad natural, ecuación 3.6.12 y próximo a la saturación ecuación 3.6.13 relacionan el módulo de reacción lateral con la profundidad para deflexiones pequeñas.

$$K_h = 9,265 \left(\frac{L}{D} \right) \left(\frac{z}{L} \right)^{95/100} \quad (3.6.12)$$

$$K_h = 9,146 \left(\frac{L}{D} \right) \left(\frac{z}{L} \right)^{94/100} \quad (3.6.13)$$

Donde:

L = longitud del pilote, m .

z = profundidad del punto donde se evalúa K_h .

3.6. Comportamiento de pilotes individuales cargados lateralmente

D = diámetro del pilote, m .

Suelo arenoso

Sobre la ecuación 3.6.8 presentada por Palmer y Thompson (1,948), los investigadores K. Terzaghi [41], y, Poulos y Davis (1,980) [34] para suelos granulares admiten una variación lineal del coeficiente de balasto horizontal y presentan la ecuación 3.6.14 donde $n = 1$. En la presente investigación se utiliza la expresión 3.6.14.

$$K_h = n_h \frac{z}{D} \quad (3.6.14)$$

Donde:

z = es la profundidad del punto donde se evalúa K_h .

n_h = coeficiente del módulo de reacción horizontal según la ecuación 3.6.15, igual al módulo de reacción a la profundidad $z = D$, $\frac{Kg}{m^3}$. Este valor también se puede estimar en función de los resultados de SPT a través de la ecuación 3.6.16 para arenas seca y húmeda; mientras para arenas sumergidas la ecuación 3.6.17.

$$n_h = \frac{100A\gamma}{135} \quad (3.6.15)$$

$$n_h = 1,000x10^{\frac{N-28}{40}} \quad (3.6.16)$$

$$n_h = 600x10^{\frac{N-28}{40}} \quad (3.6.17)$$

Donde:

γ = peso unitario efectivo de arena, $\frac{Kg}{m^3}$

A = coeficiente disponible en el cuadro 3.1, o que puede ser aproximado en función de los resultados del SPT por la siguiente ecuación 3.6.18:

$$A = \left[\frac{N}{\frac{1}{2} + \frac{15N}{1,000}} \right]^2 + 80 \quad (3.6.18)$$

3.6. Comportamiento de pilotes individuales cargados lateralmente

Cuadro 3.1: Valores de coeficiente de reacción horizontal para pilotes en arena seca, húmeda y sumergida, $\frac{k_g}{cm^3}$.

Descripción	Densidad relativa de arena		
	Suelta	Media	Densa
Rango de valores de A	100-300	300-1,000	1,000-2,000
Valores adoptables de A	200	600	1,500
Valores de n_h para arena seca y húmeda	0.247	0.742	1.978
Valores de n_h para arena sumergida	0.141	0.494	1.201

Fuente: K. Terzaghi (1,955) [41].

3.6.2. Método de Bowles

J. E. Bowles [10], propone estimar en forma aproximada el módulo de reacción horizontal del suelo a través de la ecuación 3.6.19, el que varía con la profundidad.

$$K_h = A_h + B_h z^n \quad (3.6.19)$$

Donde A_h y B_h son evaluados usando las expresiones de capacidad, ecuaciones 3.6.20 y 3.6.21:

$$A_h = F_{w1} C_m C \left(c N_c + \frac{1}{2} \gamma D N_\gamma \right) \quad (3.6.20)$$

$$B_h = F_{w2} C_m C \gamma N_q \quad (3.6.21)$$

Donde:

c = cohesión del suelo, kN/m^2 .

D = diámetro del pilote, m;

z = profundidad de evaluación, m.

γ , densidad del suelo.

$C = 40 \frac{kN}{m^3}$.

$C_m = 2.00$ para $D \leq 0.457m$; $C_m = 1 + \left(\frac{457}{1,000D} \right)^{75/100} \geq 1.50$ para $D > 0.457m$; y

$C_m = 1.25$ para $D > 1.20m$

$n = 0.40 - 0.60$.

3.6. Comportamiento de pilotes individuales cargados lateralmente

$F_{w1} = 1.30 - 1.70$ para pilotes circulares.

$F_{w2} = 2.00 - 4.40$ para pilotes circulares.

Los factores de capacidad de carga que está en función del ángulo de fricción interna ϕ se puede extraer del cuadro 3.3.

Cuadro 3.2: Factores de capacidad de carga N_c , N_q y N_γ por Vesic (1,973).

ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	26	22.25	11.85	12.54
1	5.38	1.09	0.07	27	23.94	13.20	14.47
2	5.63	1.20	0.15	28	25.80	14.72	16.72
3	5.90	1.31	0.24	29	27.86	16.44	19.34
4	6.19	1.43	0.34	30	30.14	18.40	22.40
5	6.49	1.57	0.45	31	32.67	20.63	25.99
6	6.81	1.72	0.57	32	35.49	23.18	30.22
7	7.16	1.88	0.71	33	38.64	26.09	35.19
8	7.53	2.06	0.86	34	42.16	29.44	41.06
9	7.92	2.25	1.03	35	46.12	33.30	48.03
10	8.35	2.47	1.22	36	50.59	37.75	56.31
11	8.80	2.71	1.44	37	55.63	42.92	66.19
12	9.28	2.97	1.69	38	61.35	48.93	78.03
13	9.81	3.26	1.97	39	67.87	55.96	92.25
14	10.37	3.56	2.29	40	75.31	64.20	109.41
15	10.98	3.94	2.65	41	83.86	73.90	130.22
16	11.63	4.34	3.06	42	93.71	85.38	155.55
17	12.34	4.77	3.53	43	105.11	99.02	186.54
18	13.10	5.26	4.07	44	118.37	115.31	224.64
19	13.93	5.80	4.68	45	133.88	134.88	271.76
20	14.83	6.40	5.39	46	152.10	158.51	330.35
21	15.82	7.07	6.20	47	173.64	187.21	403.67
22	16.88	7.82	7.13	48	199.26	222.31	496.01
23	18.05	8.66	8.20	49	229.93	265.51	613.16
24	19.32	9.60	9.44	50	266.89	319.07	762.89
25	20.72	10.66	10.88				

Fuente: Braja M. Das (2,012) [16].

3.6.3. Método de las curvas $p - y$

Todas las soluciones basadas en la teoría de balasto mencionado en las secciones anteriores son válidos sólo para el caso de las propiedades del suelo lineales. En realidad, la relación entre la presión del suelo por unidad de longitud del pilote p y la deflexión y es no lineal figura 3.10a. Tomando en cuenta la no linealidad del

3.6. Comportamiento de pilotes individuales cargados lateralmente

suelo, los resortes lineales del suelo son reemplazados por una serie de resortes no lineales que varía con la profundidad y el tipo de suelo, en consecuencia el módulo de rigidez es variable, que representan la curva de resistencia de desviación de suelo llamado, curva $p - y$. Las curvas de $p - y$ del suelo se han desarrollado basándose en el análisis posterior de la prueba de carga lateral del pilote a escala completa. Este concepto fue desarrollado por primera vez por McClelland y Focht (1,958), quienes emplearon diferencias finitas para la solución del problema de un pilote cargado lateralmente. Este método es semi-empírico³, en términos generales es un refinamiento de la reacción de la subrasante de Winkler o modelo de Winkler, surge como consecuencia de las desventajas que presentaba el método que le precedía.

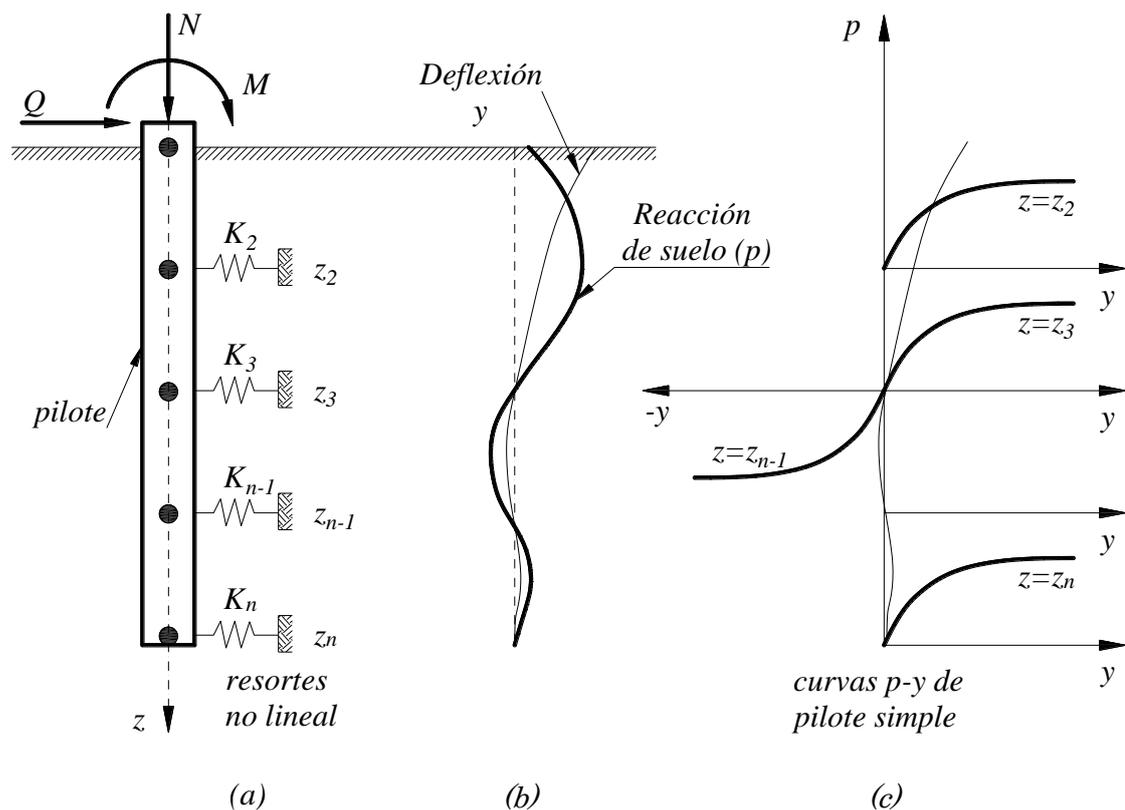


Figura 3.10: a) Idealización del suelo con resortes - Método de Winkler. b) Curvas de reacción del suelo y deflexión lateral. c) Curvas $p-y$.

El concepto de una curva de $p - y$ se puede definir gráficamente como se muestra en la figura 3.11. Se asume que el pilote es perfectamente recta antes de la aplicación

³La forma de las curvas $p - y$ se determina a partir de pruebas de carga en campo.

3.6. Comportamiento de pilotes individuales cargados lateralmente

de cargas, en consecuencia, la presión del suelo que actúa en contra del pilotes es razonablemente uniforme y la presión resultante para esta condición es cero, figura 3.11a. Si el pilote se encuentra cargado con una desviación lateral figura 3.11b, una reacción neta del suelo se obtiene mediante la integración de las presiones del suelo alrededor del pilote, da la fuerza desequilibrada por unidad de longitud. Este proceso se puede repetir el concepto de una serie de deflexiones resultantes en una serie de fuerzas por unidad de longitud del pilote que se pueden combinar para formar una curva $p - y$. De una manera similar, los conjuntos de curvas $p - y$ a lo largo del pilote se obtiene como se muestra en las figuras 3.10b y 3.10c.

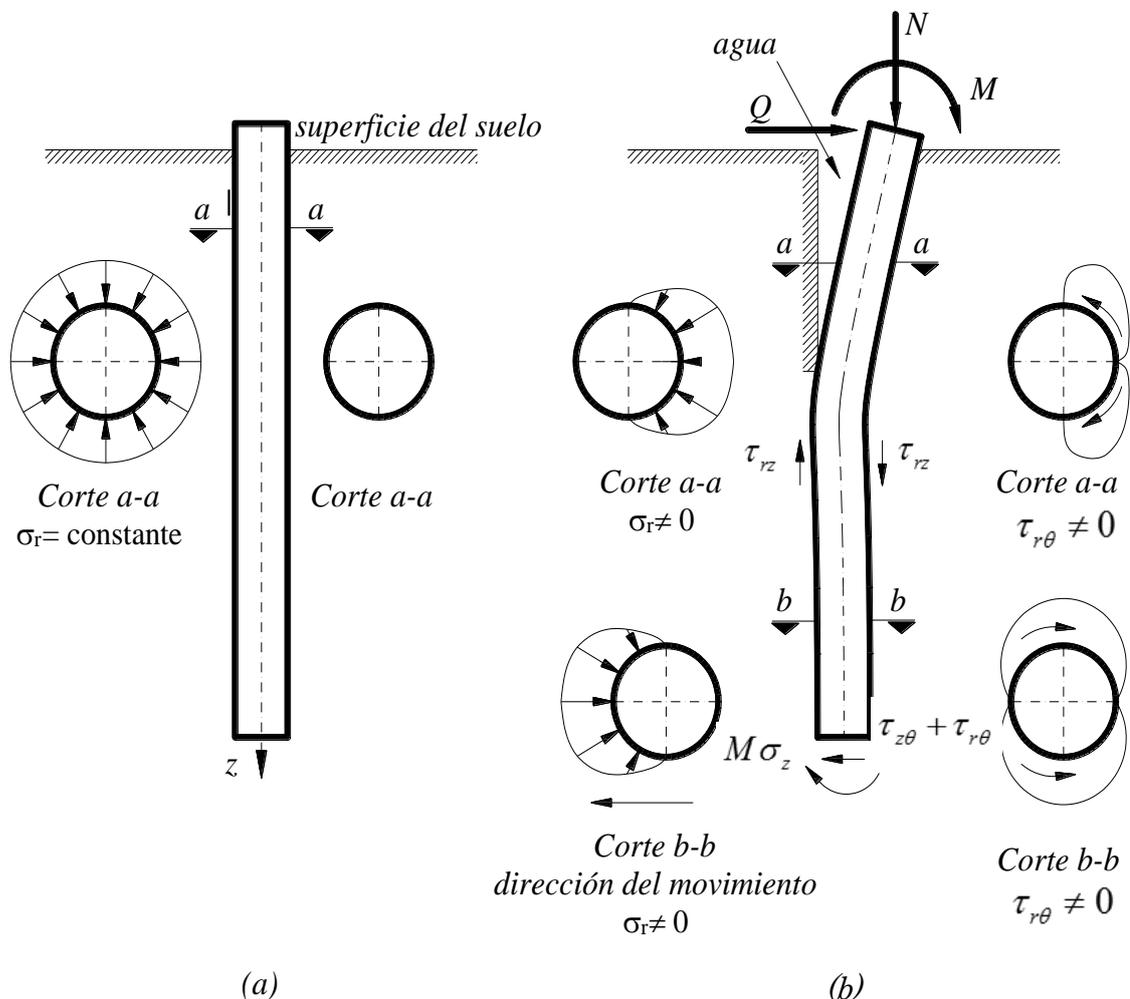


Figura 3.11: Definición de las curvas $p - y$: a) Pilote en reposo. b) Pilote después de la aplicación de carga.

Las curvas de $p - y$ se pueden obtener experimentalmente mediante la realización

3.6. Comportamiento de pilotes individuales cargados lateralmente

de las pruebas de escala completa de pilas instrumentados en el tipo de depósito de suelo interesado. La figura 3.12 presenta la metodología en el desarrollo de las curvas $p-y$. El diagrama de momento de flexión a lo largo del pilote se calcula con el producto de la segunda derivada de la deflexión y la rigidez del pilote. Diferenciación doble del diagrama momento de flexión produce la curva de reacción del suelo.

Aunque el método de Winkler descuida la continuidad del suelo, una desventaja en un grado considerable, se ha de superar a través de la calibración de las curvas $p-y$ a los resultados de las pruebas a escala completa. Sin embargo, hay muchos los factores que influyen en el comportamiento de los pilotes cargadas lateralmente se que se han agrupado en la forma característica de las curvas $p-y$ y difíciles de separar debido a la cantidad límite de la prueba a escala completa. Algunos de los parámetros que pueden tener un efecto significativo sobre la respuesta del pilote no se han investigado sistemáticamente tales como el efecto de diámetro del pilote, el efecto de la abertura del suelo, y la validez del uso de estas curvas $p-y$ para un caso pilote rígido. La mayoría de estas curvas $p-y$ se han incorporado en los programas comerciales para analizar el comportamiento del pilote lateralmente cargado, como COM624P (Wang y Reese, 1,993), LPILE (Reese et al., 2,000), y FLPIER (Universidad de Florida, 1,996) .

3.6.4. Método de la teoría de elasticidad

Poulos (1,971) en sus trabajos de investigación titulados: "Behavior of Laterally Loaded Piles: I Single Piles" y "Behavior of Laterally Loaded Piles: Part II Group Piles" , incorpora el enfoque sistemático del suelo como *medio continuo*⁴ elástico lineal homogéneo, S. Pulikanti and P. Ramancharla [36]. En este método el suelo se considera

⁴El término medio continuo un conjunto infinito de partículas que forman parte de un sólido, fluido, o de gas que serán estudiadas macroscópicamente sin tomar en cuenta el nivel atómico molecular (Análisis microscópico), Oliver y Saracibar [31]. Se usa para designar un modelo matemático.

3.6. Comportamiento de pilotes individuales cargados lateralmente

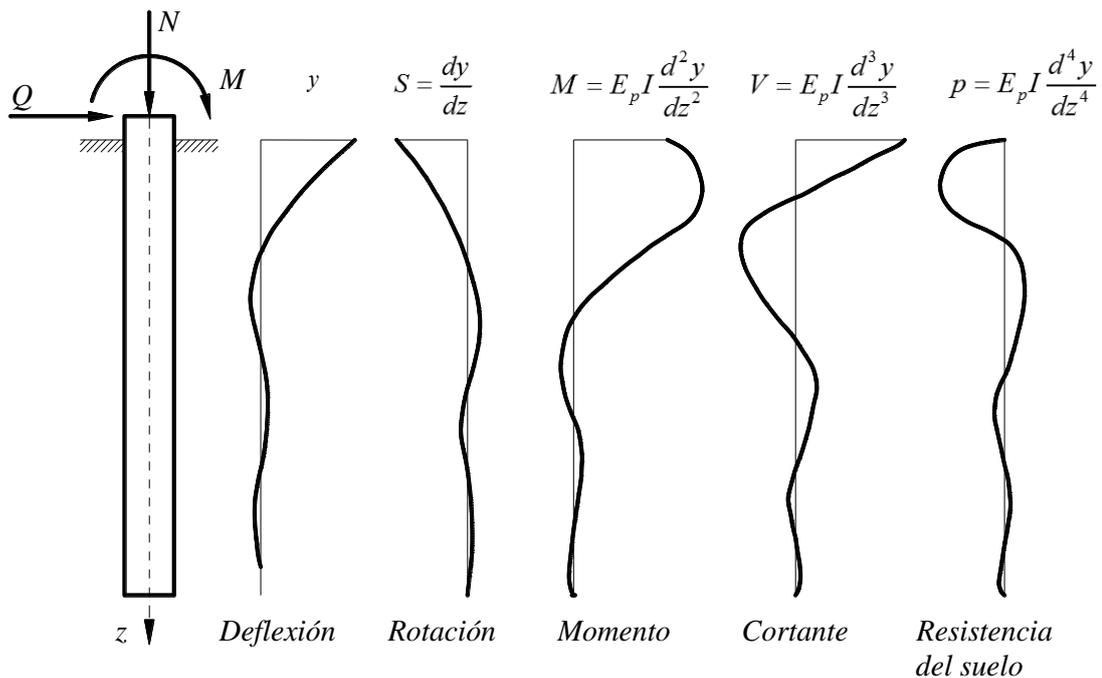


Figura 3.12: Metodología de desarrollo de curvas de $p - y$, (Reese and Va Imp 2001).

como un material elástico semi-infinito, continuo, *homogéneo*⁵, *isótropo*⁶, que no se ve afectada por la presencia del pilote, la parte posterior del pilote deformado cerca de la superficie se adhiere perfectamente al pilote, Poulos, H. G. and Davis, E. H. [34]. Dado que el comportamiento es elástico, los desplazamientos en el suelo y en el pilote son los mismos en el interfaz de suelo-pilote.

En este modelo el pilote se supone como una franja vertical rectangular delgada dividida en elementos finitos, y se considera que cada elemento recibe la acción de esfuerzos horizontales uniformes figura 3.13, están relacionados con los desplazamientos de los elementos a través de la solución integral de Mindlin. Las presiones del suelo se obtienen a través de la solución de ecuación diferencial de equilibrio de un elemento de viga en un suelo continuo con el Método de Diferencia Finitas (FDM), después de la obtención de las presiones se determinan los desplazamientos.

⁵Igual o similar estructura molecular o idénticas propiedades físicas en todos los puntos de un material sólido en análisis, en Mecánica de Sólidos es frecuente que los materiales se consideren como isótropos homogéneos.

⁶En física, la Isotropía es la característica de algunos cuerpos cuyas propiedades físicas no dependen de la dirección en que son examinadas. Es decir, se refiere al hecho de que ciertas magnitudes vectoriales conmensurables dan resultados idénticos independientemente de la dirección escogida para dicha medida.

3.6. Comportamiento de pilotes individuales cargados lateralmente

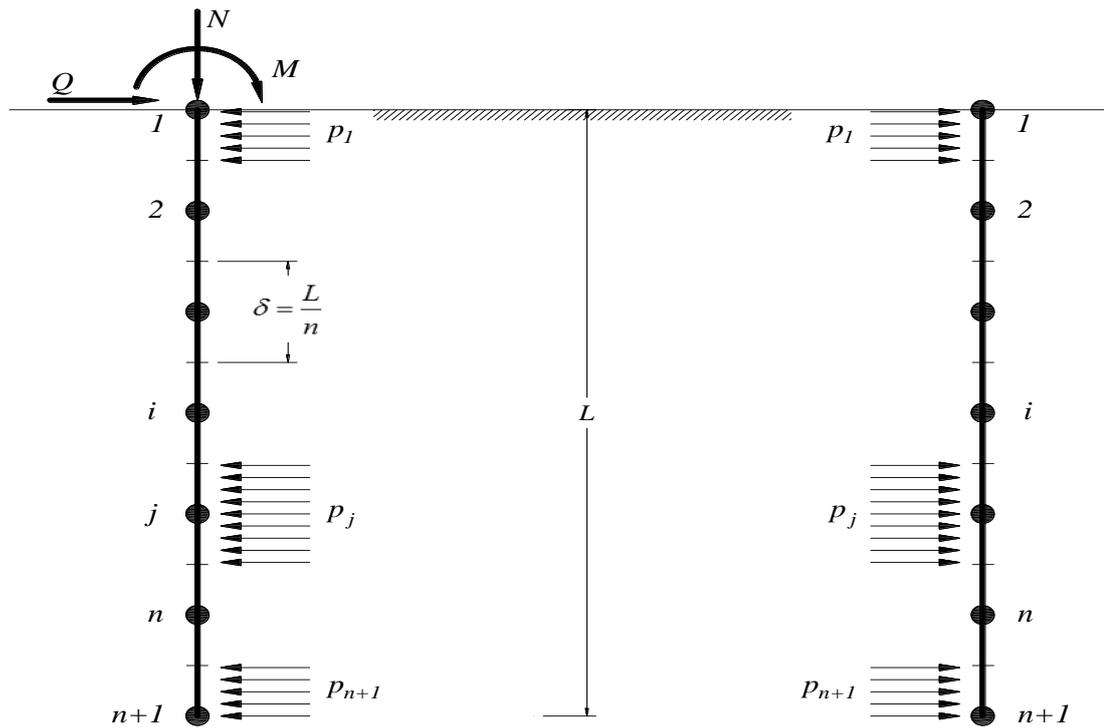


Figura 3.13: Discretización general del pilote para el análisis continuo del suelo. a) Pilote; b) Suelo adyacente al pilote - (Poulos y Davis, (1,980))

Los investigadores, (Douglas y Davis (1,964), Spillers y Stoll (1,964), Lencine, Maurice y Madignier (1,968), Poulos (1,971), Novak (1,974), y otros) se involucraron en este tema, las diferencias significativas fue en las simplificaciones que se hacen acerca de la acción del pilote sobre el suelo, R. Hernández [20].

El modelo Continuo tiene la ventaja de que es capaz de tomar en cuenta la naturaleza continua de suelo, la dimensión semi-infinito del medio-espacio, y las condiciones de contorno a lo largo de la superficie del suelo sin carga. Una de las mayores limitaciones del método (además de la complejidad computacional) es la dificultad en la determinación de un módulo de reacción del suelo K_h adecuado, S. Pulikanti and P. Ramancharla [36].

3.6.5. Método de los Elementos Finitos

El método de los elementos finitos (FEM) es una aproximación numérica basada en la teoría continuo elástico que puede emplearse para modelar la interacción del

3.7. Comportamiento del grupo de pilotes cargados lateralmente

pilote-suelo-pilote, considerando el suelo como un medio continuo *elastoplástico*⁷ tridimensional. La técnica de elementos finitos para condiciones de cargas complicadas, y geometrías complejas. El FEM evalúa los desplazamientos y deformaciones mediante la solución de la viga clásica usando uno de los métodos numéricos estándar, tales como Galerkin, colocación, o de Reyleigh flexion-Ritz.

Las características sobresalientes de este potente método incluyen la capacidad de aplicar cualquier combinación de cargas ya sea axial, torsión y cargas laterales; la capacidad de considerar el comportamiento no lineal de la estructura y el suelo; y el potencial para modelar las interacciones entre pilote-suelo-superestructura. Resultados dependientes del tiempo se pueden obtener y las condiciones más complicadas, tales como pilotes inclinados, taludes, excavaciones, y la secuencia de construcción puede ser modelada. El método se puede utilizar con una variedad de relaciones de tensión-deformación del suelo, y es adecuado para analizar el comportamiento del grupo de pilotes, tal como se describe en la siguiente sección. La implementación de elementos finitos tridimensional análisis requiere un tiempo considerable para generar la ingeniería de entrada e interpretar los resultados. Por esta razón, el método de los elementos finitos predominantemente se ha utilizado para la investigación sobre el comportamiento de grupo de pilotes, rara vez para el diseño, S. Pulikanti and P. Ramancharla [36].

3.7. Comportamiento del grupo de pilotes cargados lateralmente

En la mayoría de las construcciones, los pilotes se utilizan en grupos de pilotes conectados a través de la losa cabezal rígida figura 3.14, este puede estar en contacto directo con el suelo de fundación que se denomina *grupo de pilotes con cabezal bajo*, y otros por encima de nivel del terreno denominándose *grupo de pilotes con cabezal*

⁷Estado de material sólido sometido a una tensión mayor que su límite elástico, pero no tan grande como para hacer que se rompa, en la que exhibe las propiedades elásticas y plásticas

3.7. Comportamiento del grupo de pilotes cargados lateralmente

alto, este último es típico en las construcciones costeras.

Las técnicas analíticas del comportamiento estructural de pilotes individuales no son suficientes para analizar un grupo de pilotes, porque se origina el fenómeno de la interacción *pilote-suelo-pilote*⁸ figura 3.14b, debido al espaciamiento estrecho con relación a la longitud incrustada del pilote. Cuando los pilotes que componen en grupo están poco espaciados, su respuesta ante carga lateral difiere de la de pilotes aislados o individuales, debido a los efectos de interacción *pilote-suelo-pilote*, hacen que el terreno sea severamente cargado y las deflexiones y momentos en los pilotes de grupo sean mayores, C.J Sainea Vargas [45].

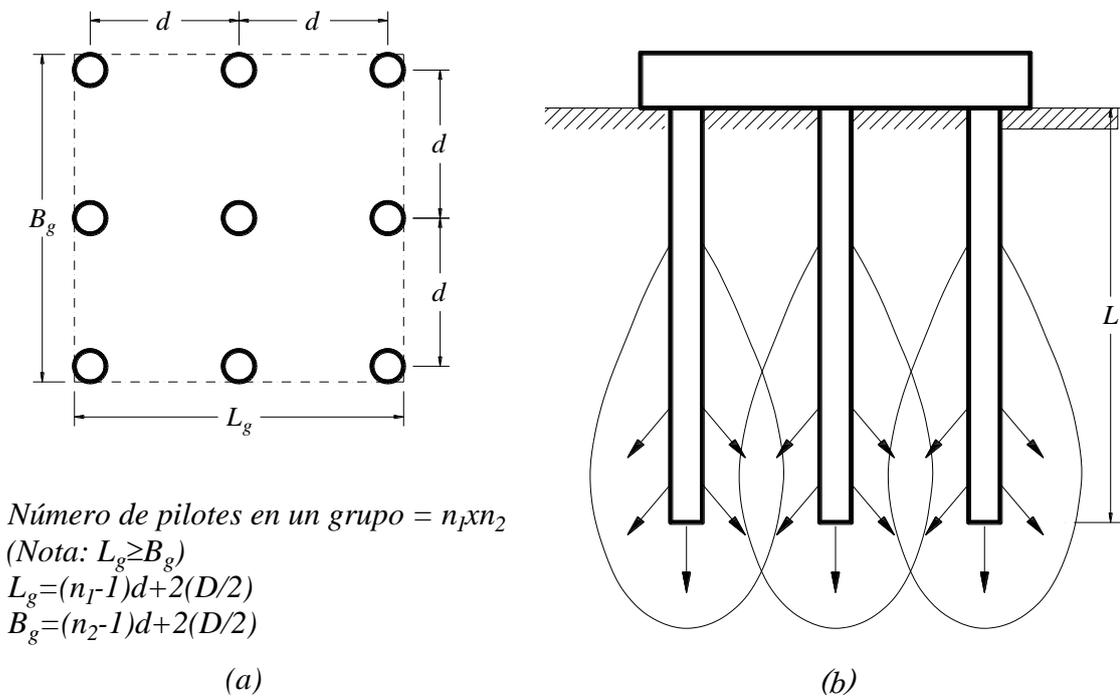


Figura 3.14: Grupos de pilotes, a) Grupo de pilotes en planta; b) Superposición de los esfuerzos en pilotes.

Idealmente, los pilotes en un grupo se deben espaciar de manera que la capacidad de soporte de carga del grupo no sea menor que la suma de la capacidad de carga de los pilotes individuales, Braja M. Das [16].

En un análisis estático, cuando los pilotes tiene una separación amplia entre ellos 6 a 8 veces el diámetro del pilote, normalmente la interacción entre pilotes se desprecia

⁸Superposición de esfuerzos transmitidos por los pilotes al suelo, este efecto reduce la capacidad de soporte de carga de los pilotes, Braja M. Das [16].

3.7. Comportamiento del grupo de pilotes cargados lateralmente

figura 3.15. Sin embargo, cuando se realiza un análisis dinámico no es conveniente ignorar el efecto de grupo, ya que gran parte de la interacción proviene de la energía que se transmite entre los pilotes en forma de ondas, que no se atenúan tan rápido como en el caso estático Meymand, (1,998) y Mokwa, (1,999).

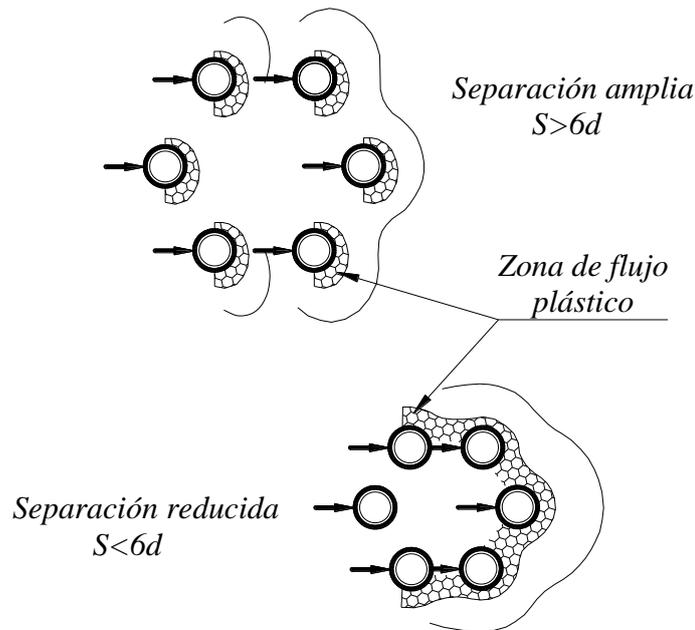


Figura 3.15: Interacción estática entre pilotes en función de la separación - Meymand, (1,998)

Para cargas estáticas, el desplazamiento de un pilote se incrementa si está localizado dentro del campo de deformación de un pilote adyacente generando consecuencias: primero, el desplazamiento total del grupo será mayor que el desplazamiento que experimentaría un pilote aislado bajo la carga promedio, segundo, se produce una distribución desigual de las fuerzas entre los pilotes, los exteriores soportan mayor carga que los pilotes centrales; mientras en análisis dinámico, el comportamiento es muy diferente del caso estático: primero el desplazamiento total de grupo puede ser mayor o menor que el desplazamiento correspondiente a un pilote aislado, segundo, las fuerzas en los pilotes de la periferia pueden ser menores o mayores comparadas con las que se presentan en los pilotes centrales, C. A. Cruz Noguez [30].

Al igual que en el estudio del comportamiento de pilotes individuales, para el estudio del grupo de pilotes existen varios métodos, a continuación mostraremos los más

comunes:

3.7.1. Método de aproximaciones analíticas de forma cerrada

Muchos de los métodos de esta categoría definen factores modificadores empíricos con técnicas de análisis de un solo pilote. Las técnicas más antiguas simplemente implican la aplicación de un factor de *eficiencia de grupo*⁹ para el coeficiente de módulo de reacción del suelo, S. Pulikanti and P. Ramancharla [36]. Bogard y Matlock (1,983) utiliza un factor de eficiencia de grupo para suavizar la respuesta del suelo y modelado del grupo de pilotes como un pilote grande equivalente por medio de un factor de eficiencia de grupo, y concluyó, que la deflexión del grupo de pilotes se relaciona tanto con la deflexión de un pilote actuando por separado y la deflexión del gran pilote equivalente. O'Neill (1,983), Brown y Reese (1,985), y, Reese y Wang (1,997) desarrollaron enfoque analítico empírica llamado el enfoque de p-multiplicador para dar cuenta el efectos de sombra en el grupo de pilotes.

H. Arias, A. Mendoza, et al [5], estudió el grupo de pilotes incrustados en arcillas blandas, con diferentes configuraciones geométricas utilizando los p-multiplicadores en las curvas $p - y$ no lineal para efectos laterales y el factor de eficiencia de grupo para efectos axiales. En el estudio utilizó el método de curvas $p - y$ no lineal y software FB-Multipier, la conclusión primordial es que el módulo de reacción lateral del suelo presenta un aumento en la medida en que se incrementó el espaciamiento entre ejes de pilotes, esto resulta razonable puesto que en la medida que aumenta el espaciamiento los efectos de grupo disminuyen, dado que los pilotes al contar con mayores separaciones tiende a comportarse como pilotes individuales. La deflexión en el cabezal en relación a las diferentes aplicaciones de carga axial, para pilotes empotrados y articulados encontró variaciones insignificantes, en consecuencia el

⁹Es la relación de carga de falla promedio en grupo de pilotes entre la carga de falla en pilote individual, en ningún caso se puede considerar que la capacidad de grupo es mayor que la suma de las capacidades individuales que conforma dicho grupo.

3.7. Comportamiento del grupo de pilotes cargados lateralmente

efecto de cargas axiales no inciden en el comportamiento de la deflexión.

C.J Sainea Vargas [45], estudió el grupo de pilotes, con diferentes configuraciones geométricas incluyendo modificadores a las curvas $p - y$ no lineal para tener en cuenta los efectos de grupo y carga sísmica. En el estudio realizó comparaciones de resultados entre el método de curvas $p - y$ no lineal y software FB-Multiplier. Presenta la variación de los diagramas de momentos y deflexiones obtenidos con FB Multiplier y mediante las soluciones aproximadas, que incluyen el efecto de grupo y carga cíclica mediante la reducción del módulo de reacción del suelo. El grupo de pilotes con espaciamiento mayores a $7D$ tiene un comportamiento similar a un pilote individual.

J. E. Bowles [10], indica que el K_h para la carga cíclica deben reducirse de 10% a 50% que de para carga estática. La cantidad de reducción depende en gran medida de los desplazamientos durante la primera y subsiguientes ciclos.

Según S. Prakash y H. Sharma [35], el grupo de pilotes se usan para soportar cargas impuestas como verticales, horizontales, y la interacción de ambas cargas. El grupo de pilotes espaciados de centro a centro a más de $6D - 8D$ paralelo en la dirección de la carga lateral posee un comportamiento similar a un pilote individual. Con el fin de determinar la capacidad de carga lateral de un grupo de pilotes cuyo espaciamiento sea diferente al anterior, se debe realizar la reducción en el coeficiente del módulo de reacción lateral del suelo n_h , estos valores para suelos no cohesivos se presenta en el cuadro 3.3.

Cuadro 3.3: Factor de reducción de grupos para el coeficiente del módulo de reacción lateral del suelo n_h - Davisson, (1,970)

Separación de la pila en la dirección de la carga	Factor de reducción de grupo para n_h
$8D$	1.00
$6D$	0.70
$4D$	0.40
$3D$	0.25

Fuente: Proporcionados por Prakash y Sharma (1990) [35].

En esta investigación se utiliza el método propuesto por K. Terzaghi [41], basado

3.7. Comportamiento del grupo de pilotes cargados lateralmente

en el modelo de Winkler para suelo arenoso, el factor de reducción del coeficiente del módulo de reacción lateral del suelo se utilizará el cuadro 3.3 según S. Prakash y H. Sharma [35]. En el método propuesto por Joseph E. Bowles [10], el factor de reducción ante cargas laterales propuesto por el mismo autor varía entre 10 % a 50 %, en esta investigación se utilizará una reducción promedio en 30 %.

3.7.2. Método de la teoría de elasticidad

En esta categoría el suelo es modelado como un sistema continuo elástico lineal, tridimensional, homogéneo, isotrópico, y sólido semi-infinito, se utiliza para calcular las deformaciones. Este método es similar al enfoque de un pilote individual, con única excepción de que los factores de interacción elástica se incorporan en el análisis. Según Poulos (1,971), las interacciones choque en cadena de suelo modelado utilizando métodos continuos elásticos que tienen en cuenta el suelo como 3 – D , elástico lineal isótropo, homogénea, semi-infinita en la que se utilizan las ecuaciones de Mindlin. Poulos, H. G. and Davis, E. H. [34] presentan los factores de interacción que dan cuenta de los desplazamientos adicionales α_p y rotaciones α_θ en forma de gráfico para varias condiciones. El desplazamiento y la rotación de cualquier pilote en el grupo se obtiene utilizando el principio de superposición. Ochoa y O'Neill (1,989) presentaron un método para analizar grupos de pilotes utilizando la teoría de la elasticidad con factores de interacción determinados experimentalmente.

3.7.3. Método de los Elementos Finitos

El análisis de los pilotes en grupo usando este método se lleva a cabo de la misma manera como se describe en el análisis de pilote individual. Este método se empleará utilizando el programa de elementos finitos tridimensionales Plaxis 3D Foundation, en los cuales se verificará el comportamiento del grupo de pilotes.

Capítulo 4

Aplicación de la metodología de interacción suelo-estructura ISE en puente Salvación

4.1. Descripción general del proyecto

4.1.1. Ubicación del puente

El puente Salvación corresponde al proyecto "Estudio definitivo para la construcción del puente Salvación y accesos", se encuentra ubicado en la carretera de la Red Vial Departamental 103 entre los departamentos de Cusco y Madre de Dios, distrito de Manu, provincia de Manu del departamento de Madre de Dios. La figura 4.1a muestra la ubicación del proyecto, el cuadro muestra las coordenadas 4.1 de los estribos del puente y la figura 4.1b muestra la topografía de la quebrada.

Cuadro 4.1: Ubicación Geográfica a través de las coordenadas UTM de los ejes de apoyos del puente

Apoyo	Coordenadas UTM		
	Este <i>m</i>	Norte <i>m</i>	Elevación <i>m.n.s.m.</i>
Estribo izquierdo	244,344.323	8'579,469.836	540.82
Estribo derecho	244,373.656	8'579,622.442	541.50

Fuente: Estudio de topografía - Consorcio San Pedro

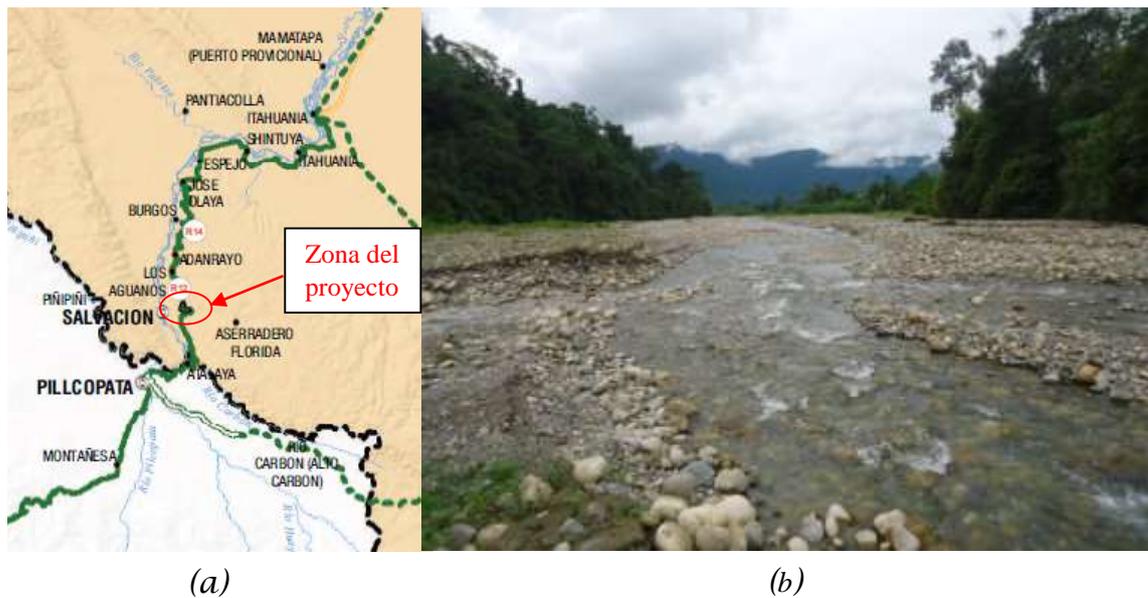


Figura 4.1: a) muestra la ubicación del proyecto; b) muestra la topografía de la quebrada para la ubicación de los pilotes del puente.

4.1.2. Concepción estructural del puente

El puente Salvación corresponde a la clasificación de puentes arco vertical con tablero inferior, los arcos son paralelos de acero estructural A50, los mismos soportan la losa de rodadura de concreto armado por medio de las péndolas articuladas verticalmente desde el arco hasta las vigas tirante. El sistema lateral para resistir los sismos está formado por arriostres de tipo K que conecta los arcos, vigas transversales que conecta las vigas tirante y a la vez soporta las cargas provenientes de la losa de rodadura. El sistema estructural es sismoresistente con capacidad de disipar la energía sísmica mediante deformaciones inelásticas cercanas a las conexiones entre los elementos estructurales. Las uniones o conexiones en la superestructura es por medio de pernos de acero estructural, en el modelo de análisis supondremos que no existe la transferencia de momentos M_{22} , M_{33} ni los momentos torsores.

La subestructura conformada por el estribo y el grupo de pilotes ambos de concreto armado. La conexión entre superestructura y la subestructura es por medio de sistemas de apoyo neopreno, estructuralmente en el modelo integral, este apoyo transmitirá directamente las fuerzas axiales y cortantes desde la superestructura

hacia la subestructura. Los pilotes son los que transmiten cualquier tipo de carga hacia el suelo de fundación proveniente de la superestructura, el grupo de pilotes en el estribo derecho tiene trabajo principalmente a compresión o punta por apoyarse directamente en un suelo rígido o roca fija; mientras los pilotes del estribo izquierdo trabajan primordialmente a fricción porque hasta la profundidad indicada no logra encontrar un suelo firme o roca.

Para el proceso de análisis del puente no se tuvo en cuenta el análisis por proceso constructivo, ya que el objetivo de esta investigación es conocer el comportamiento dinámico del puente, teniendo en cuenta la interacción suelo-estructura ISE en el estado de funcionamiento o de servicio para cargas de sismo.

4.2. Parámetros de estudios básicos

En el estudio definitivo de puentes, viaductos y otras estructuras similares, intervienen diferentes especialidades denominados Estudios Básicos de Ingeniería (Estudios topográficos, hidrológicos e hidráulicos, geológicos y geotécnicos, riesgo sísmico, impacto ambiental, tráfico, complementarios, y, trazos de la vía), dichos estudios obtienen parámetros necesarios para el diseño estructural del puente. Los estudios básicos de geología y geotécnica se anexan en el apéndice A, estudio indirecto de refracción sísmica en el apéndice B, y el estudio de riesgo sísmico en el apéndice C .

4.3. Cargas empleadas en la investigación

Para cumplir el objetivo de la presente investigación se ha considerado las siguientes cargas conforme se especifica la norma norteamericana AASHTO LRFD 2,012 [21], estas cargas sólo se mencionará y no se detallará ya que el propósito es otro. A continuación se enumera los tipos de carga que se utiliza en el análisis del puente arco:

4.3.1. Cargas permanentes

DC : peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales, (Artículo 3.5.1 - AASHTO LRFD).

DW : peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos, (Artículo 3.5.1 - AASHTO LRFD).

EV : presión vertical del peso propio del suelo de relleno, (Artículo 3.5.1 - AASHTO LRFD).

4.3.2. Sobrecargas vivas

LL : sobrecarga vehicular, (Artículo 3.6.1 - AASHTO LRFD).

PL : sobrecarga peatonal, (Artículo 3.6.1 - AASHTO LRFD).

IM : incremento por carga vehicular dinámica, (Artículo 3.6.2 - AASHTO LRFD).

BR: fuerza de frenado de los vehículos, (Artículo 3.6.4 - AASHTO LRFD)

Para la fuerza de frenado consideraremos toda la longitud del puente, $L = 135.00m$.

Esta fuerza se tomará el máximo de los siguientes:

- 25 % del camión de diseño.

$$BR_{singlelane} = 0.25 (3.58+14.78+14.78) = 8.28t_n$$

- 25 % del tandem de diseño.

$$BR_{singlelane} = 0.25 (11.20+11.20) = 5.60t_n$$

- 5 % del camión de diseño más la carga de carril.

$$BR_{singlelane} = 0.05 (3.58+14.78+14.78)+(135 \times 0.96) = 8.14t_n$$

- 5 % del tandem de diseño más la carga de carril.

$$BR_{singlelane} = 0.05 (11.20+11.20)+(135 \times 0.96) = 7.60t_n$$

La fuerza de frenado por carril simple es $BR_{singlelane} = 8.28t_n$, el puente en análisis tiene dos carriles de carga cuyo factor de presencia múltiple le corresponde $m = 1.00$ según el artículo (3.6.1.1.2 - AASHTO LRFD 2,012 [21]). $BR_{neto} =$

4.3. Cargas empleadas en la investigación

$BR_{singlelane} (\#Lanes) m = 16.56t_n$. Esta fuerza actúa horizontalmente a una distancia de $1.80m$ por encima de la superficie de rodadura en la dirección longitudinal y ubicada en el centro de la luz del puente, condición más desfavorable para evaluar los apoyos.

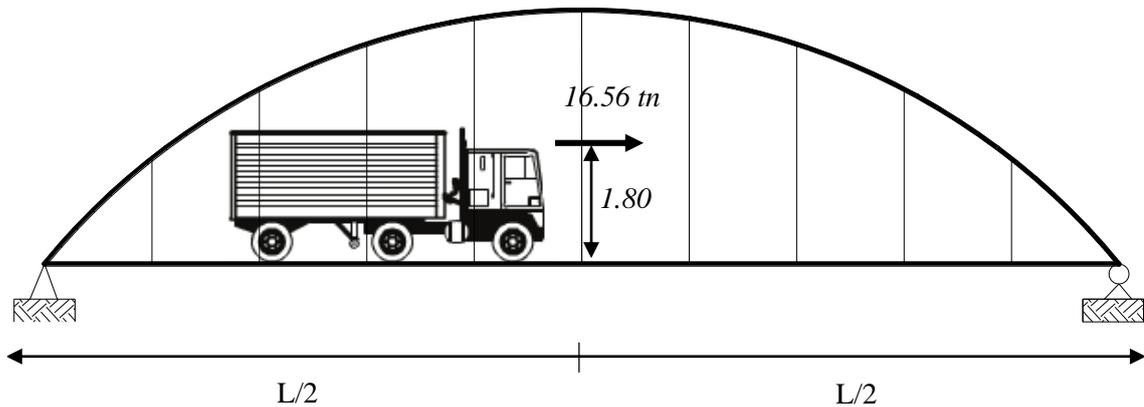


Figura 4.2: Magnitud, dirección y ubicación de la fuerza de frenado BR_{neto} según el AASHTO LRFD 2012 [21]

4.3.3. WS: viento, (Artículo 3.8 - AASHTO LRFD)

Velocidad de viento de diseño V_{DZ}

La altura máxima del arco sobre el nivel de agua es $Z = 29.50\text{ m}$, entonces la velocidad de viento de diseño V_{DZ} se determina utilizando la ecuación 4.3.12. Para valores de $Z = 29.50\text{ m}$, $V_0 = 13.20\text{ (km/h)}$, $V_B = 160.00\text{ (km/h)}$, $V_{10} = 110.00\text{ (km/h)}$, y, $Z_0 = 0.07\text{ m}$ la velocidad de diseño es $V_{DZ} = 137.12\text{ (km/h)}$. El valor de V_{10} con período de retorno de 50 años, se ha recurrido a la Mapa Eólica del Perú presentada en la Norma Técnica E,020 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

$$V_{DZ} = \frac{25}{10} V_0 \left(\frac{V_0}{V_B} \right) \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \quad (4.3.1)$$

donde:

V_{DZ} = velocidad de viento de diseño a la altura de diseño, Z en m .

V_{10} = velocidad del viento a 10.00 m sobre el nivel del terreno o sobre el nivel de

4.3. Cargas empleadas en la investigación

agua de diseño en km/h .

V_B = velocidad básica del viento igual a $160.00 km/h$ a una altura de $10.00m$.

Z = altura de la estructura en la cual se están calculando las cargas de viento, medida desde la superficie del terreno o del nivel del agua, $>10.00m$.

V_0 = velocidad friccional, característica meteorológica del viento tomada como se especifica en el cuadro 4.13 para diferentes características de la superficie contra el viento en km/h .

Z_0 = longitud de fricción del fetch o campo de viento aguas arriba, una característica meteorológica del viento tomada como se especifica en el cuadro 4.13 en m .

Cuadro 4.2: Valores de V_0 y Z_0 para diferentes condiciones de la superficie contra el viento

Condición	Terreno abierto	Área suburbana	Area urbana
$V_0 (km/h)$	13.20	17.60	19.30
$Z_0 (m)$	0.07	1.00	2.50

Fuente: tabla 3.8.1.1-1 del AASHTO LRFD 2,012 [21].

Presión horizontal del viento sobre las estructuras

Las carga de viento (barlovento y sotavento) se asumirá horizontal y perpendicular a las estructuras (arco y vigas tirante). Para $V_{DZ} = 137.12(km/h)$ y las presiones básicas P_B extraídas del cuadro 4.3 correspondiente a reticulados, columnas y arcos. La presión de diseño barlovento es $P_{DB} = 179.68 Kg/m^2$, y sotavento $P_{DS} = 89.84 Kg/m^2$ determinado a través de la ecuación 4.3.13.

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \quad (4.3.2)$$

Presión vertical del viento sobre las estructuras

Artículo 3.8.2 de la norma AASHTO LRFD 2,012 [21]. La presión vertical ascendente del viento es $9.6 \times 10^{-4} MPa = 97.86 kg/m^2$ por el ancho del tablero (incluye

4.3. Cargas empleadas en la investigación

Cuadro 4.3: Presiones básicas P_B correspondiente a $V_B = 160.00 (km/h)$

Componentes de la superestructura	Carga a Barlovento MPa	Carga a Sotavento MPa
Reticulados, columnas y arcos	0.0024	0.0012
Vigas	0.0024	NA
Grandes superficies planas	0.0019	NA

Fuente: tabla 3.8.1.2.1-1 del AASHTO LRFD 2,012 [21].

parapetos y aceras), actúa como carga lineal longitudinal en el punto correspondiente a un cuarto del ancho del tablero a barlovento juntamente con las cargas de viento horizontales. Esta carga sólo se aplicable en estados límites de Resistencia III y Servicio IV.

No se considera necesario hacer estudios de estabilidad aerodinámica cuando, de acuerdo a lo indicado en artículo 2.4.3.10.5 del manual de Diseño de Puentes [26] y en el artículo 3.8.3.1 de la Norma AASHTO LRFD 2,012 [21], la relación luz/ancho del tablero $\frac{L}{B}$ es menor que 30.00. En este caso la luz del puentes es $L = 135.00m$ y el ancho del tablero es $B = 8.90m$, entonces la relación resulta $\frac{L}{B} = 13.78$.

4.3.4. EQ: sismo, (Artículo 3.10 - AASHTO LRFD)

Efectos del sitio

Donde:

\bar{v}_p = velocidad promedio de onda de corte para los primeros 30m del perfil de suelo.

\bar{N}_{60} = promedio ponderado de los ensayos de penetración estándar SPT para los primeros 30m del perfil de suelo.

\bar{S}_u = promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada para los primeros 30m del perfil de suelo.

PI = índice de plasticidad.

w = contenido de humedad.

El estudio de refracción sísmica, caracteriza los perfiles del suelo por medio de las velocidades de ondas de corte v_p en función del espesor de capa d_i como se puede

4.3. Cargas empleadas en la investigación

Cuadro 4.4: Site Class Definitions

Site Class	Soil type and profile
A	Hard rock with measured shear wave velocity, $\bar{v}_p > 5,000^{ft/s}$
B	Rock with $1,200^{ft/s} < \bar{v}_p < 2,500^{ft/s}$
C	Very dense soil and soil rock with $1,200^{ft/s} < \bar{v}_p < 2,500^{ft/s}$, or with either $\bar{N}_{60} > 50^{blows/ft}$, or $\bar{S}_u > 2.00ksf$
D	Stiff soil with $600^{ft/s} < \bar{v}_p < 1,200^{ft/s}$, or with either $15^{blows/ft} < \bar{N}_{60} < 50^{blows/ft}$, or $1.00ksf < \bar{S}_u < 2.00ksf$
E	Soil profile with $\bar{v}_p < 600^{ft/s}$ or with either $\bar{N}_s < 15^{blows/ft}$ or $\bar{S}_u < 1.00ksf$, or any profile with more than 10ft of soft clay defined as soil with $PI > 20$, $w > 40$ percent and $\bar{S}_u < 0.50ksf$
F	Soils requiring site-specific evaluations, such as: Peats or highly organic clays ($H > 10ft$ of peat or highly organic clay where $H =$ thickness of soil) Very high plasticity clays ($H > 25ft$ with $PI > 75$) Very thick soft/medium stiff clays $H > 120ft$

Fuente: Tabla 3.10.3.1.1 del AASHTO LRDF 2,012 [21].

constatar en el anexo C (cuadros B.1 a B.6); con estos datos se ha determinado la velocidad promedio usando la ecuación 4.3.3 para los seis (6) líneas de refracción sísmica cuadros 4.5 y 4.6, del mismo modo de las velocidades promedio se obtuvo una velocidad promedio general $\bar{v}_{p(general)} = 1,618.44 \text{ m/s}$ ó $\bar{v}_{p(general)} = 5,309.85 \text{ ft/s}$. Según el cuadro 4.4, el puente en estudio se ubica en **clase de sitio A**.

$$\bar{v}_p = \frac{\sum_{i=1}^m d_i}{\sum_{i=1}^m \frac{d_i}{v_{pi}}} \quad (4.3.3)$$

Cuadro 4.5: Velocidades promedio de ondas de corte para 03 líneas (75.00m de longitud) de refracción sísmica.

Descripción	LRS A-A		LRS B-B		LRS C-C	
	Velocidad m/s	Espesor m	Velocidad m/s	Espesor m	Velocidad m/s	Espesor m
Superficial	247.00	3.50	382.00	3.81	431.00	1.50
Media	1,082.00	4.73	2,125.00	0.99	2,043.00	3.00
Profunda	2,923.00	21.77	2,315.00	25.20	2,131.00	25.50
$\bar{v}_p(m/s)$	1154.32		1,406.78		1,773.58	
$\bar{v}_p(ft/s)$	3787.13		4,615.43		5,818.84	

Fuente: Elaboración propia del autor.

4.3. Cargas empleadas en la investigación

Cuadro 4.6: Velocidades promedio de ondas de corte para 03 líneas (75.00m de longitud) de refracción sísmica

Descripción	LRS D-D		LRS E-E		LRS F-F	
	Velocidad m/s	Espesor m	Velocidad m/s	Espesor m	Velocidad m/s	Espesor m
Superficial	1,138.00	2.40	809.00	2.30	349.00	2.70
Media	2,317.00	9.60	2,020.00	8.30	1,116.00	4.10
Profunda	2,469.00	18.00	2,040.00	19.40	2,108.00	23.20
$\bar{v}_p(m/s)$	2,215.22		1,822.41		1,338.33	
$\bar{v}_p(ft/s)$	7,267.79		5,979.03		4,390.86	

Fuente: Elaboración propia del autor.

Los ensayos de laboratorio de Mecánica de Suelos realizados con las muestras extraídas en las perforaciones diamantinas, caracterizan el perfil geotécnico del suelo como indica el anexo cuadro A.1.

Efectivamente ambas pruebas (refracción sísmica y perforación diamantina) difieren en los resultados, el primero indica velocidades de ondas de corte que se asemejan al de la roca o suelo muy firme, por lo cual según el cuadro 4.4 correspondería a **Clase de sitio A**; mientras la perforación diamantina señala suelo arenoso con número de golpes del SPT $N=35$, según el cuadro 4.4 se ubica en **clase de sitio D**.

Debido a esta diferencia, el especialista de geología y geotécnica recomienda fiable los resultados de las perforaciones diamantinas, entonces, en la generación del espectro de respuesta sísmico se efectúa con **clase de sitio D**.

Cuadro 4.7: Values of site factor, F_{pga} , at zero period on acceleration spectrum.

Site class	Peak Ground Acceleration Coefficient PGA^1				
	$PGA < 0.10$	$PGA = 0.20$	$PGA = 0.30$	$PGA = 0.40$	$PGA > 0.50$
A	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.20	1.20	1.10	1.00	1.00
D	1.60	1.40	1.20	1.10	1.00
E	2.50	1.70	1.20	0.90	0.90
F^2	-	-	-	-	-

Fuente: tabla 3.10.3.2-1 del AASHTO LRFD 2,012 [21].

Nota:

¹ Use straight-line interpolation for intermediate values of PGA.

² Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analysis should

4.3. Cargas empleadas en la investigación

be performed for all sites in Site Class F.

Cuadro 4.8: Values of site factor, F_a , for short period range of acceleration spectrum

Site class	Spectral Acceleration Coefficient at Period 0.2 seg (S_S) ¹				
	$PGA < 0.10$	$PGA = 0.20$	$PGA = 0.30$	$PGA = 0.40$	$PGA > 0.50$
A	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.20	1.20	1.10	1.00	1.00
D	1.60	1.40	1.20	1.10	1.00
E	2.50	1.70	1.20	0.90	0.90
F^2	-	-	-	-	-

Fuente: tabla 3.10.3.2-2 del AASHTO LRFD 2,012 [21].

Nota:

¹ Use straight-line interpolation for intermediate values of S_S .

² Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analysis should be performed for all sites in Site Class F.

Cuadro 4.9: Values of site factor, F_v , for long period range of acceleration spectrum

Site class	Spectral Acceleration Coefficient at Period 1.0 seg (S_1) ¹				
	$PGA < 0.10$	$PGA = 0.20$	$PGA = 0.30$	$PGA = 0.40$	$PGA > 0.50$
A	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.70	1.60	1.50	1.40	1.30
D	2.40	2.00	1.80	1.60	1.50
E	3.50	3.20	2.80	2.40	2.40
F^2	-	-	-	-	-

Fuente: tabla 3.10.3.2-3 del AASHTO LRFD 2,012 [21].

Nota:

¹ Use straight-line interpolation for intermediate values of S_1 .

² Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analysis should be performed for all sites in Site Class F.

Según el estudio de riesgo sísmico, los valores de PGA , S_S , y S_1 son **0.26**, **0.954**, y **0.375** respectivamente. Los valores de $F_{pga} = 1.28$, $F_a = 1.1184$, y $F_v = 1.65$ se determina de los cuadros 4.7, 4.8 y 4.9 respectivamente.

Coefficiente de respuesta sísmica elástica

En las ediciones anteriores del AASHTO LRFD 2,007, la forma de construir el espectro de respuesta sísmica era a partir de un coeficiente de aceleración y coeficiente de sitio en función del periodo. A partir del AASHTO LRFD 2,010, el espectro de respuesta sísmica con amortiguamiento de 5 % como se especifica en la figura 4.3, se diseña utilizando los coeficientes asignados pico de aceleración del suelo y los coeficientes de aceleración, escalando por el cero, corto, y factores de sitio de periodo largo F_{PGA} , F_a , y F_v , respectivamente. En la figura 4.3 se observa que existe tres tramos de coeficiente de respuesta sísmica elástica, cada una representada por una ecuación.

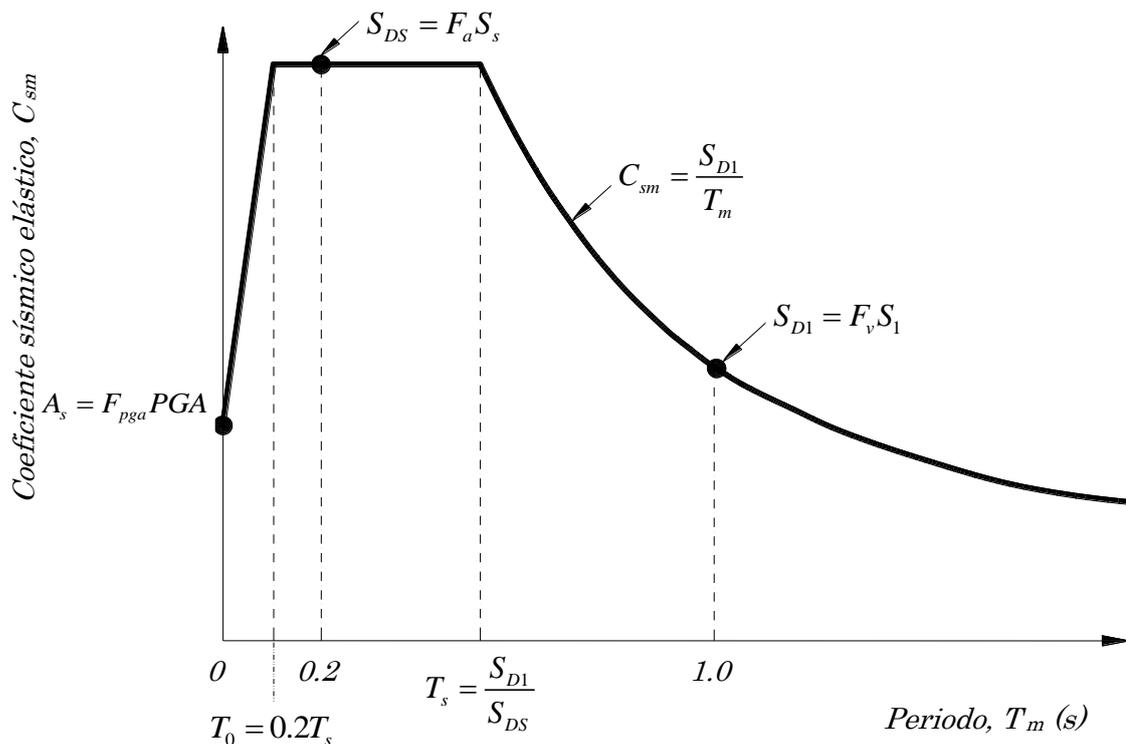


Figura 4.3: Espectro de respuesta sísmica, AASHTO LRFD 2,012 [21]

Para periodos inferiores o iguales a T_0 , el coeficiente sísmico elástico C_{sm} se determina con la ecuación 4.3.4.

4.3. Cargas empleadas en la investigación

$$C_{sm} = A_S + (S_{DS} - A_S) \left(\frac{T_m}{T_0} \right) \quad (4.3.4)$$

$$A_S = F_{pga} PGA \quad (4.3.5)$$

$$S_{DS} = F_a S_S \quad (4.3.6)$$

Donde:

PGA = coeficiente de la aceleración pico de terreno sobre roca (clase de sitio B).

S_S = coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal en 0.2 segundos de periodo sobre roca (clase de sitio B).

T_m = periodo de vibración.

T_0 = periodo de referencia utilizado para definir la forma espectral $0.2T_S$ segundos.

T_S = periodo que corresponde a la esquina de cambio del espectro definida como

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}.$$

Para períodos mayores o iguales a T_0 y menor o igual a T_S , el coeficiente de respuesta sísmica elástica se tomará la ecuación 4.3.7.

$$C_{sm} = S_{DS} \quad (4.3.7)$$

Para períodos mayores de T_S , el coeficiente de respuesta sísmica elástica se tomará la ecuación 4.3.8.

$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T_m} \quad (4.3.8)$$

$$S_{D1} = F_v S_1 \quad (4.3.9)$$

Donde:

S_1 = coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal en periodo de 1.0 segundos en roca (clase de sitio B).

En la figura 4.4 se presenta la curva del espectro de respuesta sísmica elástica afectado por el factor de modificación sísmica $R = 1.00$ para aplicar en el análisis de la superestructura del puente, e inelástica con $R = 1.50$ para el análisis de los pilotes verticales que se considera en esta investigación.

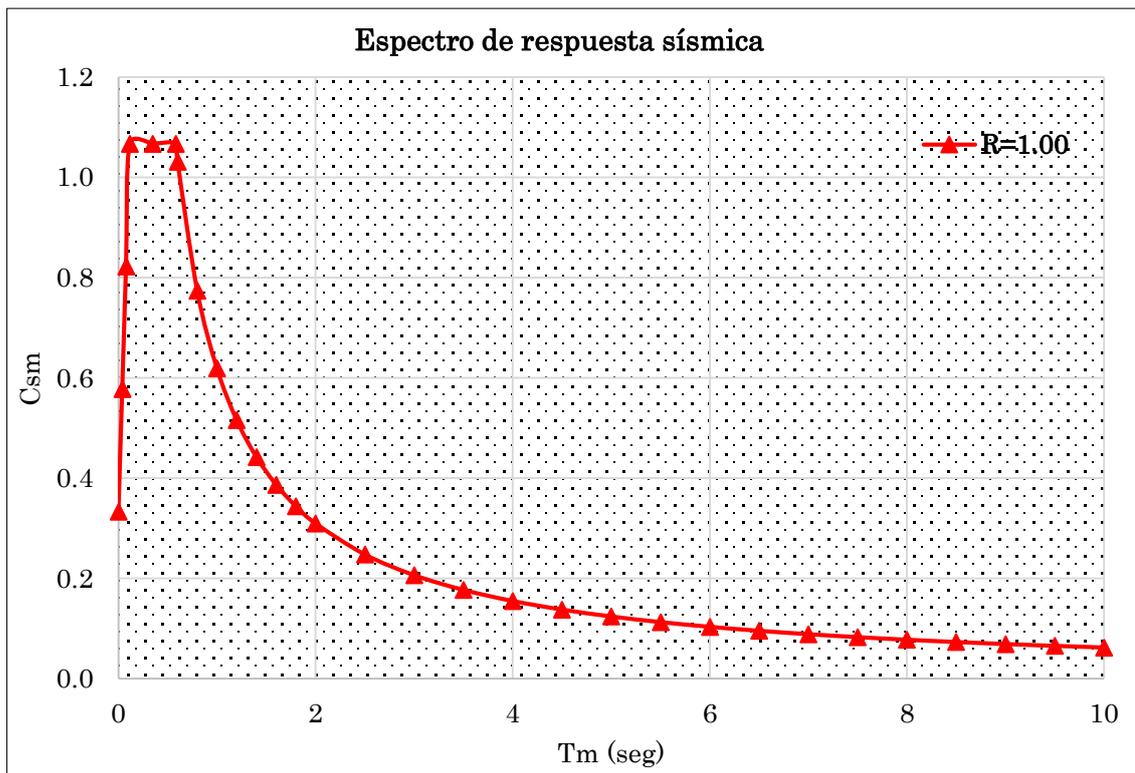


Figura 4.4: Espectro de respuesta sísmica elástica e inelástica según el AASHTO LRFD 2,012 [21]

Categoría según la importancia del puente

Al realizar la clasificación se deberán considerar requisitos sociales, supervivencia, seguridad, defensa, y, considerar los potenciales cambios futuros que podrían sufrir las condiciones. Para nuestro caso según el artículo 3.10.5 del AASHTO LRFD 2,012 [21] el puente Salvación se clasifica como un *puente crítico*.

Cuadro 4.10: Zona sísmica

Coeficiente de aceleración, S_{D1}	Zona sísmica
$S_{D1} \leq 0.15$	1
$0.15 < S_{D1} \leq 0.30$	2
$0.30 < S_{D1} \leq 0.50$	3
$0.50 < S_{D1}$	4

Fuente: Tabla 3.10.6-1 del AASHTO LRDF 2,012 [21].

Zona sísmica

Según el estudio de riesgo sísmico la **aceleración es 0.26g** para 7% de probabilidad de ser excedido en 75 años (1,000 años de periodo de retorno). De acuerdo al cuadro 4.10, el puente en estudio se ubica dentro de la **zona 2**.

Factores de modificación de respuesta R

Las solicitaciones sísmicas de diseño para las subestructuras y las uniones entre partes de estructuras mencionadas en el cuadro 4.12, se determina dividiendo las solicitaciones obtenidas mediante un análisis elástico por el correspondiente factor de modificación de respuesta R, como se especifica en cuadros 4.11 y 4.12. Esta operación se realiza con la finalidad de asignar a las columnas un comportamiento inelástico cuando las fuerzas sísmicas superan el nivel de diseño, estas especificaciones del AASHTO LRDF 2,012 [21] optimiza la economía en el diseño del puente.

Cuadro 4.11: Response modification factors - substructures

Substructure	Operational Category		
	Critical	Essential	Other
Wall-type piers larger dimension	1.50	1.50	2.00
Reinforced concrete pile bents			
Vertical piles only	1.50	2.00	3.00
With batter piles	1.50	1.50	2.00
Single columns	1.50	2.00	3.00
Steel or composite steel and concrete pile bents			
Vertical pile only	1.50	3.50	5.00
With batter piles	1.50	2.00	3.00
Multiple column bents	1.50	3.50	5.00

Fuente: tabla 3.10.7.1-1 del AASHTO LRFD 2012 [21].

Cuadro 4.12: Response modification factors - connections

Connection	All operational categories
Superstructure to abutment	0.80
Expansion joints within a span of the superstructure	0.80
Columns, piers, or pile bents to cap beam or superstructure	1.00
Columns or piers to foundations	1.00

Fuente: tabla 3.10.7.1-2 del AASHTO LRFD 2012 [21].

Combinación de solicitaciones sísmicas

Según el artículo (3.10.8 del AASHTO LRFD 2,012), las solicitaciones sísmicas en cada una de los ejes principales es, ecuación 4.3.10 y 4.3.11:

$$S_{XX} = 100 \% S_{xx} + 30 \% S_{yy} \quad (4.3.10)$$

$$S_{YY} = 100 \% S_{yy} + 30 \% S_{xx} \quad (4.3.11)$$

4.3.5. Empuje del suelo

EH : empuje horizontal del suelo (Artículo 3.11.5 - AASHTO LRFD)

Para valores de $\delta = 0$, $\beta = 0$, $\theta = 90^\circ$, y, $\phi = 28^\circ$, el coeficiente de empuje activo ecuación 4.3.13 es $k_a = 0.36$. El peso específico del relleno es $\gamma_r = 1.80 \text{ tn}/\text{m}^3$. La presión lateral varía linealmente con la profundidad, en el estribo izquierdo a una profundidad 10.85 m es $P_{EH} = k_a H \gamma_r = 7.03 \text{ tn}/\text{m}^2$; mientras la presión en el estribo derecho a una profundidad 9.75 m es $P_{EH} = k_a H \gamma_r = 6.32 \text{ tn}/\text{m}^2$.

$$\Gamma_a = \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\theta - \delta) \text{sen}(\theta + \beta)}} \right]^2 \quad (4.3.12)$$

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\theta + \phi)}{\Gamma_a [\text{sen}^2 \theta \text{sen}(\theta - \delta)]} \quad (4.3.13)$$

Donde:

δ = ángulo de fricción entre relleno y muro.

β = ángulo que forma la superficie del relleno respecto de la horizontal.

θ = ángulo que forma el respaldo del muro respecto de la horizontal.

ϕ = ángulo efectivo de fricción interna.

LS : sobrecarga por carga viva en el terreno (Artículo 3.11.6.4 - AASHTO LRFD)

Considera una sobrecarga viva si se anticipa que habrá cargas vehiculares actuando sobre la superficie del relleno en una distancia igual a la mitad de la altura del muro detrás del paramento posterior.

La altura del estribo es mayor a los 6.00 m, entonces la altura equivalente según el cuadro 4.13 será $h_{eq} = 0.60$ m. La presión que ejerce esta carga es uniforme con la profundidad, cuyo valor es $P_{LS} = k_a h_{eq} \gamma / r = 0.39$ tn/m².

Cuadro 4.13: Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico

Altura del estribo m	h_{eq} m
1.50	1.20
3.00	0.90
≥ 6.00	0.60

Fuente: tabla 3.11.6.4-1 del AASHTO LRFD 2,012 [21].

4.4. Combinaciones de carga

En la presente investigación se hace dos tipos de análisis del comportamiento estructural dinámico del puente arco con tablero inferior, primero, análisis sin considerar la existencia del suelo de fundación, segundo, considerando el suelo de fundación al que se denomina Interacción Suelo-Estructura ISE. En estos análisis se efectuará el control de las deflexiones en el arco y la viga tirante, según el artículo 2.5.2.6 AASHTO LRFD 2,012 [21], y, tomando en cuenta el Estado Límite de Servicio I.

4.4.1. Estado límite de Servicio I

Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 km/h , tomando todas las cargas a sus valores nominales. El control de las deflexiones del puente se realizará por medio de esta combinación.

- Análisis del puente sin considerar la interacción suelo-estructura ISE:

$$\text{Servicio I: } DC + DW + LL + IM + PL \pm BR \pm WS$$

- Análisis del puente considerando la interacción suelo-estructura ISE:

$$\text{Servicio I: } DC + DW + LL + IM + PL \pm BR \pm WS + EH + EV + LS$$

4.4.2. Estado límite Evento Extremo I

- Análisis del puente sin considerar la interacción suelo-estructura ISE:

$$\text{EEI-1: } (0.90-1.25)DC \pm EQ_{xx} \pm BR + PL + (0.65-1.50)DW + LL + IM$$

$$\text{EEI-2: } (0.90-1.25)DC \pm EQ_{yy} \pm BR + PL + (0.65-1.50)DW + LL + IM$$

- Análisis del puente considerando la interacción suelo-estructura ISE:

$$\text{EEI-1: } (0.90-1.25)DC \pm EQ_{xx} \pm BR + PL + (0.65-1.50)DW + LL + IM + LS + (0.90-1.50)EH + (1.00-1.35)EV$$

$$\text{EEI-2: } (0.90-1.25)DC \pm EQ_{yy} \pm BR + PL + (0.65-1.50)DW + LL + IM + LS + (0.90-1.50)EH + (1.00-1.35)EV$$

4.5. Módulo de reacción lateral del suelo

En el cálculo de los módulos de reacción lateral del suelo a lo largo del pilote, se optan las metodologías de K. Terzaghi [41] cuya variación con la profundidad es lineal, y de Joseph E. Bowles [10] que varía no-linealmente con la profundidad. A continuación se detalla el cálculo para los pilotes en estribos izquierdo y derecho.

4.5.1 Pilote a fricción en el estribo izquierdo

Método propuesto por K. Terzaghi

L	=	30.00	m	profundidad de hincado del pilote en el suelo;
D	=	1.20	m	diámetro o ancho del pilote
N	=	35		número de SPT
γ	=	1,800.00	Kg/m ³	peso específico del suelo
ns	=	20		
Ls	=	1.50	m	longitud del segmento
As	=	1.80	m ²	
fh	=	0.25		factor de grupo por carga lateral

$$A = \left[\frac{N}{0.50 + 0.015N} \right]^2 + 80 = 1,245.97$$

$$n_h = \frac{A\gamma}{1.35} = 1.66 \quad \text{Kg/cm}^3$$

$$K_h = \left(n_h \frac{z_i}{D} \right) \quad K_s = f_h K_h A_s$$

Cuadro 4.19: Coeficiente de resorte K_s en pilotes del estribo izquierdo - K. Terzaghi.

Nodo	Profundidad z_i (m)	Cota (m.s.n.m.)	n_h (kg/cm ³)	K_h (tn/m ³)	K_s (tn/m)
1	3.220	528.76	1.66	4,457.81	2,006.02
2	4.720	527.26	1.66	6,534.43	2,940.50
3	6.220	525.76	1.66	8,611.06	3,874.97
4	7.720	524.26	1.66	10,687.68	4,809.45
5	9.220	522.76	1.66	12,764.30	5,743.93
6	10.720	521.26	1.66	14,840.92	6,678.41
7	12.220	519.76	1.66	16,917.54	7,612.89
8	13.720	518.26	1.66	18,994.16	8,547.37
9	15.220	516.76	1.66	21,070.78	9,481.85
10	16.720	515.26	1.66	23,147.40	10,416.33
11	18.220	513.76	1.66	25,224.02	11,350.81
12	19.720	512.26	1.66	27,300.64	12,285.29
13	21.220	510.76	1.66	29,377.27	13,219.77
14	22.720	509.26	1.66	31,453.89	14,154.25
15	24.220	507.76	1.66	33,530.51	15,088.73
16	25.720	506.26	1.66	35,607.13	16,023.21
17	27.220	504.76	1.66	37,683.75	16,957.69
18	28.720	503.26	1.66	39,760.37	17,892.17
19	30.220	501.76	1.66	41,836.99	18,826.65
20	31.720	500.26	1.66	43,913.61	19,761.13
21	33.220	498.76	1.66	45,990.23	20,695.61

Fuente: Elaboración propia

Método propuesto por Joseph E. Bowles

c	=	0.00	kg/m ²	cohesión del suelo
C	=	40.00	KN/m ³	
C _m	=	1.50		
n	=	0.50		0.40 - 0.60
F _{w1}	=	1.50		1.30 - 1.70 para pilotes circulares
F _{w2}	=	3.20		2.00 - 4.40 para pilotes circulares
f _h	=	0.30		factor de grupo por carga lateral
Ø	=	28.00		ángulo de fricción del suelo
N _c	=	25.80		
N _q	=	14.72		
N _g	=	16.72		
$A_h = F_{w1} C_m C (c N_c + 0.50 \gamma D N_\gamma)$				= 15,943
$B_h = F_{w2} C_m C \gamma N_q$				= 49,906
$K_h = A_h + B_h z^n$				
				$K_s = \frac{DL_s}{6} (2K_{h,i} + K_{h,i-1})$
				ó
				$K_s = \frac{DL_s}{6} (2K_{h,i} + K_{h,i+1})$

Cuadro 4.20: Coeficiente de resorte K_s en pilotes del estribo izquierdo - J. Bowles.

Nodo	Profundidad z _i (m)	Cota (m.s.n.m.)	K _h (kN/m ³)	K _s (kN/m)	K _s (tn/m)
1	3.220	528.76	31,648.71	30,182.18	3,076.67
2	4.720	527.26	37,309.83	66,903.09	6,819.89
3	6.220	525.76	42,122.29	75,654.20	7,711.95
4	7.720	524.26	46,381.68	83,367.83	8,498.25
5	9.220	522.76	50,243.74	90,347.72	9,209.76
6	10.720	521.26	53,802.45	96,771.99	9,864.63
7	12.220	519.76	57,119.75	102,756.12	10,474.63
8	13.720	518.26	60,238.96	108,380.22	11,047.93
9	15.220	516.76	63,191.83	113,702.62	11,590.48
10	16.720	515.26	66,002.44	118,767.34	12,106.76
11	18.220	513.76	68,689.56	123,608.65	12,600.27
12	19.720	512.26	71,268.16	128,253.78	13,073.78
13	21.220	510.76	73,750.42	132,724.87	13,529.55
14	22.720	509.26	76,146.39	137,040.14	13,969.43
15	24.220	507.76	78,464.49	141,214.86	14,394.99
16	25.720	506.26	80,711.85	145,261.94	14,807.54
17	27.220	504.76	82,894.58	149,192.43	15,208.20
18	28.720	503.26	85,017.95	153,015.88	15,597.95
19	30.220	501.76	87,086.56	156,740.58	15,977.63
20	31.720	500.26	89,104.43	160,373.82	16,347.99
21	33.220	498.76	91,075.13	81,376.41	16,590.50

Fuente: Elaboración propia

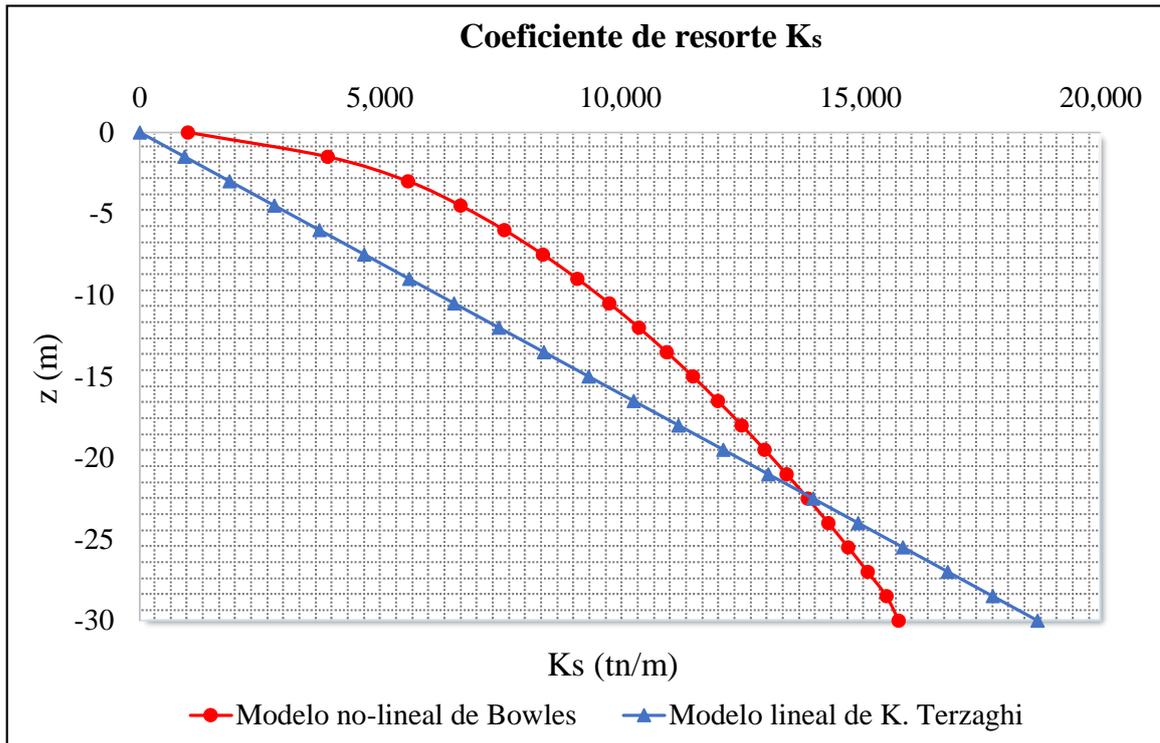


Figura 4.11: Coeficientes de resorte en el estribo izquierdo para K. Terzaghi y J. Bowles

5.4.2. Pilote a punta en el estribo derecho

Método propuesto por K. Terzaghi

L	=	9.00	m	profundidad de hincado del pilote en el suelo;
D	=	1.20	m	diámetro o ancho del pilote
N	=	35		número de SPT
g	=	1,800.00	Kg/m ³	peso específico del suelo
ns	=	20		
Ls	=	0.45	m	longitud del segmento
As	=	0.54	m ²	
fh	=	0.25		factor de grupo por carga lateral

$$A = \left[\frac{N}{0.50 + 0.015N} \right]^2 + 80 = 1,245.97$$

$$n_h = \frac{A\gamma}{1.35} = 1.66 \text{ Kg/cm}^3$$

$$K_h = \left(n_h \frac{z_i}{D} \right) \quad K_s = f_h K_h A_s$$

Cuadro 4.21: Coeficiente de resorte K_s en pilotes del estribo derecho - K. Terzaghi.

Nodo	Profundidad z_i (m)	Cota (m.s.n.m.)	n_h (kg/cm ³)	K_h (tn/m ³)	K_s (tn/m)
1	1.750	530.75	1.66	2,422.72	1,090.23
2	2.200	530.30	1.66	3,045.71	1,370.57
3	2.650	529.85	1.66	3,668.70	1,650.91
4	3.100	529.40	1.66	4,291.68	1,931.26
5	3.550	528.95	1.66	4,914.67	2,211.60
6	4.000	528.50	1.66	5,537.66	2,491.95
7	4.450	528.05	1.66	6,160.64	2,772.29
8	4.900	527.60	1.66	6,783.63	3,052.63
9	5.350	527.15	1.66	7,406.62	3,332.98
10	5.800	526.70	1.66	8,029.60	3,613.32
11	6.250	526.25	1.66	8,652.59	3,893.66
12	6.700	525.80	1.66	9,275.57	4,174.01
13	7.150	525.35	1.66	9,898.56	4,454.35
14	7.600	524.90	1.66	10,521.55	4,734.70
15	8.050	524.45	1.66	11,144.53	5,015.04
16	8.500	524.00	1.66	11,767.52	5,295.38
17	8.950	523.55	1.66	12,390.51	5,575.73
18	9.400	523.10	1.66	13,013.49	5,856.07
19	9.850	522.65	1.66	13,636.48	6,136.42
20	10.300	522.20	1.66	14,259.46	6,416.76
21	10.750	521.75	1.66	14,882.45	6,697.10

Fuente: Elaboración propia

Método propuesto por Joseph E. Bowles

c	=	0.00	kg/m ²	cohesión del suelo
C	=	40.00	KN/m ³	
C_m	=	1.50		
n	=	0.50		0.40 - 0.60
F_{w1}	=	1.50		1.30 - 1.70 para pilotes circulares
F_{w2}	=	3.20		2.00 - 4.40 para pilotes circulares
f_h	=	0.30		factor de grupo por carga lateral
\emptyset	=	28.00		ángulo de fricción del suelo
N_c	=	25.80		
N_q	=	14.72		
N_g	=	16.72		

$$A_h = F_{w1} C_m C (c N_c + 0.50 \gamma D N_\gamma) = 15,943$$

$$B_h = F_{w2} C_m C \gamma N_q = 49,906$$

$$K_h = A_h + B_h z^n$$

$$K_s = \frac{DL_s}{6} (2K_{h,i} + K_{h,i-1})$$

ó

$$K_s = \frac{DL_s}{6} (2K_{h,i} + K_{h,i+1})$$

Cuadro 4.22: Coeficiente de resorte K_s en pilotes del estribo derecho - J. Bowles.

Nodo	Profundidad z_i (m)	Cota (m.s.n.m.)	K_h (kN/m ³)	K_s (kN/m)	K_s (tn/m)
1	1.750	530.75	24,588.65	22,850.06	2,329.26
2	2.200	530.30	26,989.57	48,510.61	4,945.02
3	2.650	529.85	29,155.12	52,426.02	5,344.14
4	3.100	529.40	31,143.36	56,016.10	5,710.10
5	3.550	528.95	32,991.81	59,351.08	6,050.06
6	4.000	528.50	34,726.36	62,478.92	6,368.90
7	4.450	528.05	36,365.80	65,434.14	6,670.15
8	4.900	527.60	37,924.24	68,242.61	6,956.43
9	5.350	527.15	39,412.61	70,924.29	7,229.80
10	5.800	526.70	40,839.60	73,494.97	7,491.84
11	6.250	526.25	42,212.23	75,967.43	7,743.88
12	6.700	525.80	43,536.26	78,352.14	7,986.97
13	7.150	525.35	44,816.53	80,657.85	8,222.00
14	7.600	524.90	46,057.11	82,891.93	8,449.74
15	8.050	524.45	47,261.47	85,060.69	8,670.81
16	8.500	524.00	48,432.62	87,169.53	8,885.78
17	8.950	523.55	49,573.15	89,223.17	9,095.12
18	9.400	523.10	50,685.35	91,225.74	9,299.26
19	9.850	522.65	51,771.24	93,180.87	9,498.56
20	10.300	522.20	52,832.59	95,091.77	9,693.35
21	10.750	521.75	53,871.00	48,172.37	9,821.08

Fuente: Elaboración propia

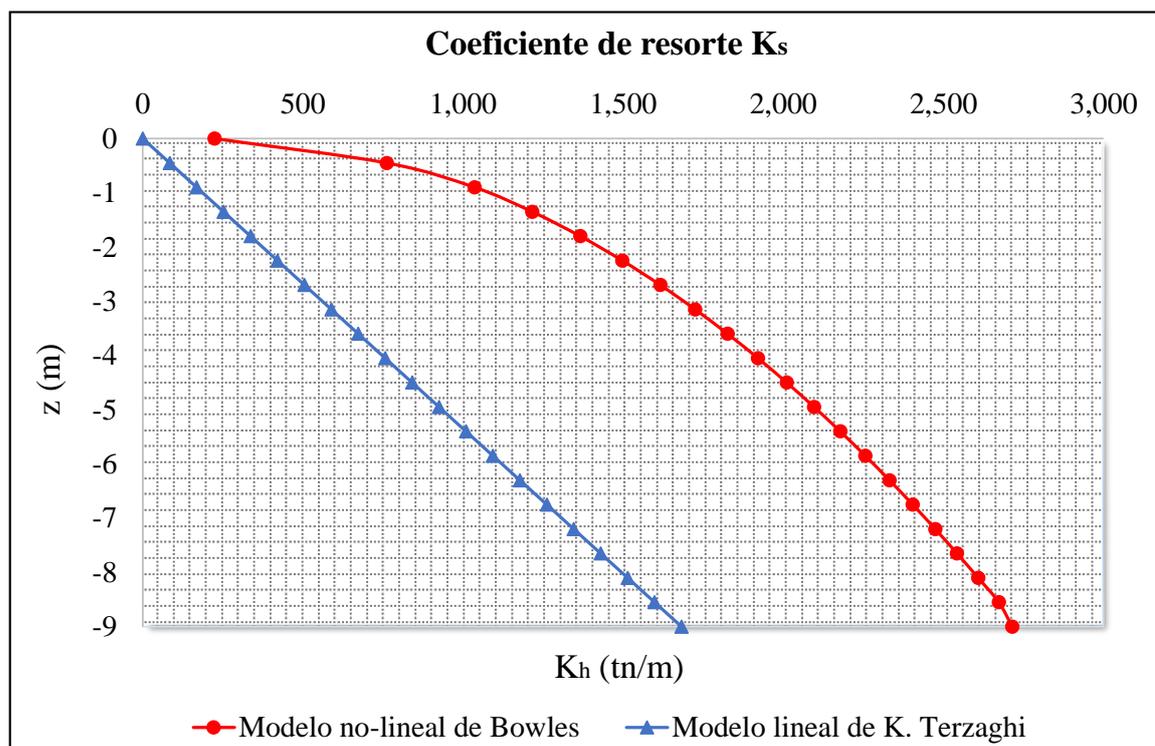


Figura 4.12: Coeficientes de resorte en el estribo derecho para K. Terzaghi y J. Bowles

4.6. Metodología de modelación del puente arco en Sap2000

Para el modelamiento y análisis de estructuras es indispensable suministrar al programa de cálculo, las características mecánicas de los materiales, en este caso, acero estructural grado A50 cuyas propiedades se especifica en el cuadro 4.14, la cual constituye elementos estructurales tales el arco, vigas tirante, vigas transversales, vigas longitudinales, vigas de cierre, vigas de arriostre y péndulas. Concreto armado que constituye la losa de rodadura, estribos y pilotes, el cuadro 4.15 muestra las características mecánicas de este material.

Cuadro 4.14: Propiedades mecánicas de acero estructural A572Gr50

Valor característico	Descripción
$\gamma_a = 7,500^{kg/m^3}$	Peso específico
$E = 2'038,901.09^{kg/cm^2}$	Módulo de elasticidad
$\mu = 0.30$	Coefficiente de Poisson
$G = 784,193^{kg/cm^2}$	Módulo de corte
$f_y = 3,515.35^{kg/cm^2}$	Esfuerzo mínimo a fluencia
$f_u = 3,569.95^{kg/cm^2}$	Esfuerzo mínimo a tensión
$f_{ye} = 3,866.88^{kg/cm^2}$	Esfuerzo efectivo a fluencia
$f_{ue} = 5,026.95^{kg/cm^2}$	Esfuerzo efectivo a tensión

Fuente: AASHTO LRFD 2,012 [21].

El acero estructural para la péndola es A722Gr150, las características mecánicas (peso específica, módulo de elasticidad, módulo de corte, coeficiente de Poisson) son los mismos al de Gr50, la diferencia está en el esfuerzo mínimo de fluencia $f_y = 8,400^{kg/cm^2}$ y esfuerzo mínimo a tensión $f_u = 10,500^{kg/cm^2}$.

Cuadro 4.15: Propiedades mecánicas de concreto armado

Valor característico	Descripción
$f'_c = 280^{kg/cm^2}$	Resistencia a la compresión a los 28 días
$\gamma_c = 2,400^{kg/m^3}$	Peso específico
$E = 15,000\sqrt{f'_c} = 250,998.00^{kg/cm^2}$	Módulo de elasticidad
$\mu = 0.20$	Coefficiente de Poisson
$G = 104,582.50^{kg/cm^2}$	Módulo de corte
$f_y = 4,200^{kg/cm^2}$	Resistencia a fluencia de acero de refuerzo A60

Fuente: AASHTO LRFD 2,012 [21].

El proceso de modelación del puente se realizó siguiendo estrictamente el diagrama de flujo figura 4.5 y la norma AASHTO LRFD 2,012 [21].

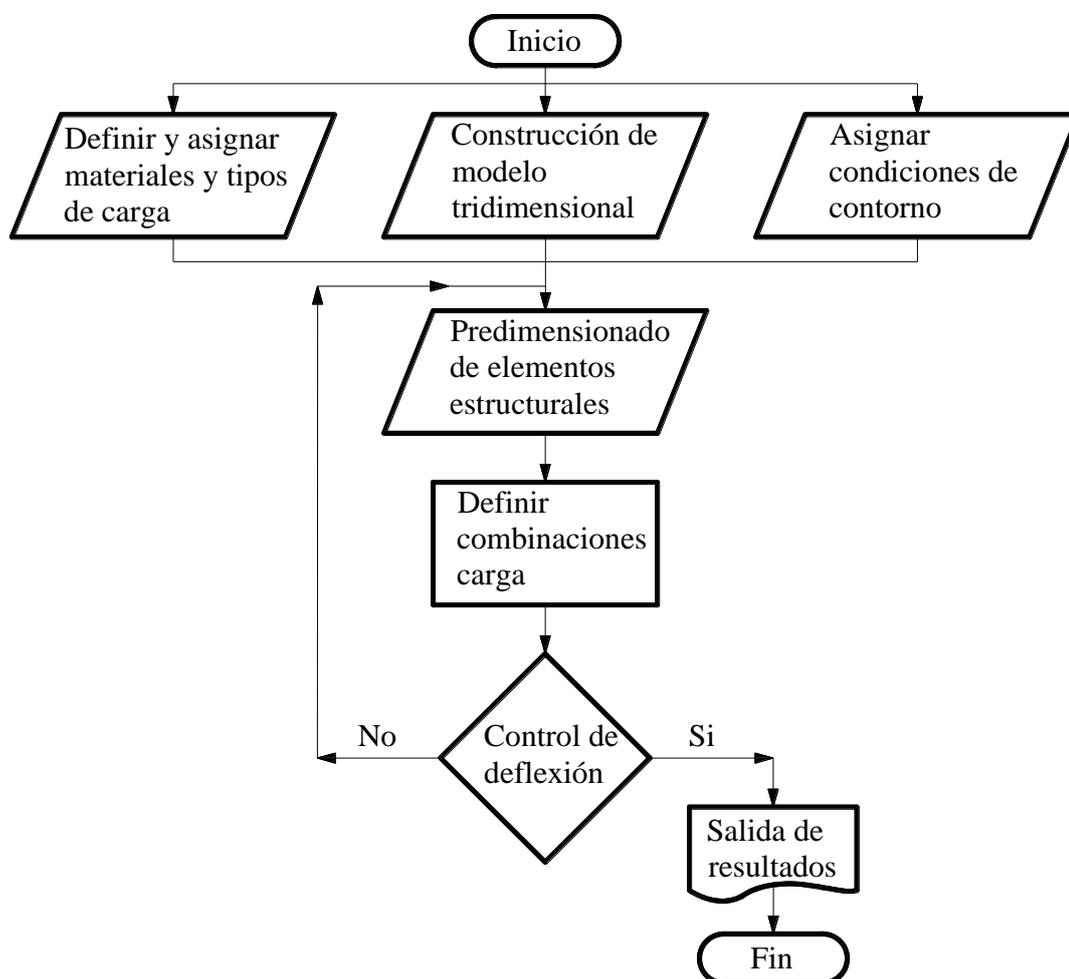


Figura 4.5: Diagrama de flujo del modelamiento y análisis de puente arco con o sin la interacción suelo-estructura ISE en el programa Sap2000.

4.6.1. Modelamiento tradicional del puente

La modelación de la superestructura se asemeja a un modelo de péndulo invertido, con condiciones de borde fijos, no se tiene en cuenta la vibración del suelo, las cargas a las que se somete la estructura son, el peso propio de la estructura incluye barandas y veredas (DC), peso del asfalto (DW), sobrecarga vehicular más el impacto (LL+IM), carga peatonal (PL), cargas por fuerza de frenado (BR), cargas de viento (WS), y, cargas de sismo (EQ). El modelo final tridimensional figura 4.6, se obtiene siguiendo el diagrama de flujo que se muestra en la figura 4.5.

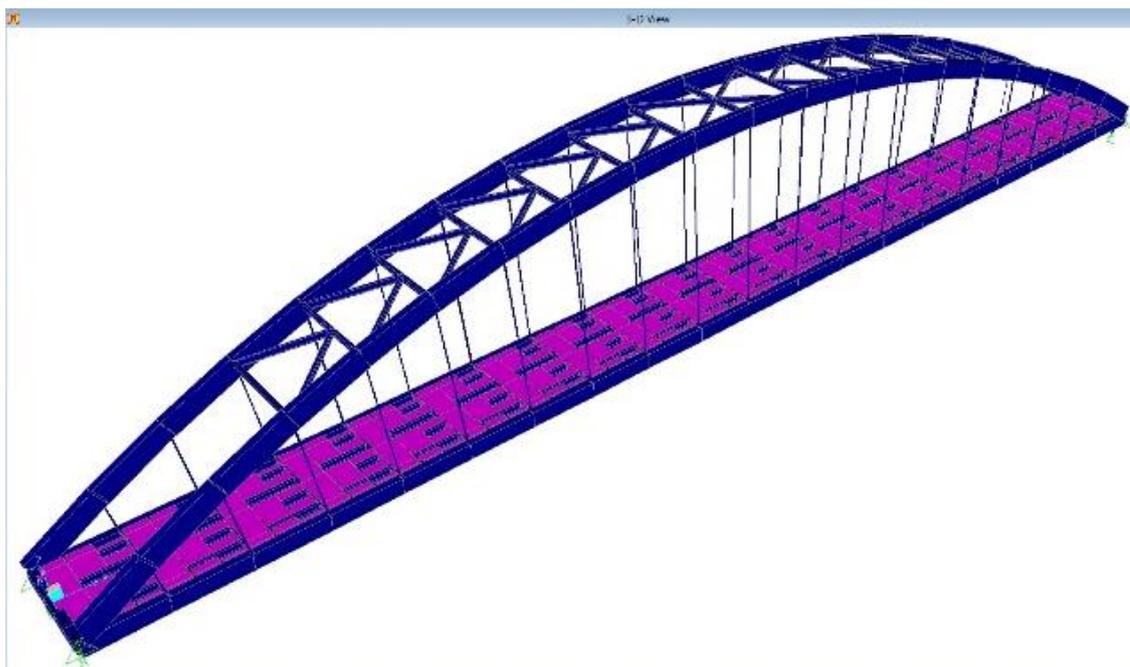


Figura 4.6: Modelo tradicional o modelo desacoplado (péndulo invertido) de la superestructura en el software Sap2000.

En esta metodología el análisis estructural entre superestructura y subestructura se hace por separado (modelamiento estructural desacoplado), la interacción entre estas dos componentes no se considera, la figura 4.6 muestra el modelo con los apoyos en los extremos (condiciones de borde), el apoyo izquierdo son fijas a los desplazamientos en las tres direcciones y liberados a las rotaciones; el apoyo derecho similar al apoyo izquierdo con la diferencia del desplazamiento en "x" libre. Este fenómeno en realidad no sucede porque las subestructuras también experimentan deformaciones con diferentes magnitudes, obviamente depende en que tipo de suelo se funda.

4.6.2. Modelamiento no tradicional del puente

La Modelación del puente se efectúa de forma acoplada (superestructura y subestructura), las condiciones de contorno son resortes cuyo coeficiente el es módulo de reacción del suelo (verticales, horizontales y rotacionales), esta metodología si se tiene en cuenta la existencia y efectos del suelo en el comportamiento de la estructura

4.7. Metodología de modelación de la subestructura en Plaxis 3D Foundation

(interacción suelo-estructura ISE), las cargas a las que se somete la estructura son las mismas del modelo tradicional o péndulo invertido, la diferencia con el modelo anterior es la adición de cargas como el empuje del relleno en el trasdós de la pantalla del estribo (EH, LS) y el peso del relleno (EV). El modelo final se muestra en la figura 4.7.



Figura 4.7: Modelo no tradicional o modelo acoplado del puente con presencia del suelo de fundación en el programa Sap2000.

4.7. Metodología de modelación de la subestructura en Plaxis 3D Foundation

El modelo matemático sirve para analizar el comportamiento del grupo de pilotes ante cargas laterales. El modelo constituye de elementos estructurales (muros, cabezal y pilotes) de concreto armado $f'_c = 280^{kg/cm^2}$ y el suelo como medio continuo, las propiedades mecánicas de materiales que compone el modelo se muestra en los cuadros 4.16 y 4.17. El perfil estratigráfico de suelo y las cargas impuestas para ambos estribos de muestra en las figuras 4.8 y 4.9.

4.7. Metodología de modelación de la subestructura en Plaxis 3D Foundation

Cuadro 4.16: Propiedades mecánicas del suelo y concreto para modelar la subestructura (estribo izquierdo) en Plaxis 3D Foundation

Parámetro	Capa 1	Capa 2	Concreto
Modelo de material	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb	Linear elastic
Comportamiento de material	Drenado	Drenado	No poroso
Peso específico de suelo seco γ_s (kN/m^3)	18.00	18.00	24.00
Peso específico de suelo saturado γ_{sat} (kN/m^3)	20.00	20.00	–
Permeabilidad k_x, k_y, k_z $m/día$	1.00	1.00	–
Módulo de elasticidad E (kN/m^2)	26,810.00	26,810.00	24'614,497
Constante de Poisson ν	0.35	0.35	0.20
Cohesión c (kN/m^2)	0.00	0.00	–
Ángulo de fricción ($^\circ$)	28.00	28.00	–
Ángulo de dilatación ψ	0.00	0.00	–
Factor de reducción de interfaz R_{inter}	1.00	1.00	–

Fuente: Estudio de geología y geotecnia - Consorcio San Pedro.

Cuadro 4.17: Propiedades mecánicas del suelo y concreto para modelar la subestructura (estribo derecho) en Plaxis 3D Foundation

Parámetro	Capa 1	Capa 2	Capa 3	Concreto
Modelo de material	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb	Linear elastic
Comportamiento de material	Drenado	Drenado	No poroso	No poroso
Peso específico de suelo seco γ_s (kN/m^3)	18.00	18.00	20.00	24.00
Peso específico de suelo saturado γ_{sat} (kN/m^3)	20.00	20.00	–	–
Permeabilidad k_x, k_y, k_z $m/día$	1.00	1.00	–	–
Módulo de elasticidad E (kN/m^2)	26,810.00	26,810.00	7'190,000	24'614,497
Constante de Poisson ν	0.35	0.35	0.25	0.20
Cohesión c (kN/m^2)	0.00	0.00	–	–
Ángulo de fricción ($^\circ$)	28.00	28.00	–	–
Ángulo de dilatación ψ	0.00	0.00	–	–
Factor de reducción de interfaz R_{inter}	1.00	1.00	–	–

Fuente: Estudio de geología y geotecnia - Consorcio San Pedro.

4.7. Metodología de modelación de la subestructura en Plaxis 3D Foundation

Cuadro 4.18: Fuerzas en pilotes a nivel de encepado empleadas en el modelo.

Fuerzas en (KN) - pilotes del estribo izquierdo						
Tipo de fuerza	$P_i - 1$	$P_i - 2$	$P_i - 3$	$P_i - 4$	$P_i - 5$	$P_i - 6$
F_x	2,635.85	2,298.98	674.89	319.05	2,638.06	2,301.22
F_y	-19,623.28	-5,059.93	-8,302.87	-3,185.13	-19,631.14	-5,055.79
F_z	673.48	1,293.19	115.53	-1,240.25	-672.96	-1,293.98

Fuerzas en (KN) - pilotes del estribo derecho						
Tipo de fuerza	$P_d - 1$	$P_d - 2$	$P_d - 3$	$P_d - 4$	$P_d - 5$	$P_d - 6$
F_x	-2,589.41	-2,913.01	-335.19	-719.71	-2,591.87	-2,915.36
F_y	-4,423.81	-18,462.08	-2,592.05	7,633.52	-4,414.61	-18,469.58
F_z	1,353.87	-614.30	-1,281.08	124.31	-1,354.72	615.32

Fuente: Elaboración propia.

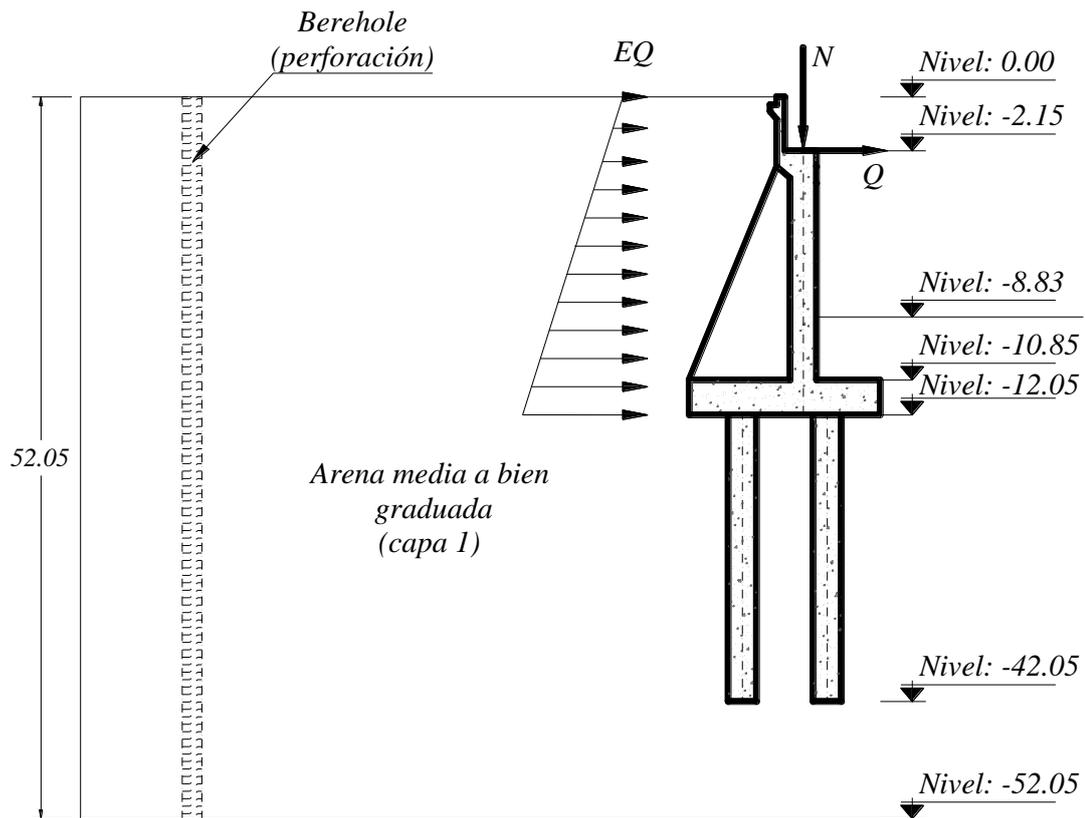


Figura 4.8: Perfil estratigráfico del suelo en el estribo izquierdo.

4.7. Metodología de modelación de la subestructura en Plaxis 3D Foundation

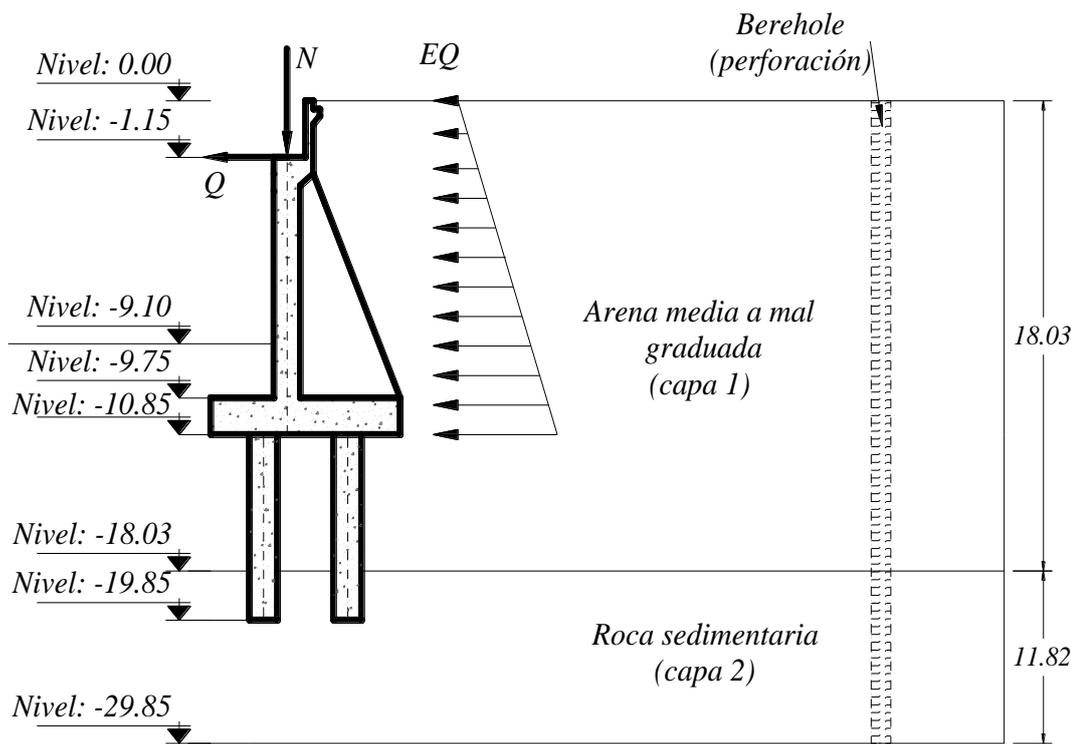


Figura 4.9: Perfil estratigráfico del suelo en el estribo derecho.

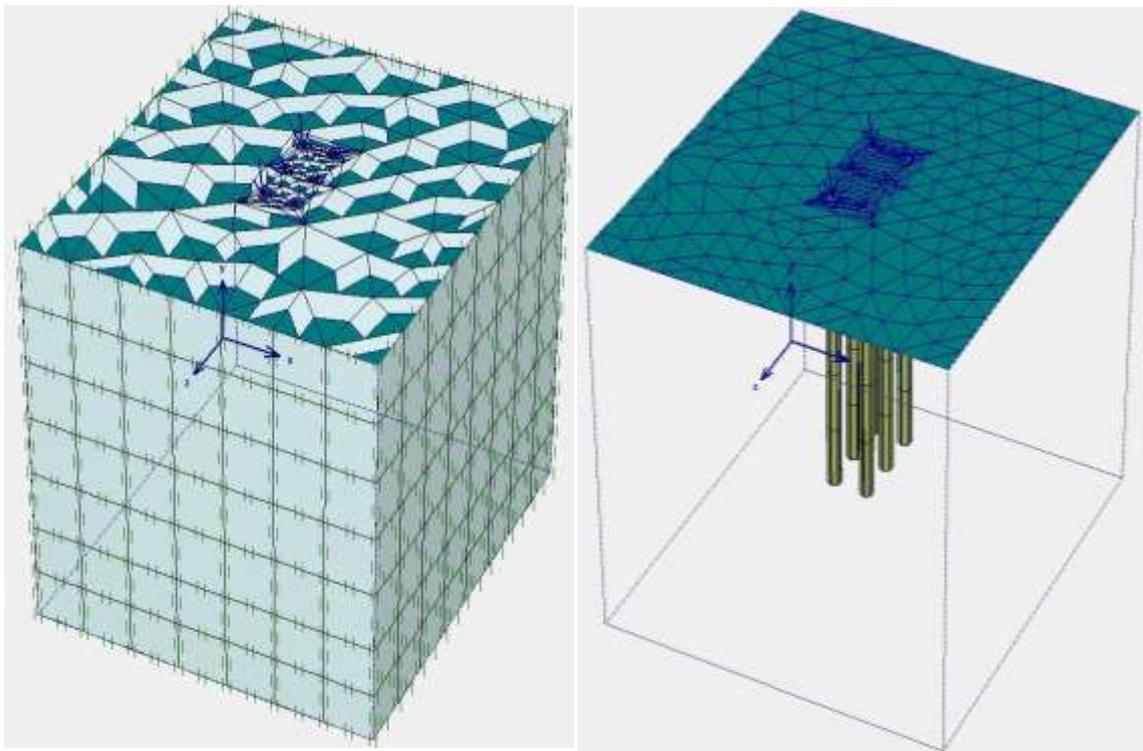


Figura 4.10: Modelo tridimensional del estribo izquierdo incluido los 06 pilotes de $L = 30.00m$ en el software Plaxis 3D Foundation.

4.7. Metodología de modelación de la subestructura en Plaxis 3D Foundation

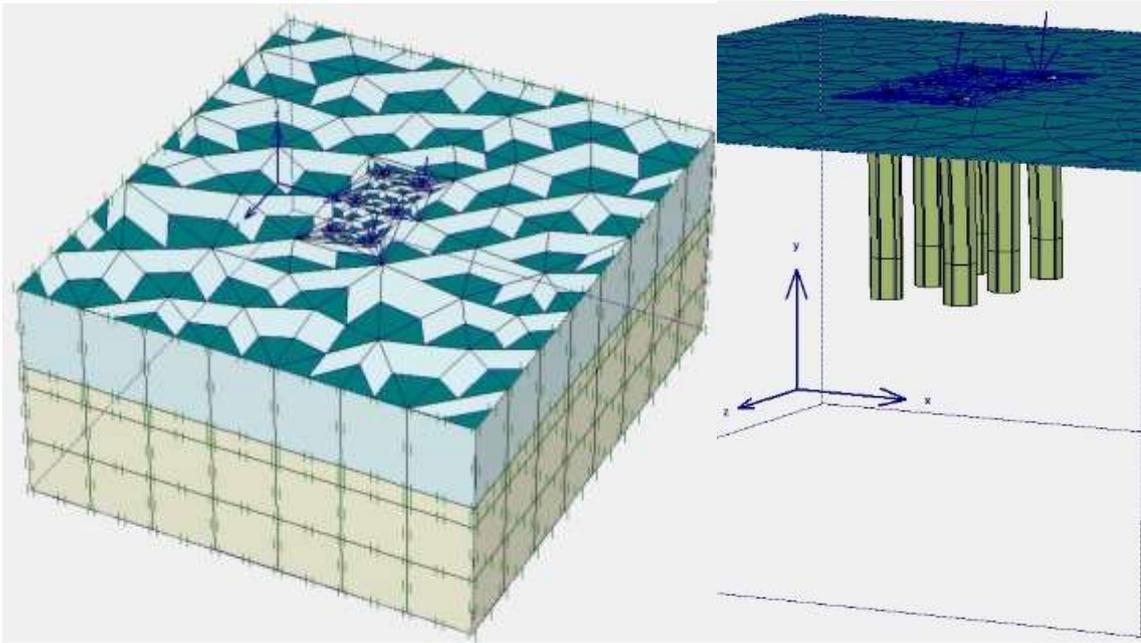


Figura 4.11: Modelo tridimensional del estribo derecho incluido los 06 pilotes de $L = 9.00m$ en el software Plaxis 3D Foundation.

Capítulo 5

Resultados de la investigación

5.1. Formas de vibración

El periodo (T) es el tiempo que demora la estructura en realizar un ciclo de vibración completo, se mide en segundos. Los periodos fundamentales se define como aquel que presenta mayor masa traslacional equivalente asociada, usualmente este periodo coincide con los primeros periodo más altos. El cuadro 5.1 y 5.2 muestra los periodos y frecuencias de vibración respectivamente: primer modelo desacoplada sin interacción suelo-estructura ISE, segundo, acoplado sin ISE con empotramiento en el cabezal de pilotes, tercero, acoplado con ISE de K. Terzaghi, y cuarto, acoplado con ISE de J. Bowles. La figura 5.1 y 5.2 muestra gráficamente los periodos y frecuencias de vibración para los cuatro modelos.

Para definir la masa participativa en el análisis modal, se consideró las recomendaciones del ing. Jorge Cabanillas en un "Diplomado de análisis y diseño de puentes con Csi-Bridge", 100 % peso de la estructura que incluye el peso de las barandas y veredas y 100 % del peso de asfalto. La cantidad de modos de vibración a considerarse en los puentes es tres veces la cantidad de tramos, en esta investigación se ha considerado 12 modos para ver la variación entre los modelos distintos.

Cuadro 5.1: Periodos (seg.) para diferentes modos de vibración.

modos de vibración	desacoplado sin ISE	acoplado sin ISE y empotrado en cabezal de pilotes	acoplado con ISE - Terzaghi	acoplado con ISE - Bowles
1	1.786	1.788	1.922	1.918
2	1.335	1.336	1.382	1.385
3	1.321	1.322	1.340	1.340
4	0.817	0.818	0.845	0.844
5	0.694	0.696	0.706	0.706
6	0.693	0.655	0.688	0.688
7	0.499	0.500	0.555	0.539
8	0.388	0.382	0.510	0.509
9	0.388	0.351	0.395	0.394
10	0.350	0.349	0.385	0.387
11	0.331	0.331	0.366	0.366
12	0.282	0.290	0.331	0.331

Fuente: Elaboración propia.

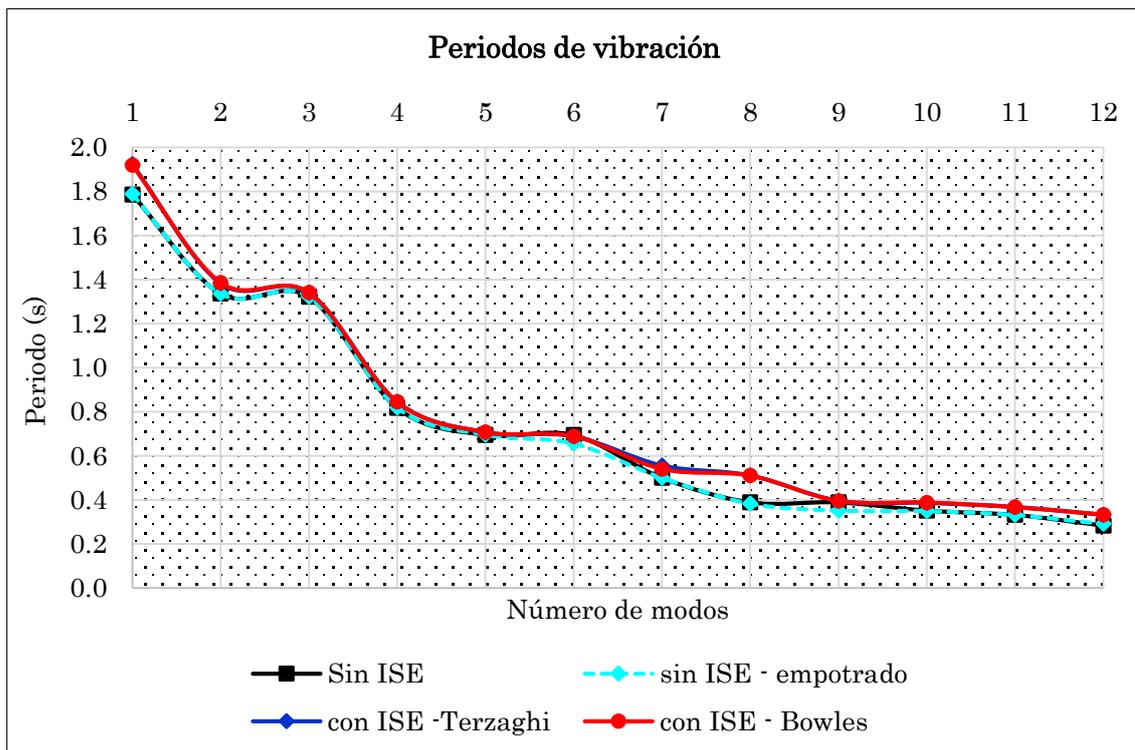


Figura 5.1: Periodos de vibración para los cuatro modelos.

Cuadro 5.2: Frecuencias (Hz) para diferentes modos de vibración.

modos de vibración	desacoplado sin ISE	acoplado sin ISE y empotrado en cabezal de pilotes	acoplado con ISE Terzaghi	acoplado con ISE - Bowles
1	0.560	0.559	0.520	0.521
2	0.749	0.749	0.723	0.722
3	0.757	0.757	0.746	0.746
4	1.225	1.222	1.184	1.185
5	1.442	1.437	1.417	1.416
6	1.442	1.526	1.455	1.453
7	2.004	2.001	1.803	1.855
8	2.579	2.616	1.962	1.965
9	2.580	2.850	2.533	2.537
10	2.855	2.867	2.596	2.584
11	3.024	3.022	2.729	2.732
12	3.541	3.443	3.017	3.017

Fuente: Elaboración propia.

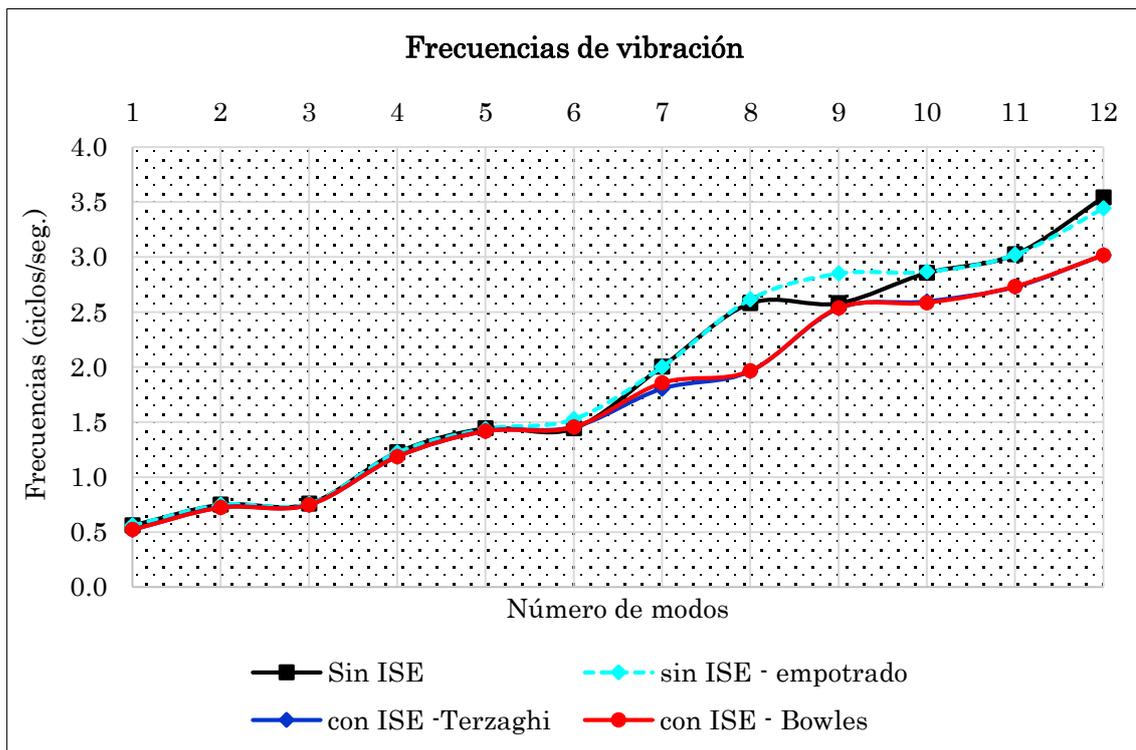


Figura 5.2: Frecuencias (Hz) de vibración para los cuatro modelos.

5.2. Asentamientos y deformaciones

5.2.1. Asentamiento en los pilotes

Los pilotes del estribo izquierdo experimenta asentamientos por estar fundada en un suelo arenoso, su trabajo principal es a fricción; mientras los pilotes del estribo derecho no experimenta dicho fenómeno por estar empotrado la punta en un material rocoso o suelo muy firme, entonces el trabajo principal de este grupo de pilotes es a punta. El cuadro 5.3 muestra los asentamientos en la punta de cada pilote.

Cuadro 5.3: Asentamiento de los pilotes por efecto de la combinación de cargas en estado límite de servicio I

Asentamiento de pilotes del estribo izquierdo							
Nivel	Modelo	$P_i - 1$ <i>mm</i>	$P_i - 2$ <i>mm</i>	$P_i - 3$ <i>mm</i>	$P_i - 4$ <i>mm</i>	$P_i - 5$ <i>mm</i>	$P_i - 6$ <i>mm</i>
Punta de pilote	K. Terzaghi	-17.32	-13.70	-16.69	-13.38	-17.14	-13.60
	J. Bowles	-21.25	-17.35	-20.55	-16.99	-21.02	-17.23
	Plaxis 3D Foundation	-37.44	-14.04	18.07	-14.73	-38.55	-14.02
Asentamiento de pilotes del estribo derecho							
Nivel	Modelo	$P_d - 1$ <i>mm</i>	$P_d - 2$ <i>mm</i>	$P_d - 3$ <i>mm</i>	$P_d - 4$ <i>mm</i>	$P_d - 5$ <i>mm</i>	$P_d - 6$ <i>mm</i>
Punta de pilote	K. Terzaghi	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	J. Bowles	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Plaxis 3D Foundation	-0.24	-0.56	-0.21	-0.34	-0.24	-0.56

Fuente: Elaboración propia.

5.2.2. Deflexiones en la superestructura

En el análisis y diseño de puentes es esencial la determinación de las deflexiones verticales para luego proponer la contraflecha para el proseo cosntructivo. El cuadro 5.4 muestra estas deflexiones verticales por efecto de la combinación de estado límite de Servicio I en el arco y viga tirante. Las figuras 5.3 y 5.4 muestran gráficamente dichas deflexiones verticales para cada modelo analizado.

Cuadro 5.4: Deflexión vertical del arco y viga tirante.

Deflexión vertical del arco				
Longitud <i>m</i>	desacoplado sin ISE <i>mm</i>	acoplado sin ISE y empotrado en la base del estribo <i>mm</i>	acoplado con ISE - Terzaghi <i>mm</i>	acoplado con ISE - Bowles <i>mm</i>
0.00	0.00	-0.54	-22.25	-26.03
6.00	18.80	-19.33	-38.80	-42.36
12.23	-38.65	-40.22	-59.37	-62.77
18.66	-62.00	-61.14	-81.10	-84.34
25.27	-84.37	-79.90	-101.41	-104.50
32.05	-103.11	-94.39	-117.82	-120.75
38.95	-116.75	-103.57	-129.03	-131.79
45.96	-124.19	-106.80	-134.08	-136.67
53.05	-125.74	-104.79	-133.43	-135.84
60.20	-122.97	-99.41	-128.70	-130.92
67.38	-121.38	-96.31	-125.17	-127.17
74.56	-124.13	-99.94	-126.90	-128.67
81.71	-127.46	-105.67	-129.91	-131.46
88.82	-126.27	-107.95	-128.81	-130.15
95.85	-119.00	-104.88	-121.96	-123.08
102.77	-105.31	-95.74	-108.87	-109.78
109.57	-86.33	-81.17	-90.51	-91.21
116.22	-63.54	-62.20	-68.19	-68.69
122.69	-39.66	-40.98	-44.41	-44.73
128.96	18.70	-19.74	-22.82	-21.97
135.00	0.00	-0.58	-3.06	-3.07
Deflexión vertical de la viga tirante				
0.00	0.00	-0.54	-22.25	-26.03
6.75	21.75	-21.63	-40.74	-44.29
13.50	-42.59	-44.59	-63.29	-66.66
20.25	-67.46	-66.92	-86.46	-89.66
27.00	-90.70	-86.42	-107.59	-110.62
33.75	-109.56	-100.91	-124.07	-126.95
40.50	-122.76	-109.58	-134.83	-137.55
47.25	-129.43	-112.02	-139.13	-141.69
54.00	-130.18	-109.23	-137.73	-140.12
60.75	-126.74	-103.21	-132.43	-134.63
67.50	-124.65	-99.62	-128.44	-131.43
74.25	-127.67	-103.51	-130.50	-132.28
81.00	-131.65	-109.79	-134.11	-135.68
87.75	-131.13	-112.79	-133.81	-135.18
94.50	-124.63	-110.50	-127.76	-128.91
101.25	-111.41	-101.88	-115.18	-116.13
108.00	-92.37	-87.36	-96.80	-97.54
114.75	-68.76	-67.73	-73.70	-74.24
121.50	-43.46	-45.18	-48.50	-48.85
128.25	21.16	-21.95	-23.90	-24.07
135.00	0.00	-0.58	-3.06	-3.07

Fuente: Elaboración propia.

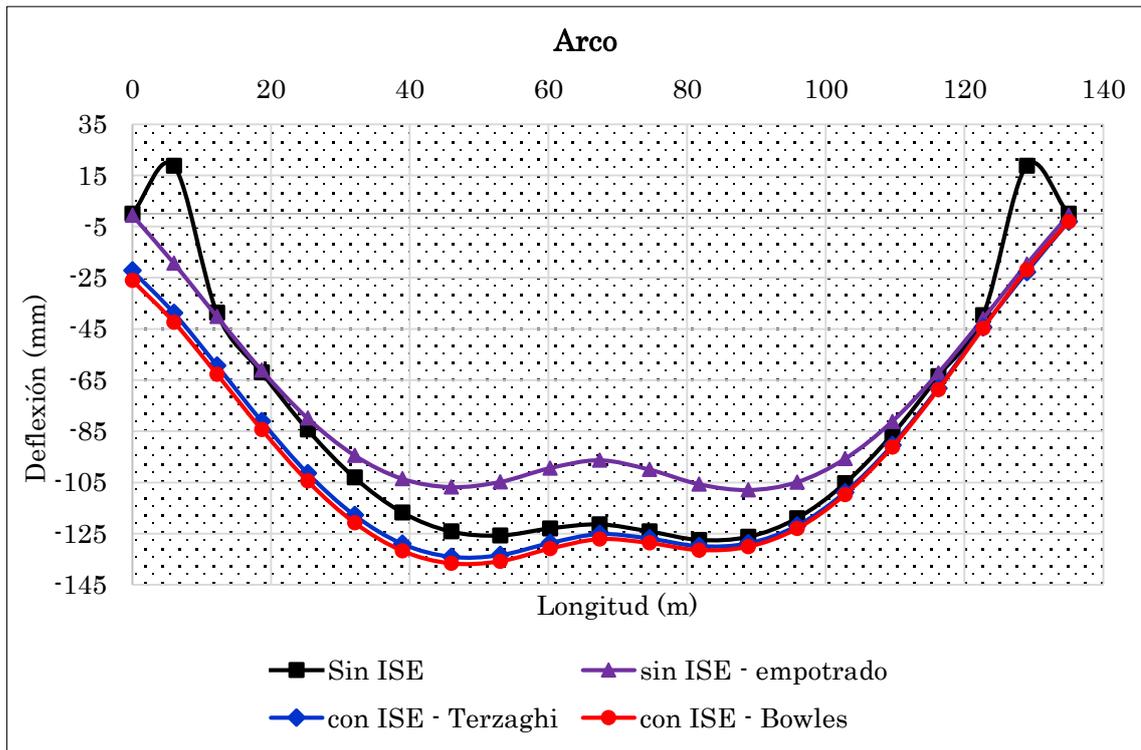


Figura 5.3: Deflexiones verticales del arco - estado límite de servicio I.

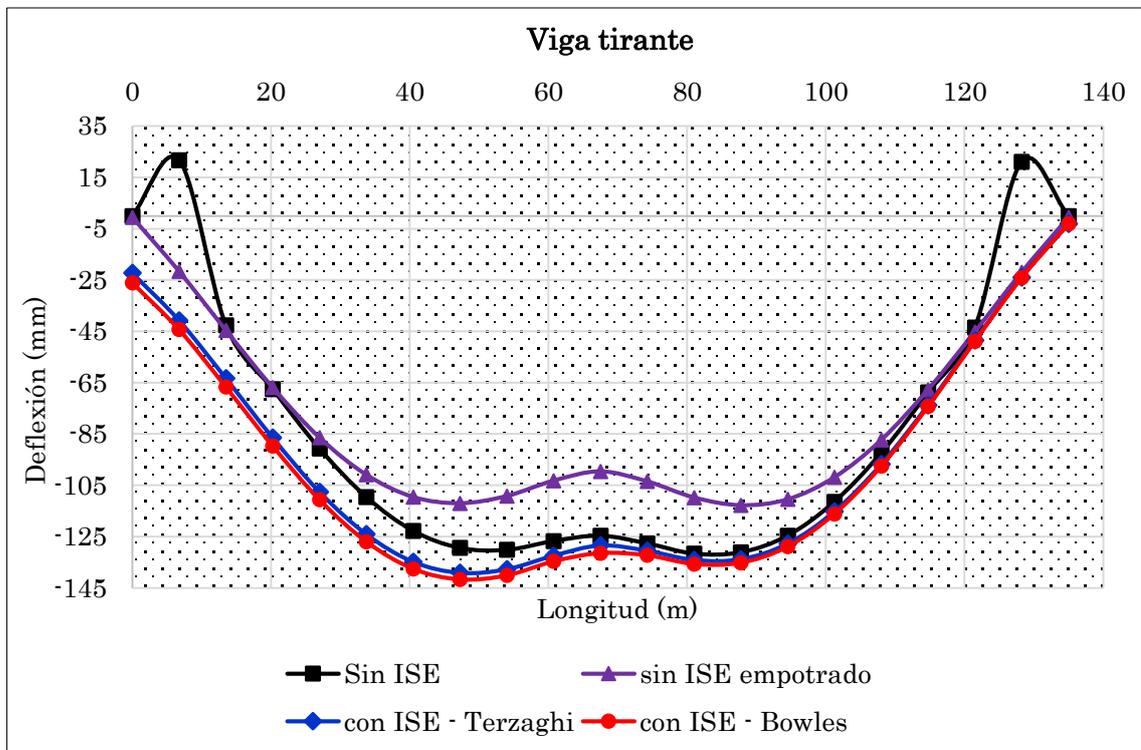


Figura 5.4: Deflexiones verticales de la viga tirante - estado límite de servicio I.

5.2.3. Deformación lateral en los pilotes

La figura 5.5a ilustra la nomenclatura de los pilotes del estribo izquierdo, la figura 5.5b para pilotes del estribo derecho. Los cuadros 5.5 a 5.8 muestran valores de deformación teniendo en cuenta la longitud característica de suelo-pilote $T = 2.74m$. El cuadro 5.5 muestra las deformaciones por efecto sísmico combinado en la dirección "x" considerando la interacción suelo-estructura propuesta por K. Terzaghi, las figuras 5.6 y 5.7 muestra las deformaciones de forma gráfica. El cuadro 5.6 muestra las deformaciones por efecto sísmico combinado en la dirección "y" considerando ISE - K. Terzaghi, las figuras 5.8 y 5.9 representa de forma gráfica.

El cuadro 5.7 muestra las deformaciones por efecto sísmico combinado en la dirección "x" considerando la ISE propuesto por J. Bowles, las figuras 5.10 y 5.11 muestra las deformaciones de forma gráfica. El cuadro 5.8 muestra las deformaciones por efecto sísmico combinado en la dirección "y" considerando ISE - J. Bowles, las figuras 5.12 y 5.13 representa de forma gráfica.

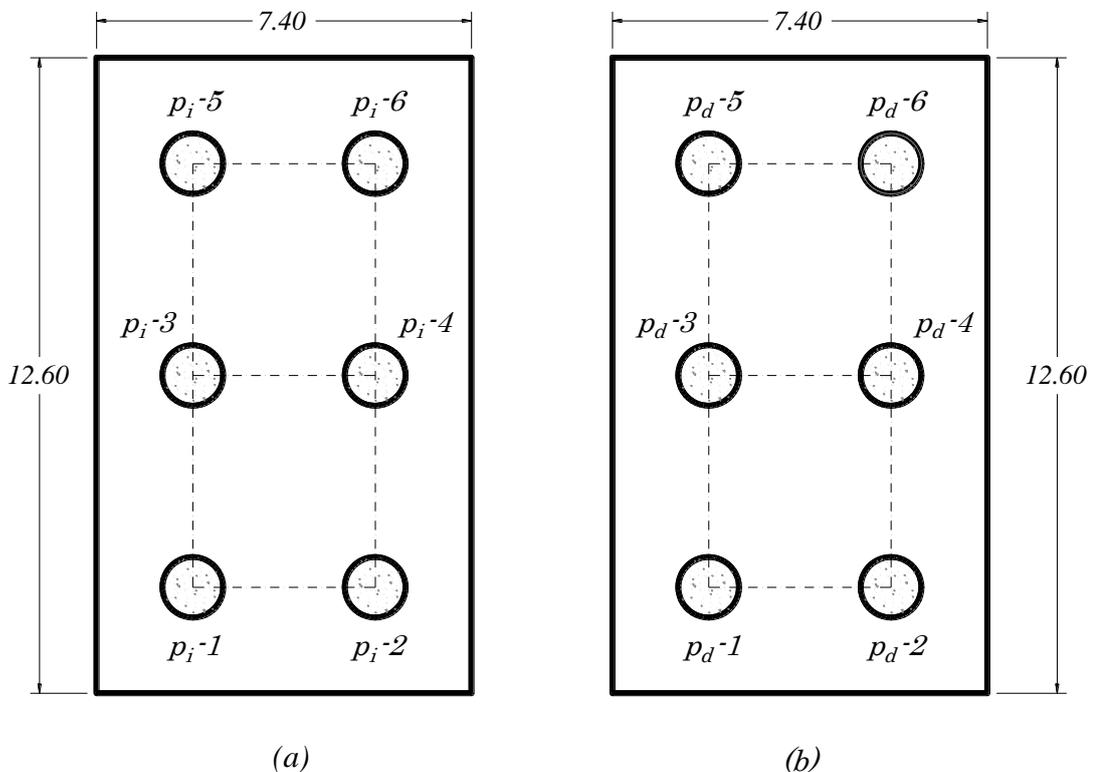


Figura 5.5: Nomenclatura individual de pilotes.

Cuadro 5.5: Deformación de los pilotes por efecto de la fuerza sísmica combinada $100\%S_{xx} + 30\%S_{yy}$ - metodología propuesto por K. Terzaghi

Deformación de los pilotes en el estribo izquierdo							
Nodo	Profundidad <i>m</i>	$P_i - 1$ <i>mm</i>	$P_i - 2$ <i>mm</i>	$P_i - 3$ <i>mm</i>	$P_i - 4$ <i>mm</i>	$P_i - 5$ <i>mm</i>	$P_i - 6$ <i>mm</i>
1	0.00	12.184	12.451	12.245	12.424	12.184	12.451
2	1.50	5.153	5.786	5.368	5.808	5.153	5.786
3	3.00	0.986	1.615	1.132	1.618	0.986	1.615

Deformación de los pilotes en el estribo derecho							
Nodo	Profundidad <i>m</i>	$P_d - 1$ <i>mm</i>	$P_d - 2$ <i>mm</i>	$P_d - 3$ <i>mm</i>	$P_d - 4$ <i>mm</i>	$P_d - 5$ <i>mm</i>	$P_d - 6$ <i>mm</i>
1	0.00	19.505	18.693	19.434	18.894	19.501	18.689
2	0.45	17.662	16.379	17.663	16.799	17.659	16.375
3	0.90	15.745	14.141	15.801	14.715	15.742	14.137
4	1.35	13.817	12.018	13.913	12.691	13.814	12.015
5	1.80	11.931	10.043	12.053	10.769	11.928	10.041
6	2.25	10.130	8.240	10.268	8.981	10.127	8.238
7	2.70	8.448	6.624	8.594	7.349	8.446	6.622
8	3.15	6.911	5.203	7.056	5.889	6.909	5.201

Fuente: Elaboración propia.

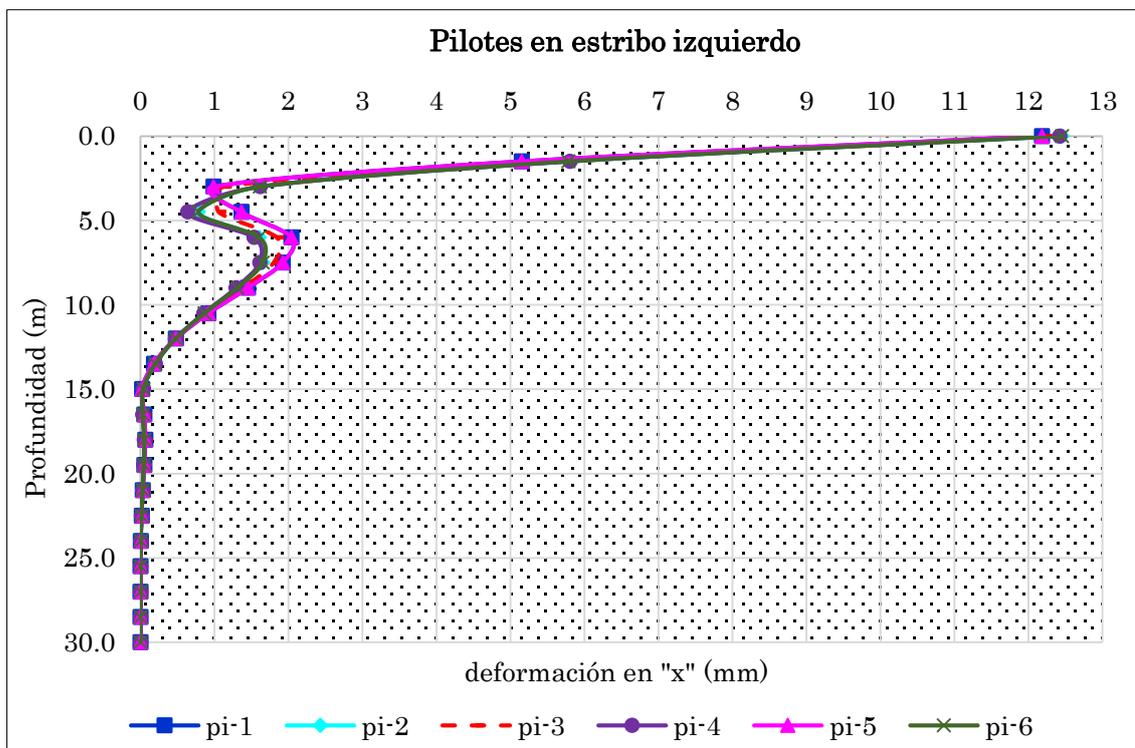


Figura 5.6: Diagrama de deformaciones en los pilotes del estribo izquierdo.

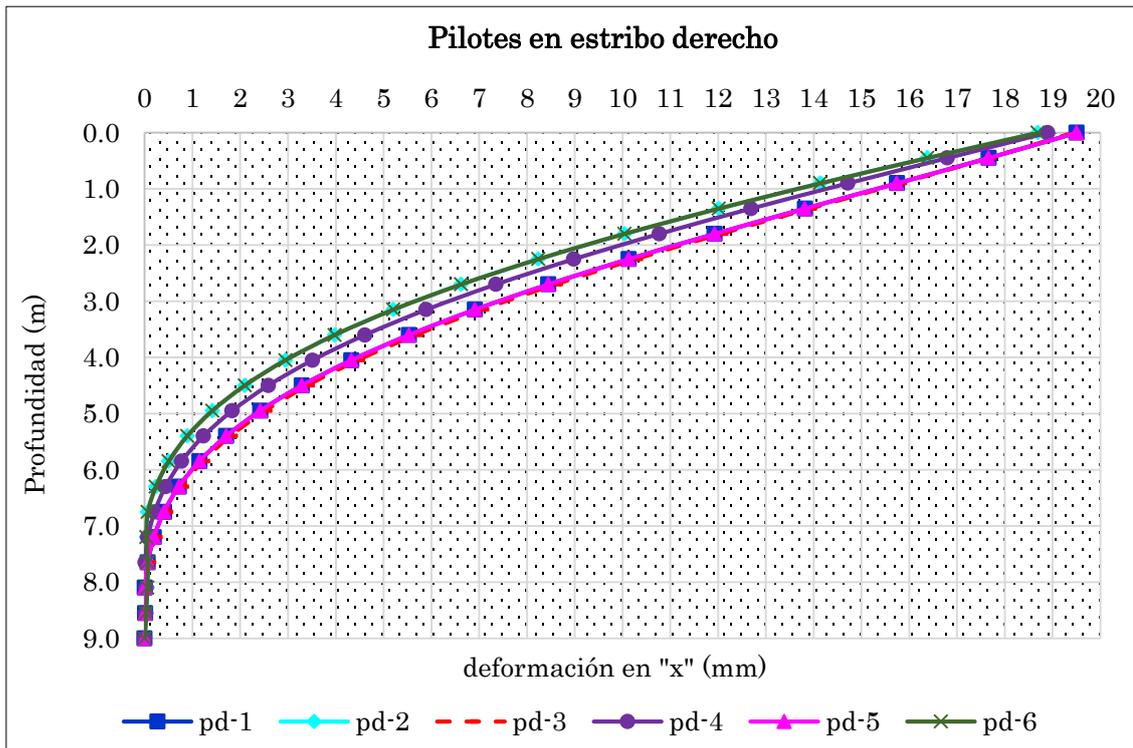


Figura 5.7: Diagrama de deformaciones en los pilotes del estribo derecho.

Cuadro 5.6: Deformación de los pilotes por efecto de la fuerza sísmica combinada $100\%S_{yy} + 30\%S_{xx}$ - metodología propuesto por K. Terzaghi

Deformación de los pilotes en el estribo izquierdo							
Nodo	Profundidad <i>m</i>	$P_i - 1$ <i>mm</i>	$P_i - 2$ <i>mm</i>	$P_i - 3$ <i>mm</i>	$P_i - 4$ <i>mm</i>	$P_i - 5$ <i>mm</i>	$P_i - 6$ <i>mm</i>
1	0.00	5.468	8.459	5.505	8.509	5.468	8.459
2	1.50	2.992	5.579	3.063	5.682	2.992	5.579
3	3.00	1.370	3.221	1.434	3.331	1.369	3.221

Deformación de los pilotes en el estribo derecho							
Nodo	Profundidad <i>m</i>	$P_d - 1$ <i>mm</i>	$P_d - 2$ <i>mm</i>	$P_d - 3$ <i>mm</i>	$P_d - 4$ <i>mm</i>	$P_d - 5$ <i>mm</i>	$P_d - 6$ <i>mm</i>
1	0.00	4.939	1.535	5.001	1.583	4.939	1.535
2	0.45	4.616	1.341	4.706	1.399	4.616	1.341
3	0.90	4.235	1.166	4.344	1.220	4.235	1.166
4	1.35	3.818	1.008	3.938	1.049	3.818	1.009
5	1.80	3.384	0.868	3.508	0.889	3.384	0.868
6	2.25	2.948	0.742	3.071	0.742	2.948	0.742
7	2.70	2.523	0.631	2.641	0.609	2.523	0.631
8	3.15	2.120	0.533	2.230	0.491	2.120	0.533

Fuente: Elaboración propia.

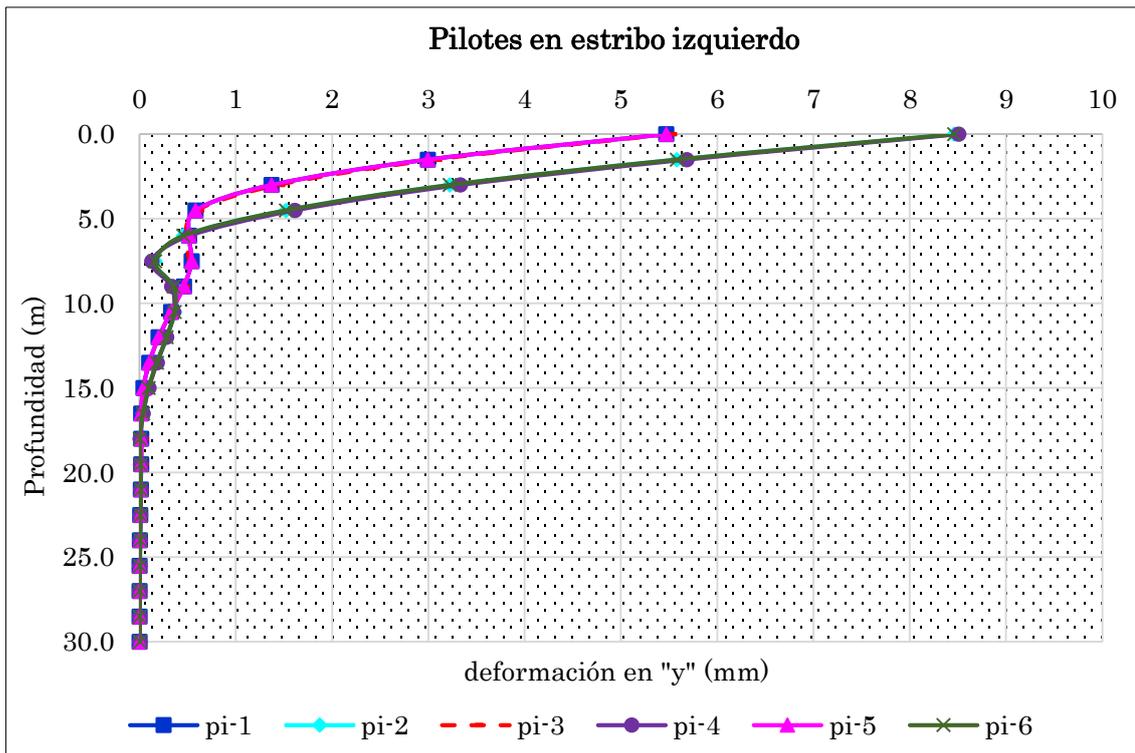


Figura 5.8: Diagrama de deformaciones en los pilotes del estribo izquierdo.

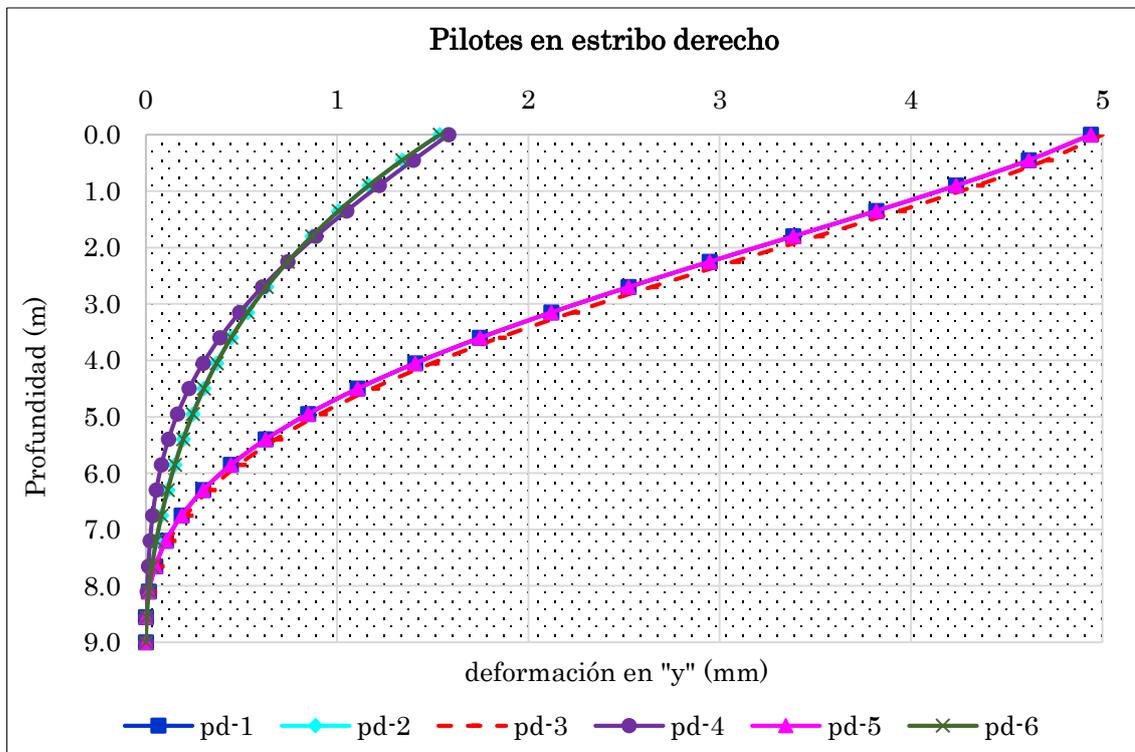


Figura 5.9: Diagrama de deformaciones en los pilotes del estribo derecho.

Cuadro 5.7: Deformación de los pilotes por efecto de la fuerza sísmica combinada $100\%S_{xx} + 30\%S_{yy}$ - metodología propuesto por J. Bowles

Deformación de los pilotes en el estribo izquierdo							
Nodo	Profundidad <i>m</i>	$P_i - 1$ <i>mm</i>	$P_i - 2$ <i>mm</i>	$P_i - 3$ <i>mm</i>	$P_i - 4$ <i>mm</i>	$P_i - 5$ <i>mm</i>	$P_i - 6$ <i>mm</i>
1	0.00	10.196	10.422	10.250	10.400	10.196	10.422
2	1.50	3.698	4.202	3.872	4.220	3.699	4.202
3	3.00	0.364	0.639	0.253	0.604	0.364	0.639

Deformación de los pilotes en el estribo derecho							
Nodo	Profundidad <i>m</i>	$P_d - 1$ <i>mm</i>	$P_d - 2$ <i>mm</i>	$P_d - 3$ <i>mm</i>	$P_d - 4$ <i>mm</i>	$P_d - 5$ <i>mm</i>	$P_d - 6$ <i>mm</i>
1	0.00	13.183	12.432	13.111	12.614	13.180	12.429
2	0.45	11.426	10.270	11.421	10.645	11.423	10.267
3	0.90	9.677	8.276	9.722	8.775	9.675	8.274
4	1.35	8.005	6.486	8.083	7.054	8.003	6.484
5	1.80	6.457	4.919	6.556	5.512	6.456	4.918
6	2.25	5.066	3.583	5.175	4.166	5.065	3.581
7	2.70	3.849	2.472	3.961	3.022	3.848	2.471
8	3.15	2.814	1.576	2.922	2.077	2.813	1.575

Fuente: Elaboración propia.

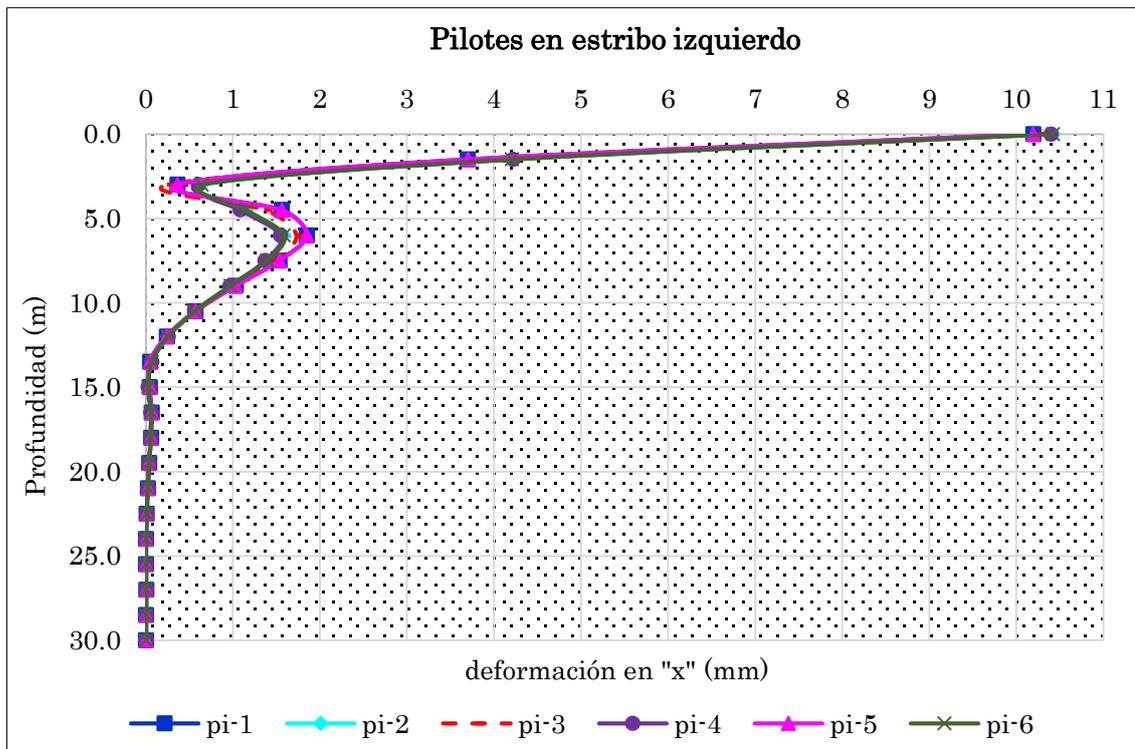


Figura 5.10: Diagrama de deformaciones en los pilotes del estribo izquierdo.

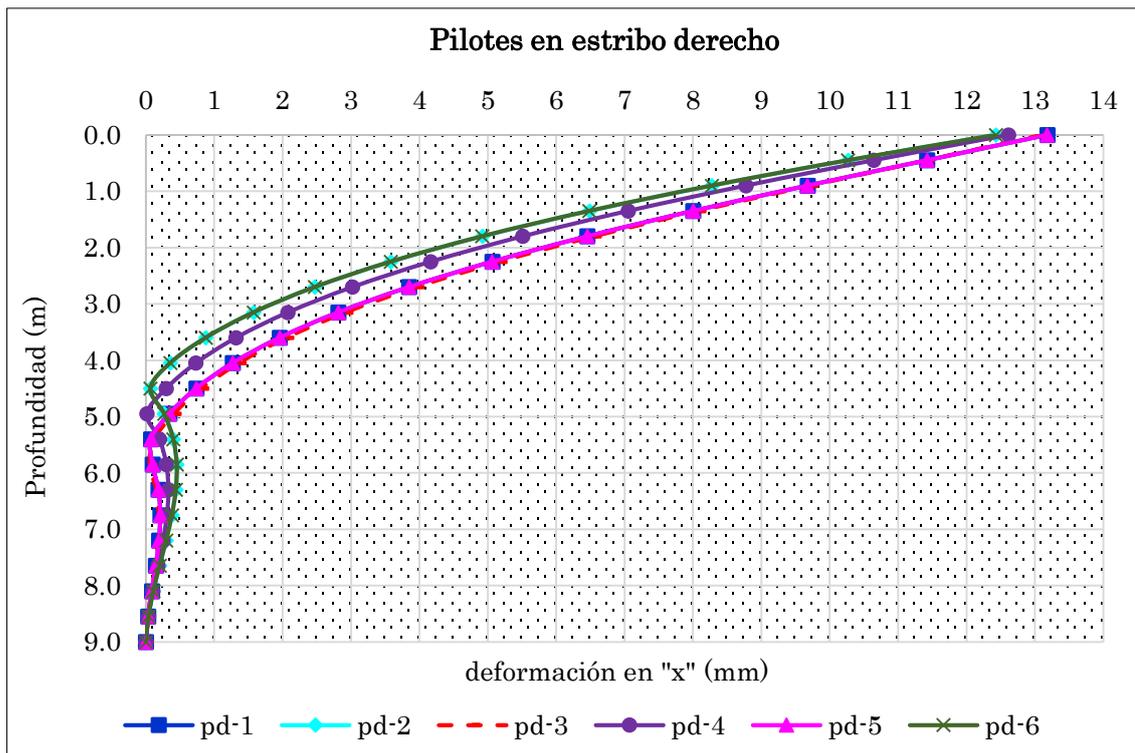


Figura 5.11: Diagrama de deformaciones en los pilotes del estribo derecho.

Cuadro 5.8: Deformación de los pilotes por efecto de la fuerza sísmica combinada $100\%S_{yy} + 30\%S_{xx}$ - metodología propuesto por J. Bowles

Deformación de los pilotes en el estribo izquierdo							
Nodo	Profundidad <i>m</i>	$P_i - 1$ <i>mm</i>	$P_i - 2$ <i>mm</i>	$P_i - 3$ <i>mm</i>	$P_i - 4$ <i>mm</i>	$P_i - 5$ <i>mm</i>	$P_i - 6$ <i>mm</i>
1	0.00	4.529	7.050	4.558	7.096	4.528	7.050
2	1.50	1.986	4.072	2.039	4.162	1.986	4.072
3	3.00	0.600	1.886	0.632	1.974	0.600	1.886
Deformación de los pilotes en el estribo derecho							
Nodo	Profundidad <i>m</i>	$P_d - 1$ <i>mm</i>	$P_d - 2$ <i>mm</i>	$P_d - 3$ <i>mm</i>	$P_d - 4$ <i>mm</i>	$P_d - 5$ <i>mm</i>	$P_d - 6$ <i>mm</i>
1	0.00	3.222	0.694	3.280	0.724	3.222	0.694
2	0.45	2.920	0.569	3.002	0.581	2.920	0.569
3	0.90	2.579	0.488	2.676	0.460	2.579	0.488
4	1.35	2.224	0.436	2.327	0.360	2.224	0.436
5	1.80	1.873	0.400	1.975	0.281	1.873	0.399
6	2.25	1.539	0.369	1.637	0.220	1.539	0.369
7	2.70	1.232	0.340	1.323	0.175	1.232	0.340
8	3.15	0.959	0.309	1.040	0.144	0.959	0.309

Fuente: Elaboración propia.

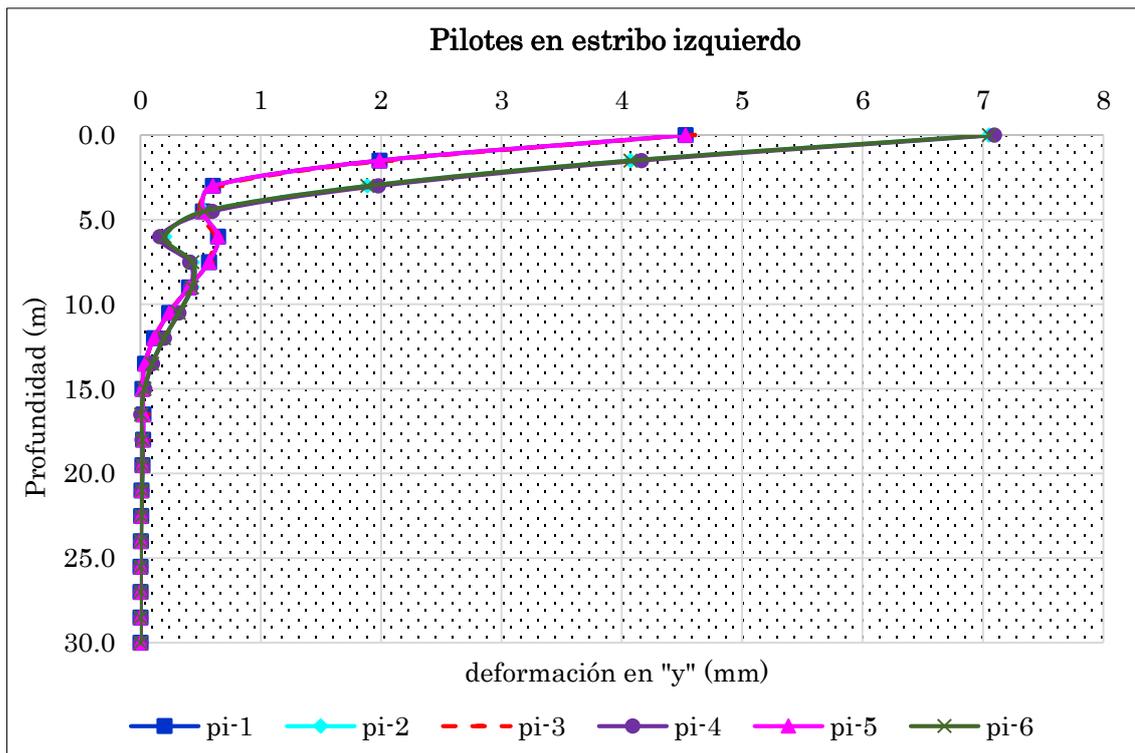


Figura 5.12: Diagrama de deformaciones en los pilotes del estribo izquierdo.

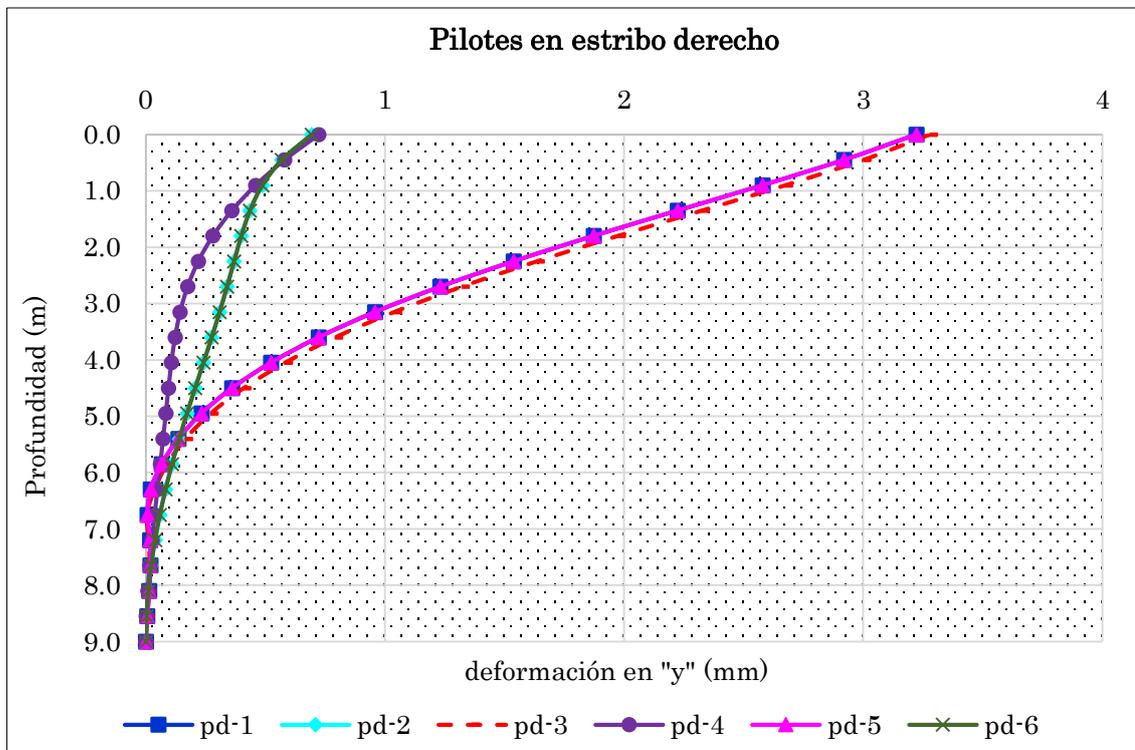


Figura 5.13: Diagrama de deformaciones en los pilotes del estribo derecho.

5.3. Fuerzas en superestructura y subestructura

5.3.1. Fuerzas en superestructura

Fuerzas máximas absolutas en arco y viga tirante, los cuadros 5.9 y 5.10 muestran estas fuerzas teniendo en cuenta a los tres modelos: modelo desacoplado sin la interacción suelo-estructura, modelos acoplados con la metodología interacción suelo-estructura propuestos por K. Terzaghi, y J. Bowles. Estas fuerzas además poseen las combinaciones para los estados límites de Servicio I y Evento Extremo I. En estos cuadros, los números con paréntesis a la derecha de las fuerzas, indica, la ubicación de la misma a lo largo de la longitud del puente.

Los cuadros 5.11 y 5.12, muestra los valores de las fuerzas axiales por efecto de la combinación de Servicio I y Evento Extremo I. Estas fuerzas tanto en arco y viga tirante están clasificadas de acuerdo al modelo desacoplado y los modelos acoplados (K. Terzaghi y J. Bowles). Las figuras 5.14 y 5.17 representan el diagrama de fuerzas axiales para cada tipo especificado anteriormente.

Los cuadros 5.13 y 5.14, muestra los valores de momento flexionante $M3 - 3$ por efecto de la combinación de Servicio I y Evento Extremo I. Estas fuerzas tanto en arco y viga tirante están clasificadas de acuerdo al modelo desacoplado y los modelos acoplados (K. Terzaghi y J. Bowles). Las figuras 5.18 y 5.21 representan el diagrama de momento flexionante $M3 - 3$ para cada tipo especificado anteriormente.

5.3. Fuerzas en superestructura y subestructura

Cuadro 5.9: Fuerzas máximas absolutas en el arco y viga tirante por efecto de la combinación de Servicio I.

Fuerzas máximas absolutas en el arco				
Tipo de fuerza	Unidad	sin ISE - desacoplado	con ISE acoplado - Terzaghi	con ISE acoplado - Bowles
Fuerza axial	<i>tn</i>	1,210.81 (0.00)	1206.61 (135.00)	1208.21 (0.00)
Momento M3-3	<i>tn - m</i>	562.98 (12.23)	522.75 (12.23)	523.28 (12.23)
Momento M2-2	<i>tn - m</i>	81.84 (0.00)	66.49 (135.00)	66.86 (135.00)
Momento torsor	<i>tn - m</i>	18.26 (53.05)	19.02 (74.56)	19.50 (74.56)
Fuerza cortante	<i>tn</i>	37.93 (128.96)	35.64 (128.96)	35.34 (128.96)
Fuerzas máximas absolutas en viga tirante				
Fuerza axial	<i>tn</i>	954.91 (67.50)	815.15 (67.50)	817.62 (67.50)
Momento M3-3	<i>tn - m</i>	389.18 (81.00)	373.93 (81.00)	372.73 (54.00)
Momento M2-2	<i>tn - m</i>	123.30 (0.00)	106.19 (0.00)	101.90 (0.00)
Momento torsor	<i>tn - m</i>	47.01 (0.00)	45.31 (135.00)	45.41 (135.00)
Fuerza cortante	<i>tn</i>	37.39 (135.00)	36.19 (135.00)	36.19 (135.00)

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 5.10: Fuerzas máximas absolutas en el arco y viga tirante por efecto de la combinación de Evento Extremo I.

Fuerzas máximas absolutas en el arco				
Tipo de fuerza	Unidad	sin ISE - desacoplado	con ISE acoplado - Terzaghi	con ISE acoplado - Bowles
Fuerza axial	<i>tn</i>	1,852.58 (0.00)	1,722.66 (135.00)	1,729.46 (135.00)
Momento M3-3	<i>tn - m</i>	842.28 (12.23)	1,029.16 (18.66)	1,015.26 (18.66)
Momento M2-2	<i>tn - m</i>	740.85 (0.00)	582.66 (135.00)	587.86 (135.00)
Momento torsor	<i>tn - m</i>	114.77 (128.96)	110.47 (6.00)	110.13 (6.00)
Fuerza cortante	<i>tn</i>	66.22 (0.00)	81.76 (135.00)	82.73 (135.00)
Fuerzas máximas absolutas en viga tirante				
Fuerza axial	<i>tn</i>	1,924.41 (67.50)	1,988.20 (67.50)	1978.32 (67.50)
Momento M3-3	<i>tn - m</i>	590.25 (67.50)	726.43 (74.25)	728.71 (74.25)
Momento M2-2	<i>tn - m</i>	726.99 (0.00)	644.36 (0.00)	641.12 (0.00)
Momento torsor	<i>tn - m</i>	115.58 (135.00)	101.64 (94.50)	101.08 (94.50)
Fuerza cortante	<i>tn</i>	52.23 (0.00)	65.60 (135.00)	66.19 (135.00)

Fuente: Elaboración propia.

5.3. Fuerzas en superestructura y subestructura

Cuadro 5.11: Fuerza axial en el arco y viga tirante por efecto de la combinación de cargas en estado límite de servicio I

Fuerza axial en arco						
Longitud	sin ISE		con ISE - Terzaghi		con ISE - Bowles	
	min. (a)	max. (b)	min. (c)	max. (d)	min. (e)	max. (f)
0.00	-1,210.80	-960.17	-1,206.61	-977.36	-1,206.21	-977.36
6.00	-1,185.25	-951.67	-1,181.42	-968.87	-1,181.02	-955.49
12.23	-1,159.84	-915.70	-1,156.13	-933.38	-1,155.73	-947.79
18.66	-1,126.65	-908.83	-1,126.47	-926.51	-1,126.16	-918.66
25.27	-1,103.87	-889.70	-1,105.02	-903.16	-1,104.74	-912.64
32.05	-1,084.44	-884.55	-1,086.92	-898.01	-1,086.68	-889.90
38.95	-1,068.48	-868.76	-1,072.26	-879.25	-1,072.06	-885.65
45.96	-1,056.04	-865.41	-1,061.00	-875.91	-1,060.84	-870.79
53.05	-1,046.92	-856.22	-1,053.05	-865.09	-1,052.92	-868.37
60.20	-998.44	-854.73	-1,005.37	-863.60	-1,005.29	-825.10
67.38	-997.88	-816.89	-1,004.81	-824.74	-1,004.73	-824.54
74.56	-998.29	-855.65	-1,005.14	-863.09	-1,005.07	-862.85
81.71	-1,044.78	-856.97	-1,053.00	-864.41	-1,052.98	-864.16
88.82	-1,051.93	-868.50	-1,061.17	-874.26	-1,061.13	-873.94
95.85	-1,062.44	-871.66	-1,072.64	-877.43	-1,072.68	-877.10
102.77	-1,076.41	-890.70	-1,087.52	-894.93	-1,087.61	-894.54
109.57	-1,093.87	-895.67	-1,105.84	-899.90	-1,105.96	-899.52
116.22	-1,114.79	-919.80	-1,157.51	-921.45	-1,127.68	-920.93
122.69	-1,143.56	-926.51	-1,158.04	-928.16	-1,158.30	-927.64
128.96	-1,168.79	-962.81	-1,180.17	-963.75	-1,183.44	-963.24
135.00	-1,194.30	-971.15	-1,208.21	-972.09	-1,208.49	-971.58
Fuerza axial en viga tirante						
0.00	728.77	890.18	590.11	750.69	593.36	752.90
6.75	728.84	890.25	590.18	750.75	593.42	752.96
13.50	696.61	865.52	565.30	733.94	568.41	735.97
20.25	696.67	865.58	565.36	734.00	568.48	736.04
27.00	705.97	897.93	577.04	764.85	580.17	766.91
33.75	706.04	897.99	577.11	764.92	580.24	766.97
40.50	723.79	930.01	595.69	793.13	598.86	795.26
47.25	723.86	930.07	595.75	793.20	598.93	795.29
54.00	738.59	949.58	609.30	809.92	612.21	812.32
60.75	738.66	949.65	609.36	809.98	612.30	812.38
67.50	743.36	954.85	611.22	815.15	614.13	817.55
74.25	743.42	954.91	611.30	815.22	614.20	817.62
81.00	736.90	944.53	600.98	808.62	603.88	810.99
87.75	736.98	944.59	601.05	808.68	603.94	811.06
94.50	719.53	921.31	584.36	787.72	587.23	790.06
101.25	719.59	921.38	584.42	787.79	587.30	790.12
108.00	701.75	889.43	568.19	757.15	571.05	759.75
114.75	701.82	889.49	568.24	757.22	571.12	759.12
121.50	702.74	876.61	567.99	736.67	570.91	741.00
128.25	702.81	876.67	568.06	738.74	570.98	741.07
135.00	728.72	905.60	589.68	760.46	592.70	762.86

Fuente: Elaboración propia.

5.3. Fuerzas en superestructura y subestructura

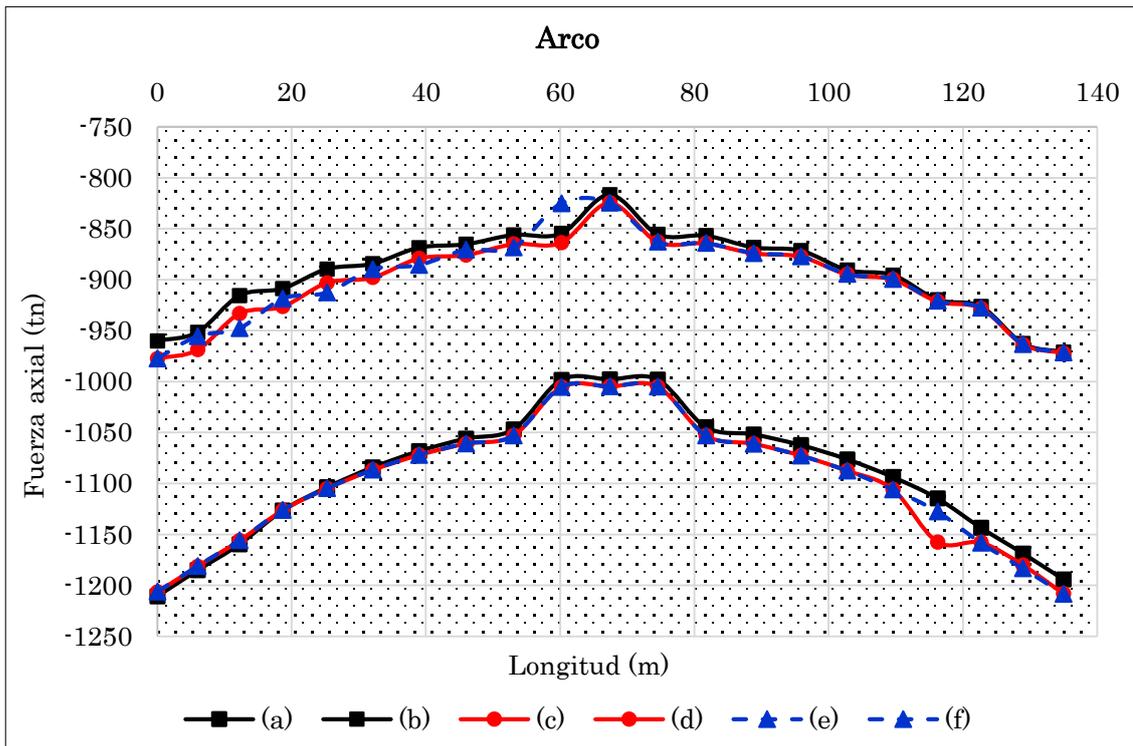


Figura 5.14: Diagrama de fuerza axial en el arco.

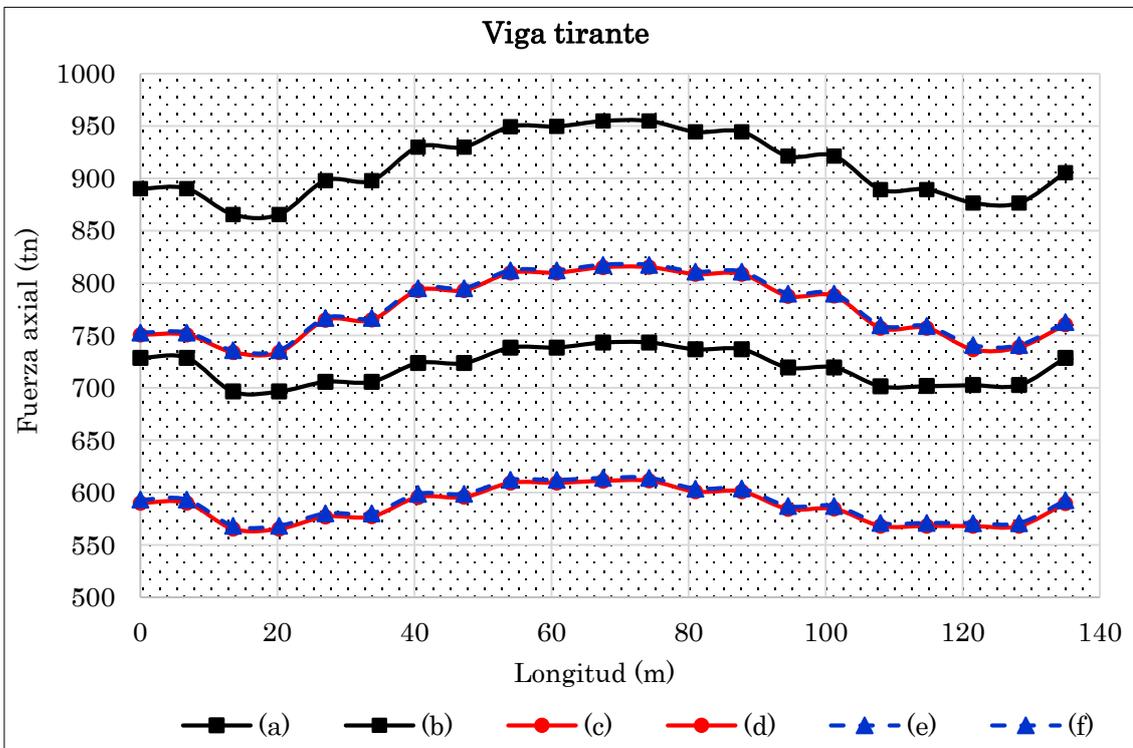


Figura 5.15: Diagrama de fuerza axial en viga tirante.

5.3. Fuerzas en superestructura y subestructura

Cuadro 5.12: Fuerza axial en el arco y viga tirante por efecto de la combinación de cargas en estado límite Evento Extremo I

Fuerza axial en arco						
Longitud	sin ISE		con ISE - Terzaghi		con ISE - Bowles	
	min. (a)	max. (b)	min. (c)	max. (d)	min. (e)	max. (f)
0.00	-1,852.58	-462.94	-1,658.23	-673.82	-1,677.24	-652.37
6.00	-1,841.96	-455.29	-1,613.88	-666.17	-1,634.02	-644.73
12.23	-1,785.27	-428.31	-1,576.97	-652.24	-1,590.39	-638.44
18.66	-1,776.68	-422.13	-1,521.18	-646.06	-1,540.36	-632.26
25.27	-1,512.12	-613.91	-1,486.07	-656.24	-1,504.29	-637.67
32.05	-1,505.69	-609.28	-1,458.03	-651.62	-1,475.08	-633.04
38.95	-1,468.99	-596.85	-1,436.71	-645.08	-1,452.47	-628.92
45.96	-1,464.81	-593.84	-1,421.61	-642.07	-1,435.92	-625.91
53.05	-1,448.94	-580.57	-1,412.27	-633.92	-1,424.92	-620.90
60.20	-1,447.07	-579.23	-1,350.38	-632.58	-1,360.71	-619.56
67.38	-1,386.09	-549.14	-1,349.68	-601.96	-1,360.01	-589.12
74.56	-1,386.56	-549.48	-1,354.30	-619.36	-1,362.64	-589.46
81.71	-1,460.58	-576.80	-1,424.85	-620.55	-1,431.37	-609.96
88.82	-1,463.39	-578.82	-1,443.78	-608.19	-1,447.41	-611.98
95.85	-1,491.71	-588.72	-1,469.11	-611.04	-1,470.35	-603.14
102.77	-1,496.80	-592.38	-1,500.79	-597.20	-1,499.82	-606.81
109.57	-1,542.65	-605.64	-1,538.05	-601.63	-1,535.30	-597.10
116.22	-1,549.97	-610.91	-1,580.23	-566.16	-1,576.02	-602.37
122.69	-1,614.96	-627.31	-1,653.43	-572.20	-1,660.48	-573.69
128.96	-1,624.38	-634.10	-1,688.19	-595.89	-1,695.15	-580.47
135.00	-1,659.99	-649.74	-1,722.66	-603.40	-1,729.48	-596.30

Fuerza axial en viga tirante						
0.00	315.51	1,411.68	318.36	1,100.21	333.11	1,091.96
6.75	315.57	1,411.76	318.42	1,100.29	333.17	1,092.04
13.50	404.48	1,261.77	42.22	1,189.15	56.76	1,180.91
20.25	404.54	1,261.86	-82.96	1,332.27	-68.26	1,323.87
27.00	300.89	1,409.26	-188.90	1,476.54	-174.14	1,468.00
33.75	300.95	1,409.34	-278.24	1,608.15	-263.58	1,599.58
40.50	94.47	1,668.72	-353.16	1,723.72	-337.98	1,715.08
47.25	94.53	1,668.80	-413.18	1,822.23	-397.45	1,813.33
54.00	-52.16	1,852.03	-456.38	1,901.31	-440.31	1,891.90
60.75	-52.12	1,852.11	-476.85	1,957.92	-463.34	1,941.18
67.50	-113.89	1,924.33	-478.98	1,988.50	-462.34	1,978.32
74.25	-113.83	1,924.41	-457.41	1,988.20	-440.99	1,977.90
81.00	-82.59	1,874.94	-416.04	1,960.78	-400.02	1,950.67
87.75	-82.53	1,875.12	-359.13	1,907.30	-343.49	1,897.56
94.50	18.41	1,730.59	-289.49	1,832.64	-274.13	1,823.25
101.25	18.47	1,730.67	-207.19	1,740.76	-192.10	1,731.60
108.00	180.20	1,516.26	-110.41	1,633.56	-110.46	1,624.64
114.75	180.36	1,516.35	-113.86	1,512.26	-140.36	1,518.48
121.50	389.55	1,294.88	-139.98	1,497.39	-165.89	1,530.04
128.25	389.61	1,294.97	-166.32	1,522.55	-192.02	1,554.71
135.00	466.78	1,276.45	-166.32	1,594.77	-191.96	1,626.93

Fuente: Elaboración propia.

5.3. Fuerzas en superestructura y subestructura

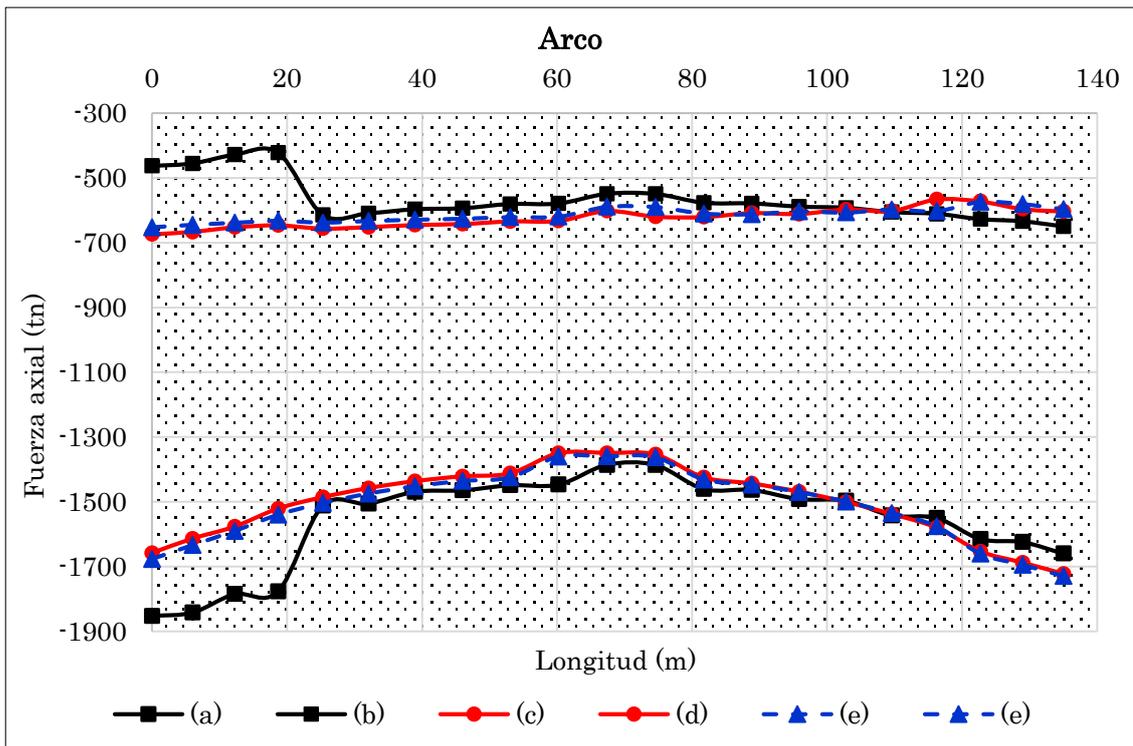


Figura 5.16: Diagrama de fuerza axial en el arco.

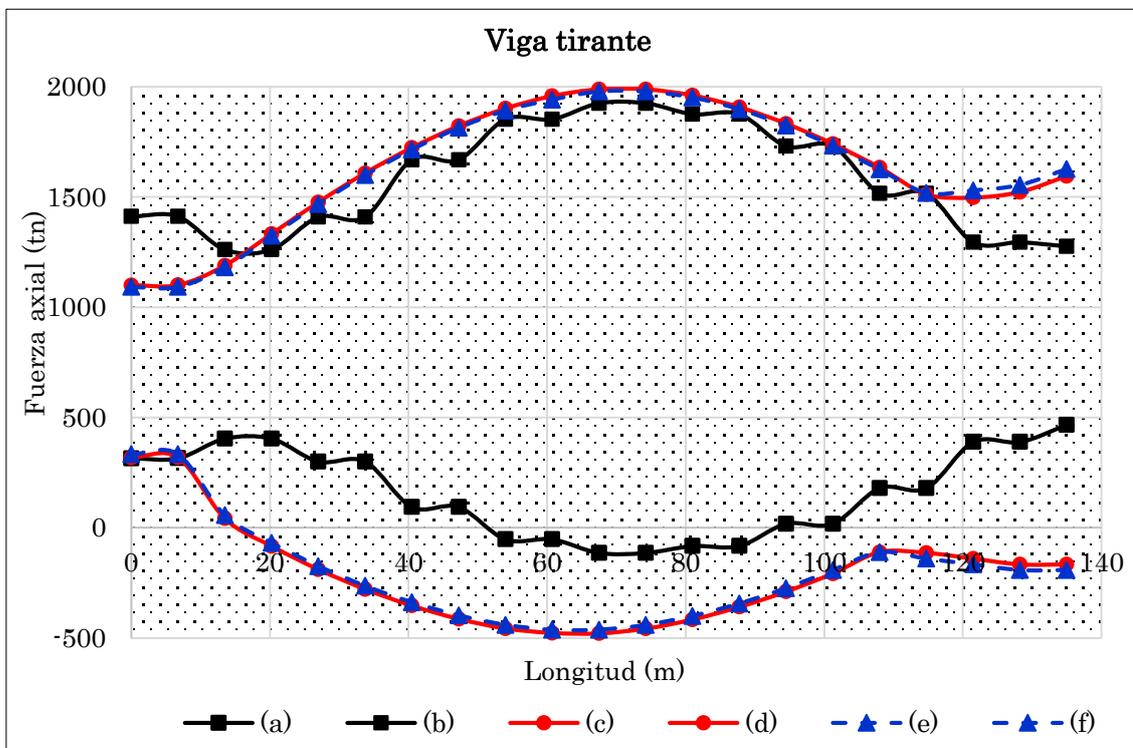


Figura 5.17: Diagrama de fuerza axial en viga tirante.

5.3. Fuerzas en superestructura y subestructura

Cuadro 5.13: Momentos M3-3 en el arco y viga tirante por efecto de la combinación de cargas en estado límite de servicio I

Momentos M3-3 en arco						
Longitud	sin ISE		con ISE - Terzaghi		con ISE - Bowles	
	min. (a)	max. (b)	min. (c)	max. (d)	min. (e)	max. (f)
0.00	-429.85	-340.73	-351.86	-260.35	-353.18	-262.11
6.00	-548.01	-170.81	-492.18	-119.62	-493.04	-120.83
12.23	-562.98	20.12	-522.75	52.25	-523.28	51.41
18.66	-515.43	180.21	-490.13	197.98	-495.79	197.46
25.27	-438.18	305.41	-426.16	311.66	-426.25	311.42
32.05	-338.87	399.18	-340.19	398.22	-340.19	398.31
38.95	-228.65	462.18	-240.51	454.79	-243.28	455.03
45.96	-118.83	498.38	-135.03	484.01	-136.37	484.37
53.05	-9.32	509.62	-32.79	490.03	-32.38	490.47
60.20	78.22	507.62	53.19	484.78	53.65	485.27
67.38	131.48	501.87	108.20	476.21	108.49	476.71
74.56	77.37	511.35	55.01	485.85	55.46	482.84
81.71	-8.74	515.25	-29.40	492.39	-28.92	492.74
88.82	-115.12	505.60	-130.32	487.39	-129.93	487.63
95.85	-225.91	470.54	-234.79	458.87	-234.52	458.97
102.77	-333.36	405.84	-333.95	402.61	-333.50	402.53
109.57	-428.23	307.12	-421.97	317.89	-422.27	317.82
116.22	-505.27	108.06	-487.09	203.79	-487.66	203.48
122.69	-554.40	18.57	-521.69	56.81	-522.53	56.20
128.96	-545.38	-171.80	-493.39	-117.49	-494.46	-118.55
135.00	-439.51	-337.91	-356.32	-262.93	-357.59	-263.75
Momentos M3-3 en viga tirante						
0.00	-353.42	-285.70	-308.72	-240.04	-309.45	-241.10
6.75	-367.49	-106.22	-327.92	-70.37	-328.53	-71.23
13.50	-375.15	33.68	-348.04	56.48	-347.87	55.89
20.25	-355.30	145.67	-337.94	158.42	-337.84	158.06
27.00	-306.39	236.26	-297.61	240.99	-297.67	240.90
33.75	-239.73	304.09	-239.14	304.83	-239.16	304.87
40.50	-163.09	351.27	-170.99	346.21	-170.89	346.36
47.25	-84.96	377.76	-97.42	367.66	-97.23	367.89
54.00	-8.73	386.11	-24.28	372.45	-24.02	372.73
60.75	55.79	386.79	38.88	370.85	39.20	371.17
67.50	88.67	385.41	71.43	368.57	71.77	368.90
74.25	51.27	388.46	39.92	371.46	36.03	370.93
81.00	-8.40	389.18	-21.65	373.93	-21.32	371.38
87.75	-83.79	382.17	-93.86	369.90	-93.60	370.07
94.50	-161.17	356.38	-166.78	348.90	-168.60	348.98
101.25	-234.79	309.33	-235.40	307.69	-235.47	307.63
108.00	-299.23	238.18	-294.70	244.96	-294.92	244.90
114.75	-348.30	145.42	-335.51	162.08	-335.90	161.86
121.50	-370.27	32.32	-347.14	59.31	-347.54	58.87
128.25	-365.67	-107.65	-329.04	-69.19	-329.81	-69.91
135.00	-357.37	-282.95	-329.04	-240.14	-312.40	-241.18

Fuente: Elaboración propia.

5.3. Fuerzas en superestructura y subestructura

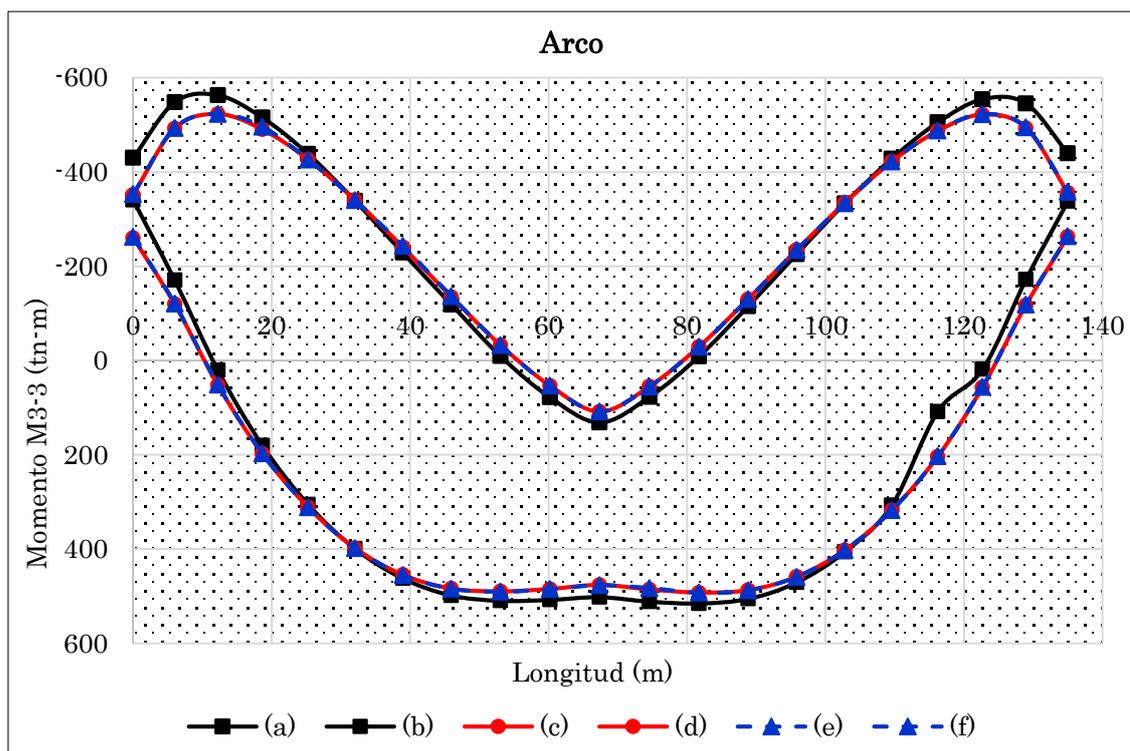


Figura 5.18: Diagrama de momento flexionante M3-3 en el arco.

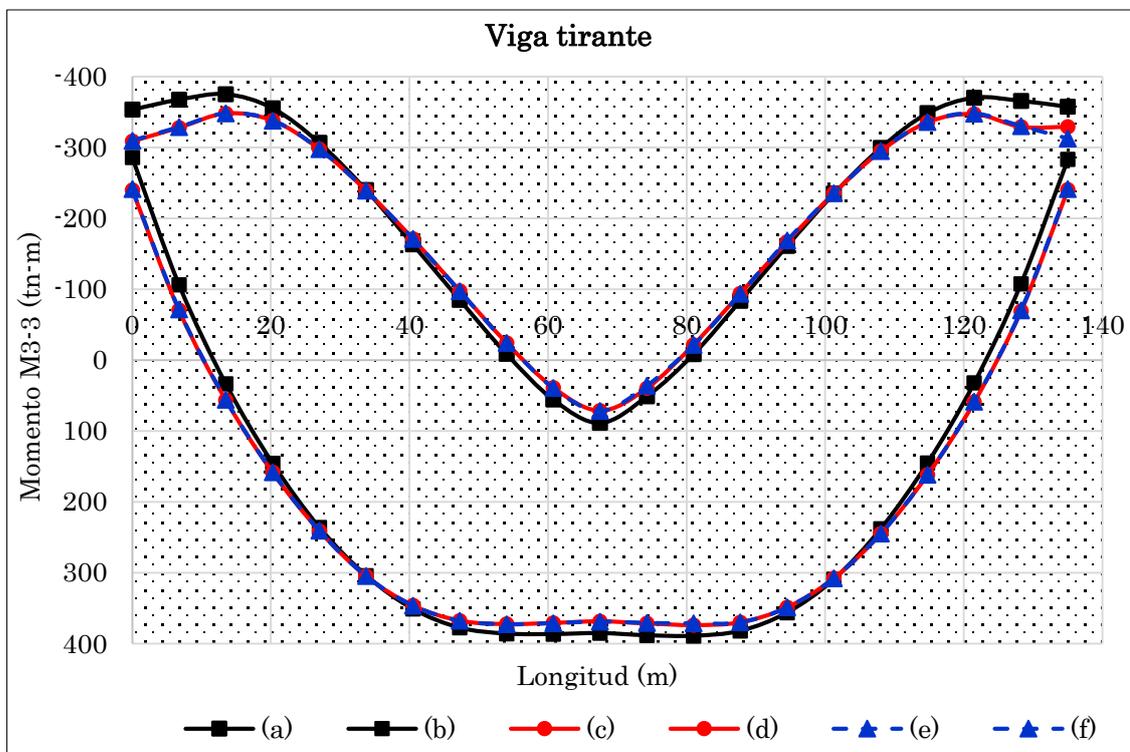


Figura 5.19: Diagrama de momento flexionante M3-3 en la viga tirante.

5.3. Fuerzas en superestructura y subestructura

Cuadro 5.14: Momentos M3-3 en el arco y viga tirante por efecto de la combinación de cargas en estado límite de evento extremo I

Momentos M3-3 en arco						
Longitud	sin ISE		con ISE - Terzaghi		con ISE - Bowles	
	min. (a)	max. (b)	min. (c)	max. (d)	min. (e)	max. (f)
0.00	-795.27	-27.65	-514.67	-132.76	-508.25	-142.85
6.00	-782.15	9.55	-806.49	155.43	-800.78	144.26
12.23	-842.28	254.80	-972.97	465.58	-964.87	455.84
18.66	-832.07	468.09	-1,029.16	704.54	-1,015.26	699.42
25.27	-762.67	615.36	-968.32	842.92	-968.02	842.23
32.05	-628.96	688.51	-817.62	875.82	-818.51	876.80
38.95	-473.91	718.92	-617.81	836.56	-616.47	835.70
45.96	-321.59	725.26	-413.56	781.76	-408.70	777.64
53.05	-215.79	746.77	-313.47	795.26	-311.60	794.40
60.20	-160.46	781.61	-321.00	888.21	-324.92	893.25
67.38	-120.25	789.58	-339.50	954.51	-344.71	960.86
74.56	-154.33	778.82	-402.10	974.82	-404.00	977.80
81.71	-207.92	745.59	-424.03	916.26	-419.62	912.79
88.82	-322.84	732.94	-438.63	815.97	-429.63	807.65
95.85	-474.34	731.27	-518.40	752.86	-515.52	750.39
102.77	-624.25	696.73	-688.28	757.01	-694.62	758.12
109.57	-754.16	619.54	-872.04	757.09	-880.26	764.93
116.22	-823.30	470.09	-973.40	658.27	-977.61	661.45
122.69	-838.20	258.26	-933.18	431.94	-931.06	428.10
128.96	-779.14	8.37	-784.55	131.60	-783.96	128.47
135.00	-613.81	-216.25	-822.40	168.58	-838.79	181.30
Momentos M3-3 en viga tirante						
0.00	-554.50	-126.90	-419.52	-161.88	-424.07	-159.94
6.75	-527.76	17.81	-547.68	121.43	-541.10	113.12
13.50	-564.26	192.42	-659.91	344.80	-654.21	337.94
20.25	-572.12	341.65	-706.73	514.00	-703.89	510.48
27.00	-531.86	449.12	-666.28	616.58	-666.04	616.19
33.75	-443.82	504.44	-567.34	644.66	-568.04	645.47
40.50	-336.97	529.53	-430.56	604.13	-429.78	603.65
47.25	-229.87	535.66	-286.76	581.32	-288.42	578.29
54.00	-154.38	552.92	-222.12	585.62	-221.16	584.64
60.75	-116.97	580.72	-234.67	659.06	-221.96	653.17
67.50	-90.71	590.25	-238.74	700.52	-242.51	705.08
74.25	-113.25	577.07	-294.18	726.43	-295.70	728.71
81.00	-148.86	550.86	-307.66	683.20	-304.58	680.79
87.75	-227.77	541.07	-313.75	608.81	-307.03	602.60
94.50	-335.96	538.99	-365.85	555.06	-367.83	552.37
101.25	-438.92	511.28	-488.44	551.34	-493.56	556.47
108.00	-524.43	453.25	-612.95	540.06	-618.94	545.06
114.75	-563.98	344.37	-667.51	464.67	-670.41	466.48
121.50	-562.57	195.36	-617.63	306.22	-615.92	303.30
128.25	-523.87	14.56	-531.30	105.24	-531.78	103.92
135.00	-523.87	-188.40	-579.97	4.58	-591.68	4.97

Fuente: Elaboración propia.

5.3. Fuerzas en superestructura y subestructura

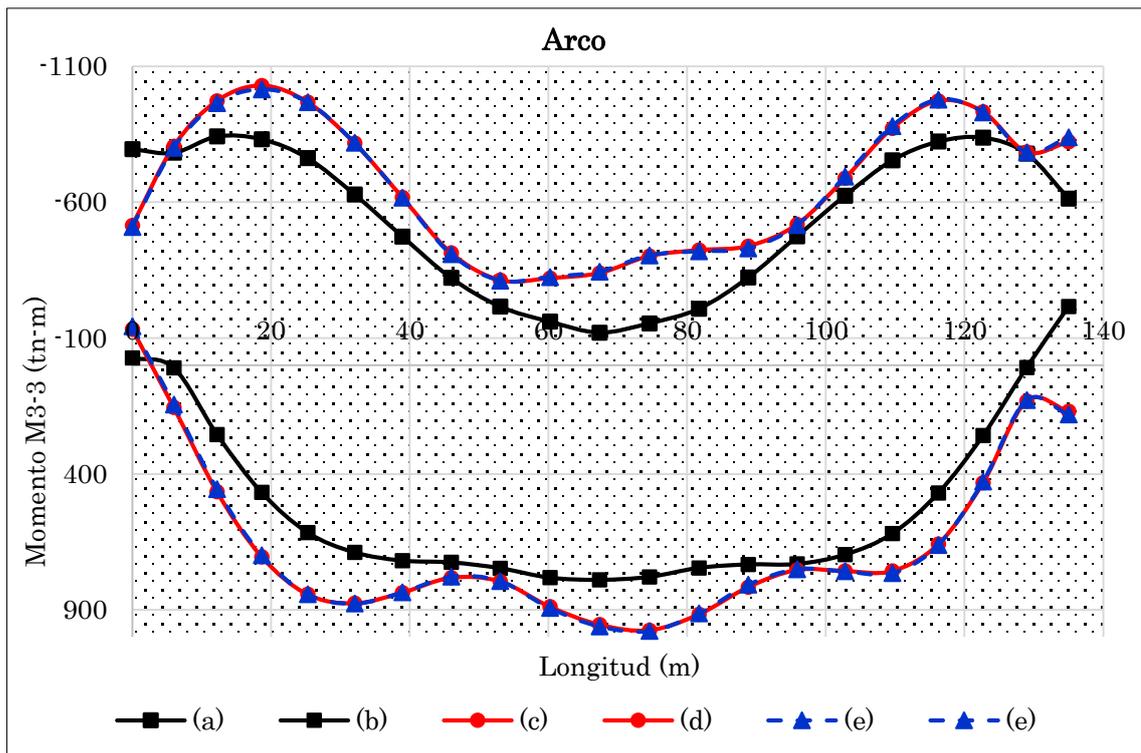


Figura 5.20: Diagrama de momento flexionante M3-3 en el arco.

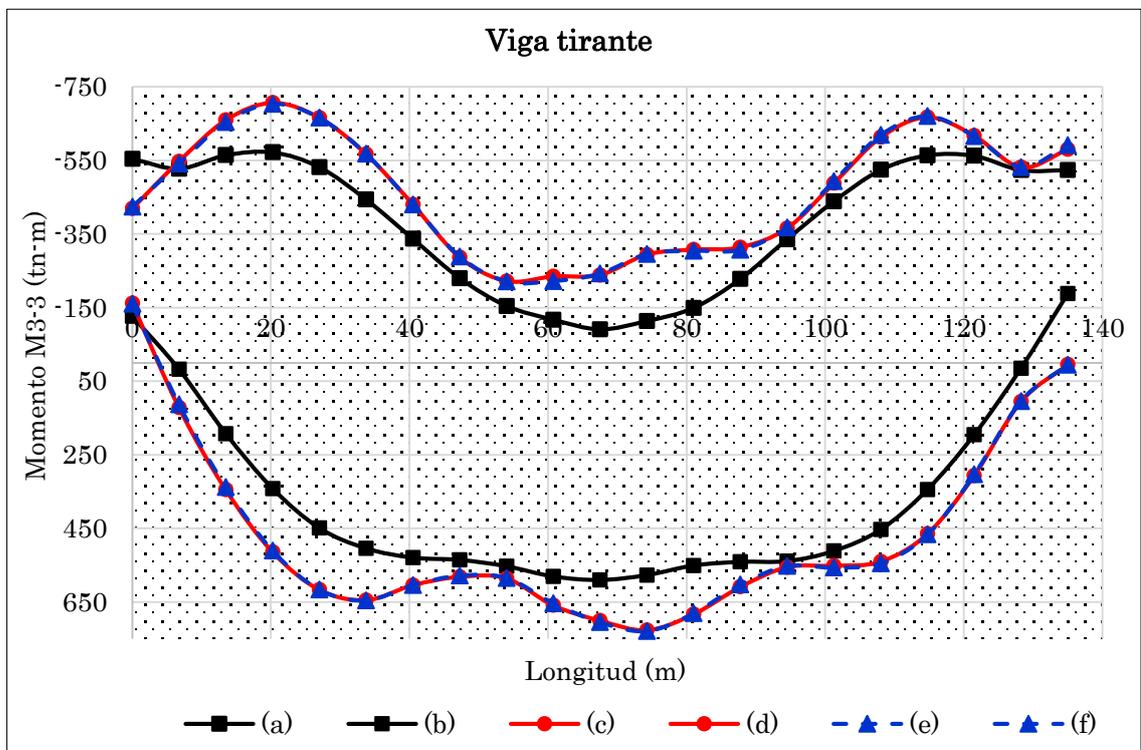


Figura 5.21: Diagrama de momento flexionante M3-3 en la viga tirante.

5.3.2. Fuerzas en subestructura

Las fuerzas máximas absolutas en pilotes son extraídas a nivel de la base del cabezal, los cuadros 5.15 y 5.16 muestran estas fuerzas teniendo en cuenta la metodología de interacción suelo-estructura ISE propuesto K. Terzaghi, y J. Bowles, para los estados límites de Servicio I y Evento Extremo I.

Las figuras 5.22 a 5.29 representan el diagrama de momentos flectores $M3-3$ en cada pilote de ambos estribos, considerando la interacción suelo-estructura ISE propuesto por K. Terzaghi y J. Bowles, para los estados límites de Servicio I y Evento Extremo I.

Cuadro 5.15: Fuerzas máximas absolutas en pilotes - Servicio I

Fuerzas en pilotes del estribo izquierdo							
Modelo	Tipo de fuerza	$P_i - 1$	$P_i - 2$	$P_i - 3$	$P_i - 4$	$P_i - 5$	$P_i - 6$
K. Terzaghi	Axial tn	635.69	485.64	609.59	472.52	627.91	481.54
	M3-3 $tn - m$	132.99	142.04	120.48	137.81	134.61	143.64
	M2-2 $tn - m$	35.94	14.20	12.89	7.90	35.60	14.07
	Mt $tn - m$	–	–	–	–	–	–
	Corte tn	28.15	30.30	24.31	28.31	28.19	30.33
J. Bowles	Axial tn	623.51	494.41	600.27	482.22	615.88	490.17
	M3-3 $tn - m$	138.90	138.90	125.78	145.28	140.85	151.44
	M2-2 $tn - m$	40.34	16.89	15.43	9.88	39.7	16.74
	Mt $tn - m$	–	–	–	–	–	–
	Corte tn	32.65	35.63	27.69	33.05	32.65	35.66
Fuerzas en pilotes del estribo derecho							
Modelo	Tipo de fuerza	$P_d - 1$	$P_d - 2$	$P_d - 3$	$P_d - 4$	$P_d - 5$	$P_d - 6$
K. Terzaghi	Axial tn	382.79	713.72	364.95	585.62	377.98	704.89
	M3-3 $tn - m$	53.84	36.34	45.98	20.89	53.46	35.68
	M2-2 $tn - m$	10.64	35.54	5.08	4.33	10.62	35.06
	Mt $tn - m$	1.33	1.40	1.29	1.21	1.31	1.15
	Corte tn	17.29	11.20	11.90	6.23	16.78	11.31
J. Bowles	Axial tn	387.86	707.98	370.89	581.37	382.99	699.24
	M3-3 $tn - m$	55.02	35.62	46.93	18.90	54.84	35.16
	M2-2 $tn - m$	11.21	39.38	5.23	11.21	11.19	38.84
	Mt $tn - m$	0.97	1.07	0.95	0.90	0.98	1.07
	Corte tn	21.96	13.75	16.87	5.86	21.35	13.03

Fuente: Elaboración propia.

5.3. Fuerzas en superestructura y subestructura

Cuadro 5.16: Fuerzas máximas absolutas en pilotes - Evento Extremo I

Fuerzas en pilotes del estribo izquierdo							
Modelo	Tipo de fuerza	$P_i - 1$	$P_i - 2$	$P_i - 3$	$P_i - 4$	$P_i - 5$	$P_i - 6$
K. Terzaghi	Axial tn	1,167.56	907.00	1,120.60	892.51	1,167.63	906.92
	M3-3 $tn - m$	541.32	499.92	501.11	485.93	541.30	499.87
	M2-2 $tn - m$	142.84	82.68	106.90	77.29	142.92	82.67
	Mt $tn - m$	–	–	–	–	–	–
	Corte tn	83.27	75.11	75.02	72.12	83.26	75.05
J. Bowles	Axial tn	1,098.78	858.40	1,058.47	843.28	1,098.84	858.33
	M3-3 $tn - m$	562.45	523.98	521.32	509.66	562.45	523.92
	M2-2 $tn - m$	179.05	104.10	141.08	97.69	179.08	101.94
	Mt $tn - m$	–	–	–	–	–	–
	Corte tn	98.53	90.36	89.63	87.17	98.52	90.34
Fuerzas en pilotes del estribo derecho							
Modelo	Tipo de fuerza	$P_d - 1$	$P_d - 2$	$P_d - 3$	$P_d - 4$	$P_d - 5$	$P_d - 6$
K. Terzaghi	Axial tn	2,173.33	2,785.03	2,091.70	2,083.25	2,171.92	2,784.97
	M3-3 $tn - m$	269.81	258.47	287.49	234.16	269.67	258.50
	M2-2 $tn - m$	114.52	187.63	120.30	25.38	114.39	167.74
	Mt $tn - m$	18.50	18.13	17.97	17.05	18.48	18.11
	Corte tn	227.23	159.15	230.50	201.66	227.13	159.07
J. Bowles	Axial tn	2,172.22	2,759.89	2,089.81	2,059.89	2,170.13	2,759.84
	M3-3 $tn - m$	201.58	175.40	220.66	54.60	201.42	175.43
	M2-2 $tn - m$	102.43	209.98	109.29	38.10	102.29	210.06
	Mt $tn - m$	13.80	13.69	13.45	12.83	13.84	13.67
	Corte tn	285.39	185.28	289.29	215.82	285.25	185.17

Fuente: Elaboración propia.

5.3. Fuerzas en superestructura y subestructura

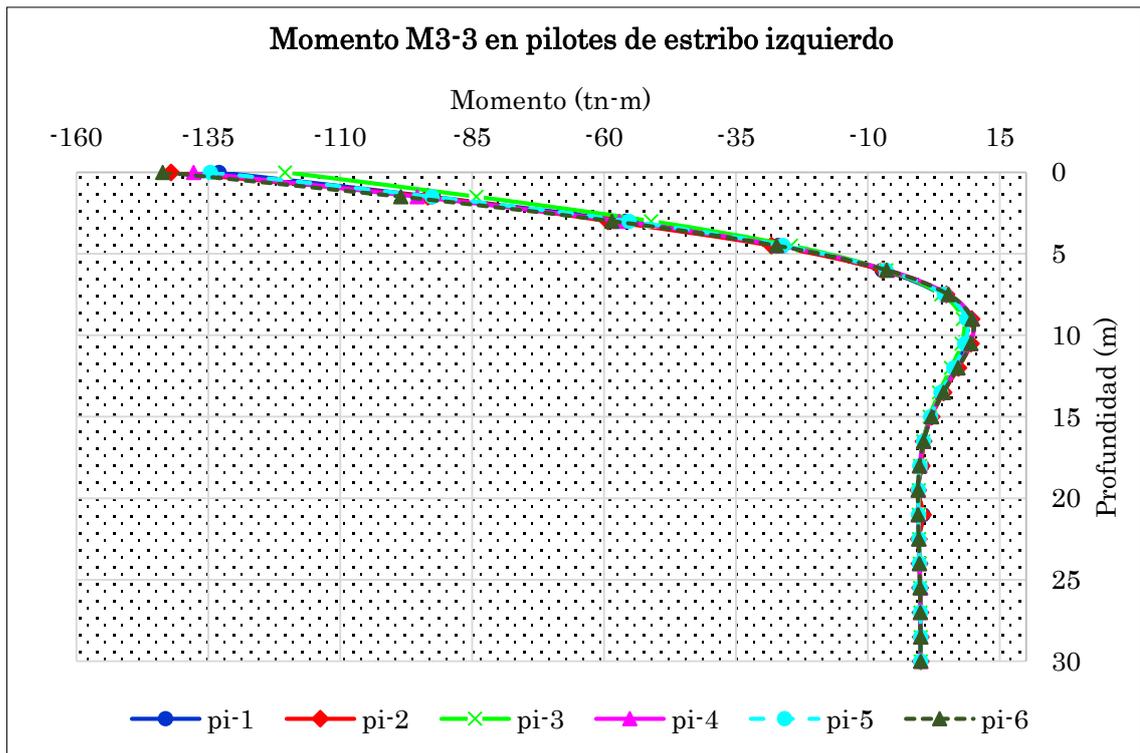


Figura 5.22: DMF por combinación de cargas Servicio I - K. Terzaghi.

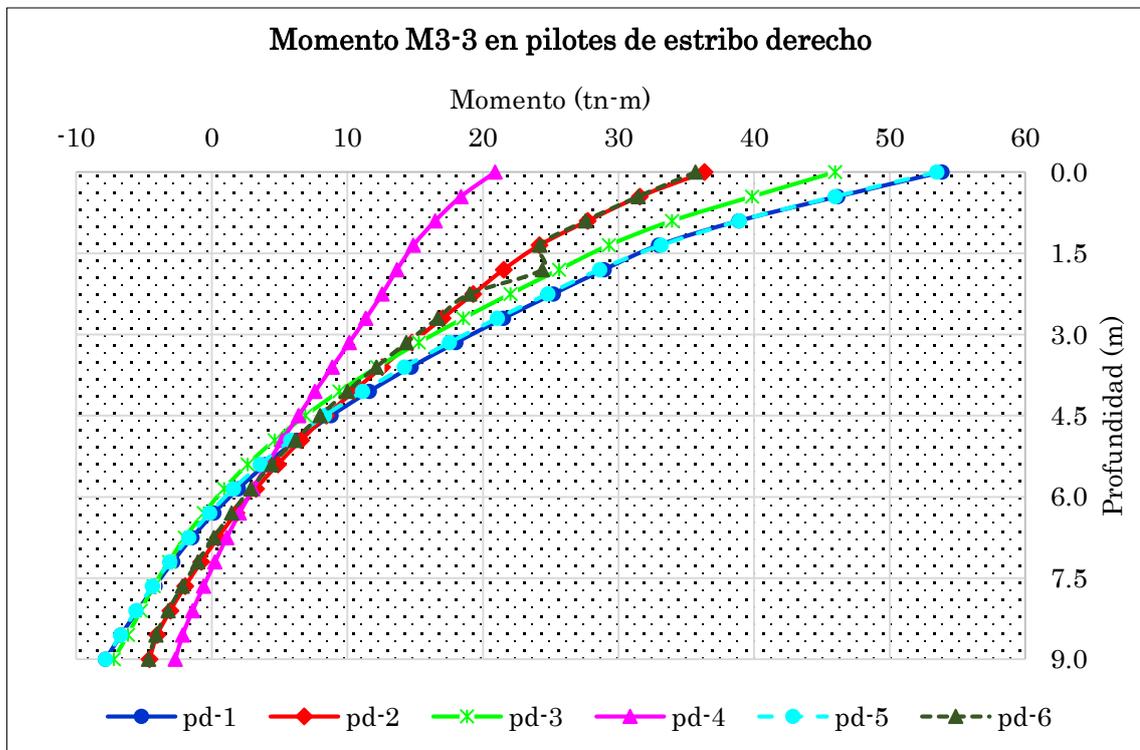


Figura 5.23: DMF por combinación de cargas Servicio I - K. Terzaghi.

5.3. Fuerzas en superestructura y subestructura

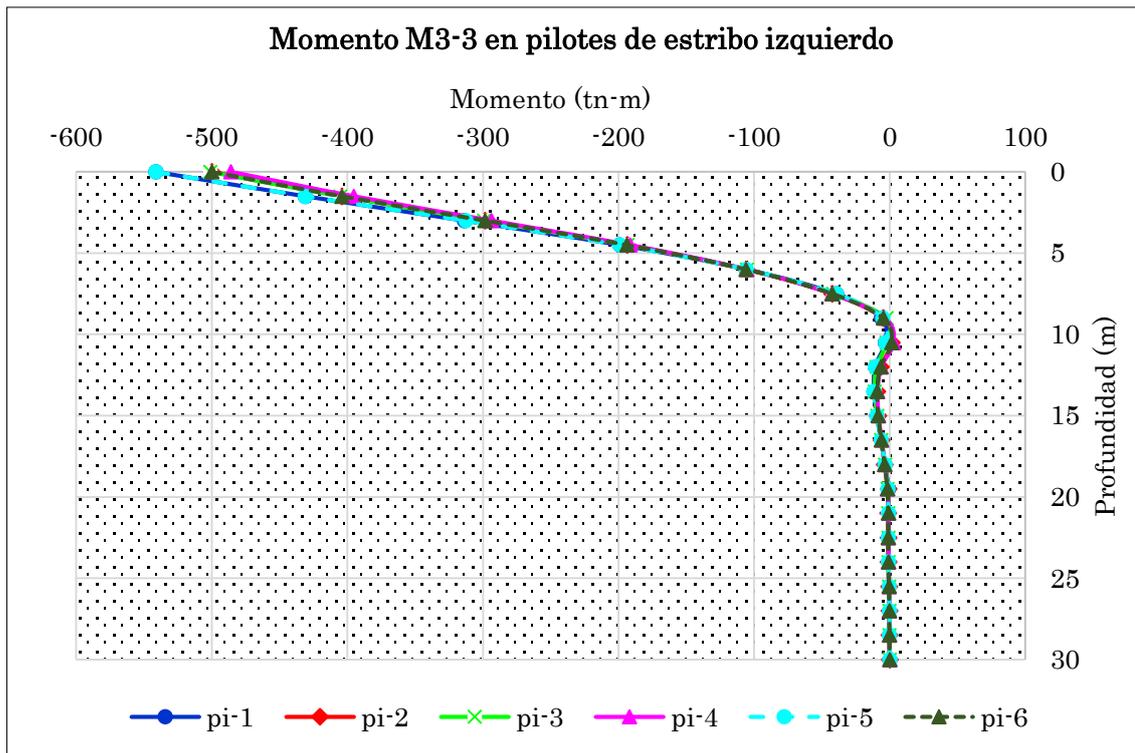


Figura 5.24: DMF por combinación de cargas Evento Extremo I - K. Terzaghi.

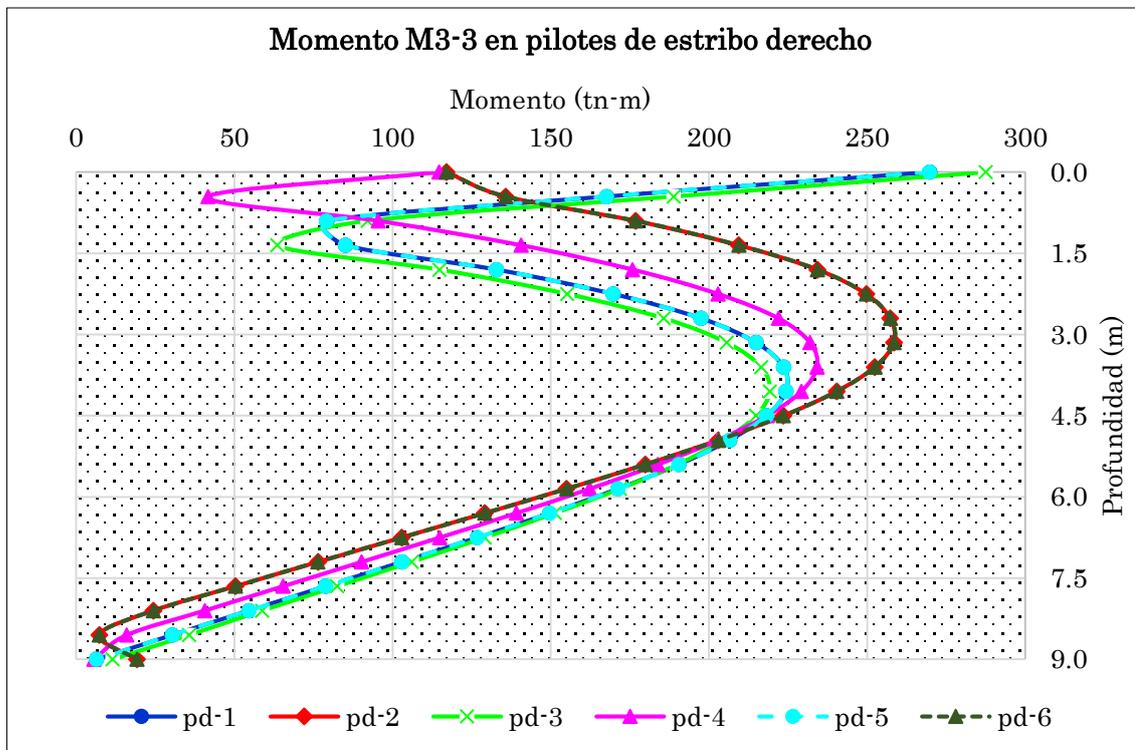


Figura 5.25: DMF por combinación de cargas Evento Extremo I - K. Terzaghi.

5.3. Fuerzas en superestructura y subestructura

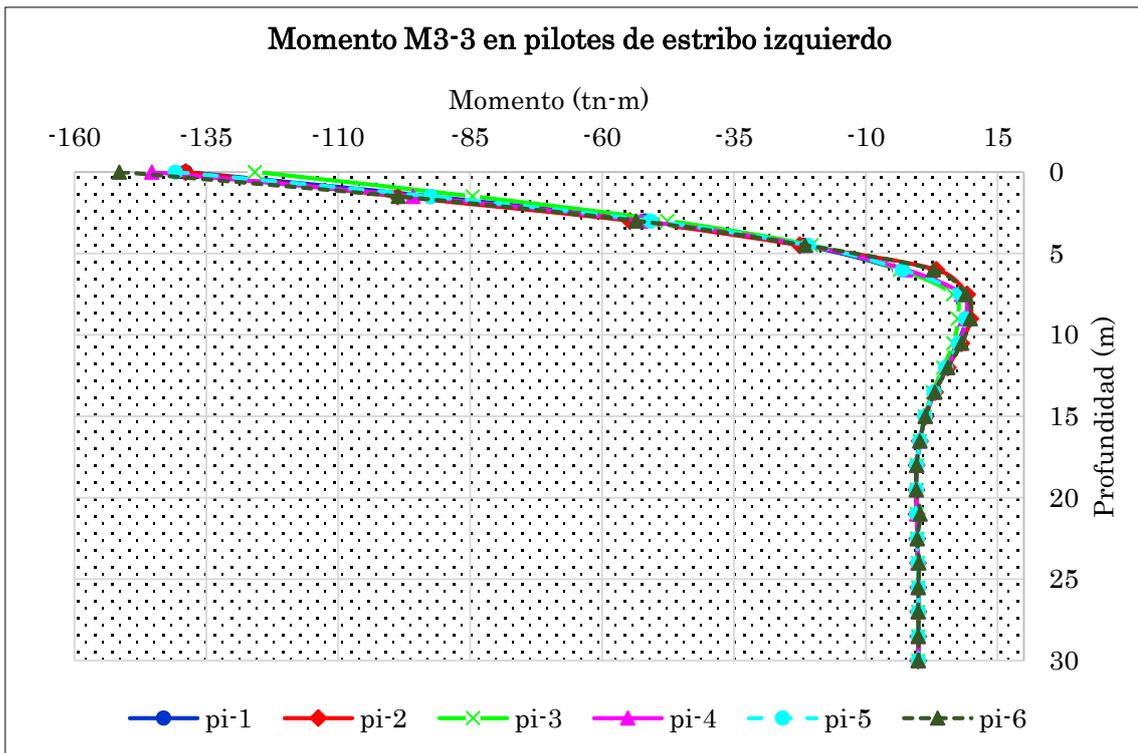


Figura 5.26: DMF por combinación de cargas Servicio I - J. Bowles.

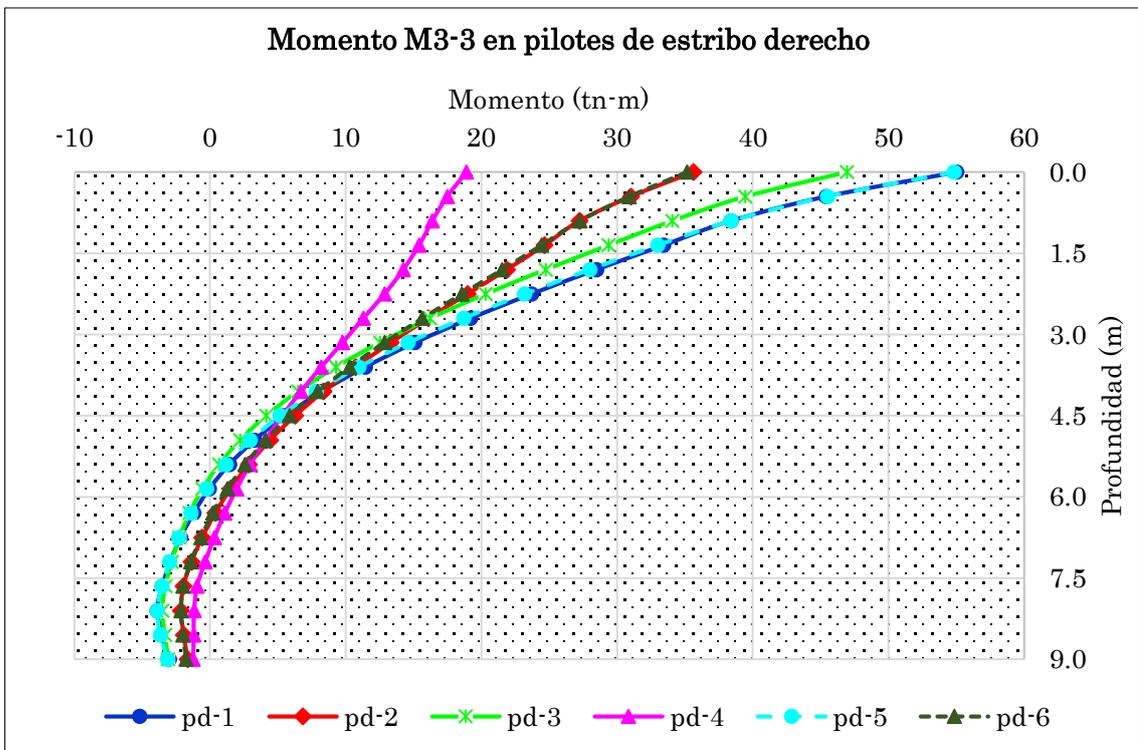


Figura 5.27: DMF por combinación de cargas Servicio I - J. Bowles.

5.3. Fuerzas en superestructura y subestructura

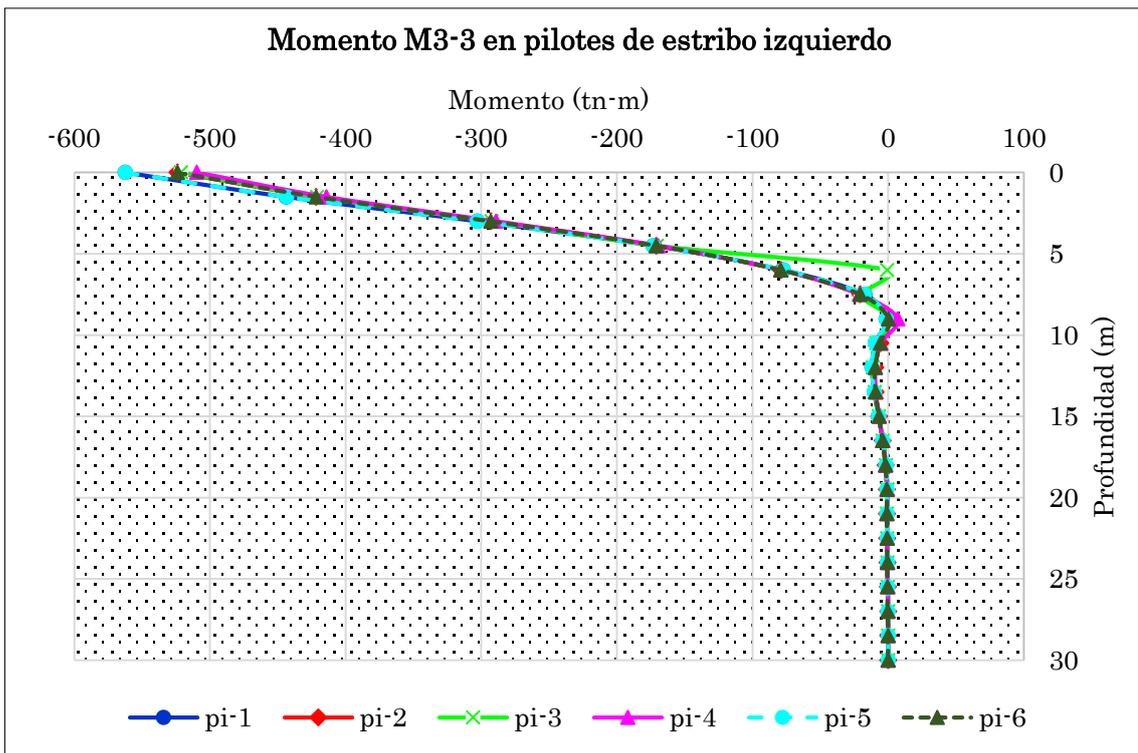


Figura 5.28: DMF por combinación de cargas Evento Extremo I - J. Bowles.

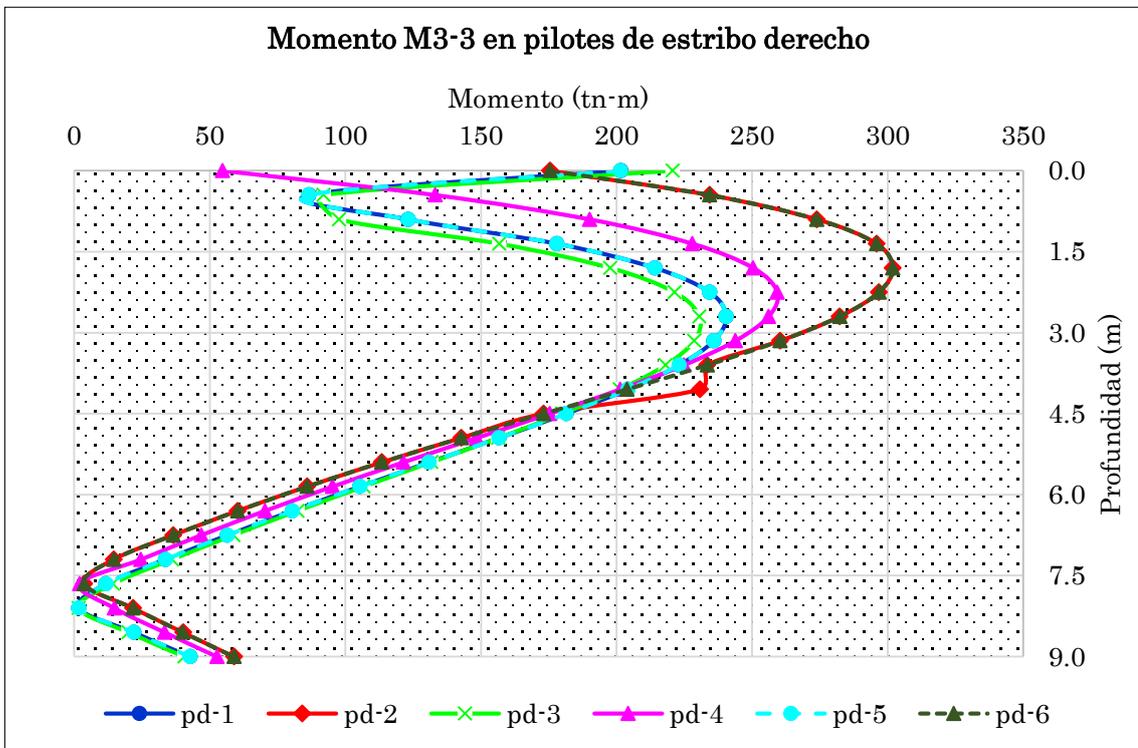


Figura 5.29: DMF por combinación de cargas Evento Extremo I - J. Bowles.

5.4. Resultados de Plaxis 3D Foundation

5.4.1. Pilotes en estribo izquierdo

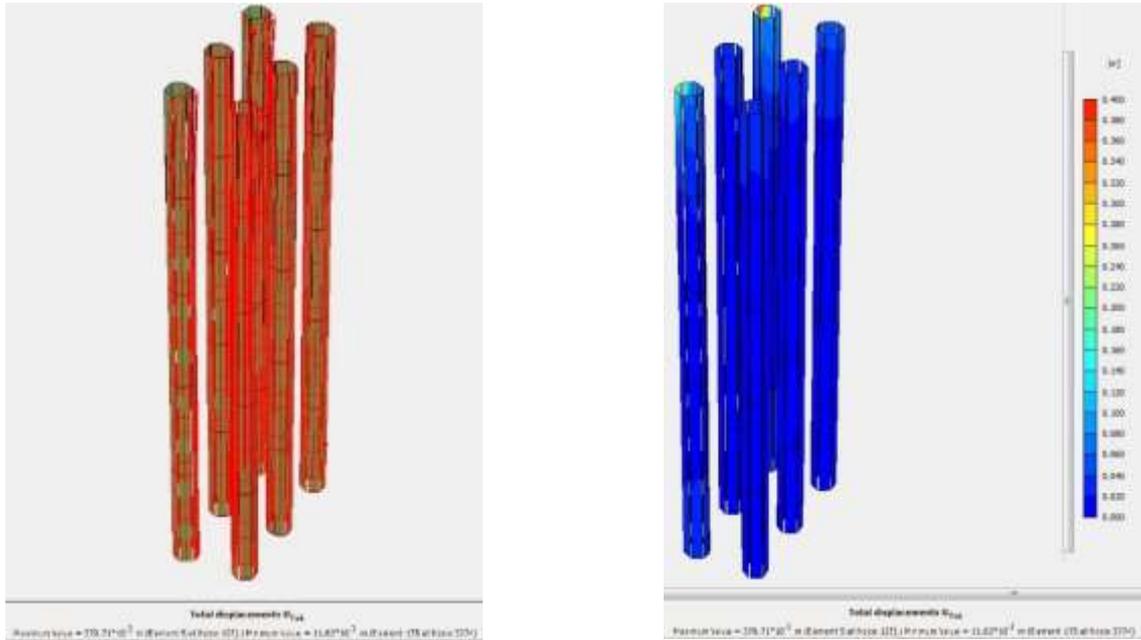


Figura 5.30: Deformaciones de pilotes como elemento shell.



Figura 5.31: Deformaciones de pilotes a lo largo del eje: figura izquierda deformación en "x", derecha deformación en "y".

5.4. Resultados de Plaxis 3D Foundation

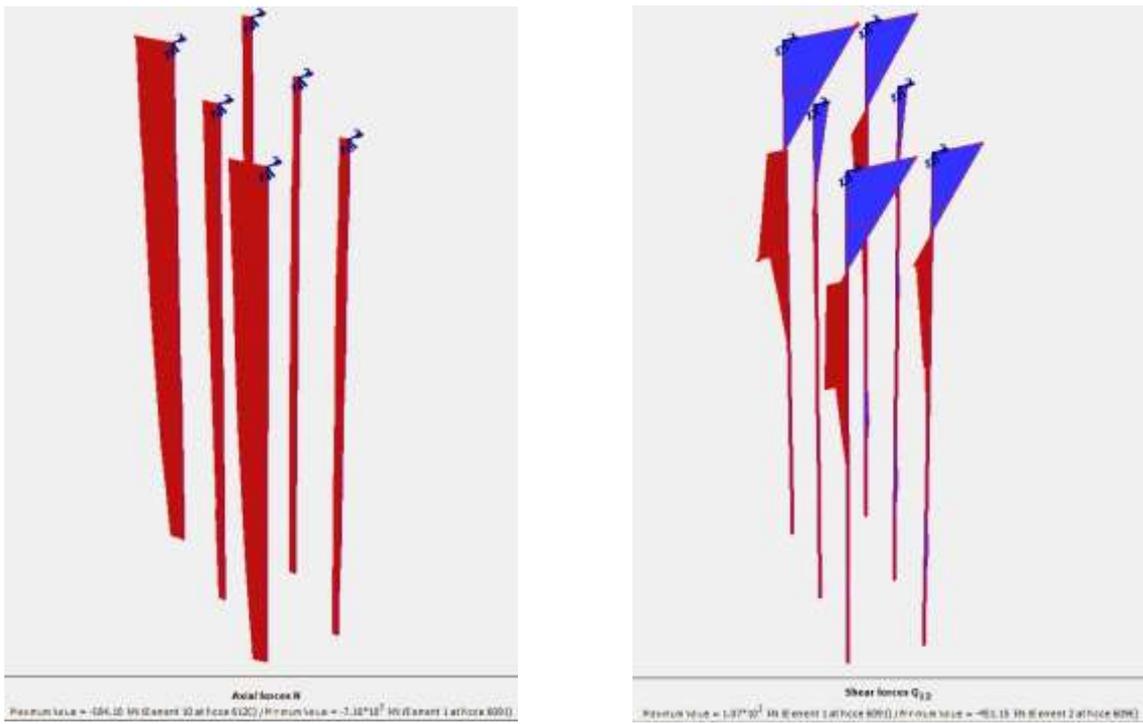


Figura 5.32: Figura izquierda son las fuerzas axiales, figura derecha las fuerzas cortantes en cada pilote.

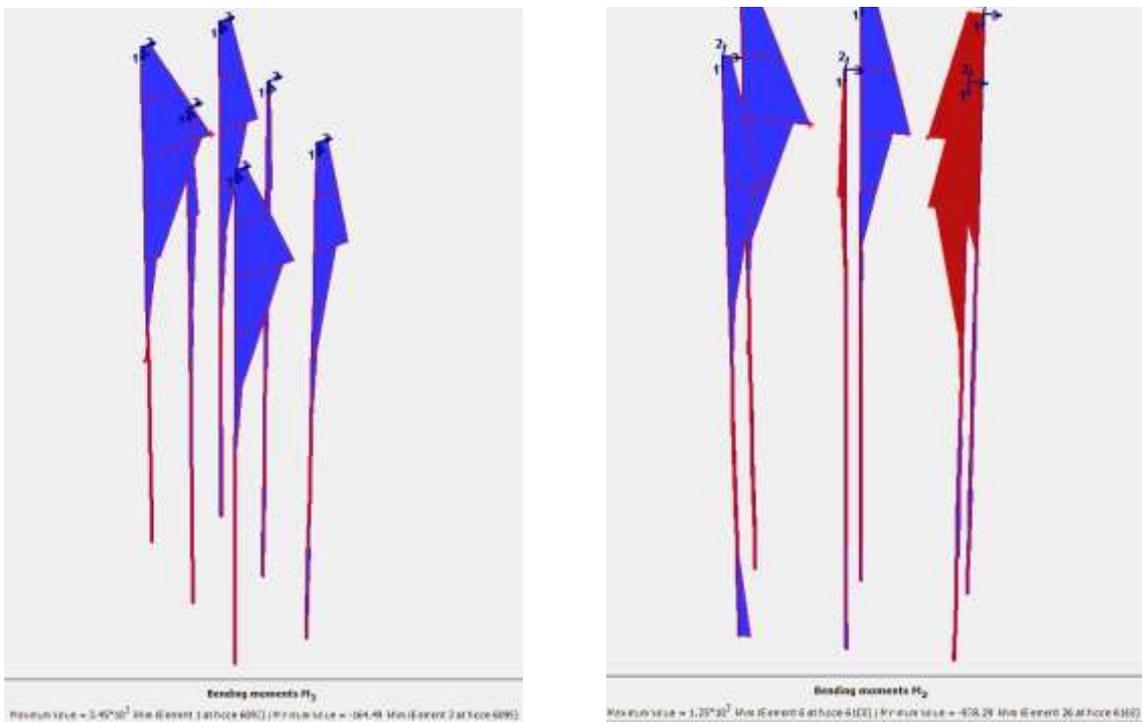


Figura 5.33: Figura izquierda son los momentos $M3 - 3$, figura derecha los momentos $M2 - 2$ en cada pilote.

5.4.2. Pilotes en estribo derecho

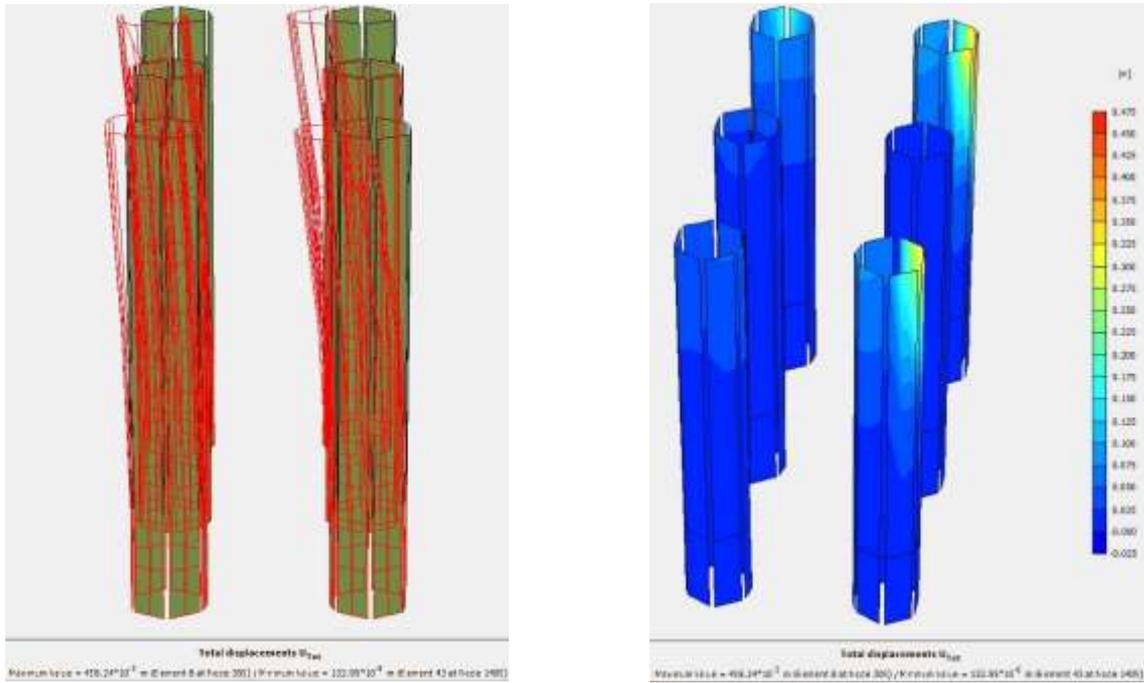


Figura 5.34: Deformaciones de pilotes como elemento shell.



Figura 5.35: Deformaciones de pilotes a lo largo del eje: figura izquierda deformación en "x", derecho deformación en "y".

5.4. Resultados de Plaxis 3D Foundation

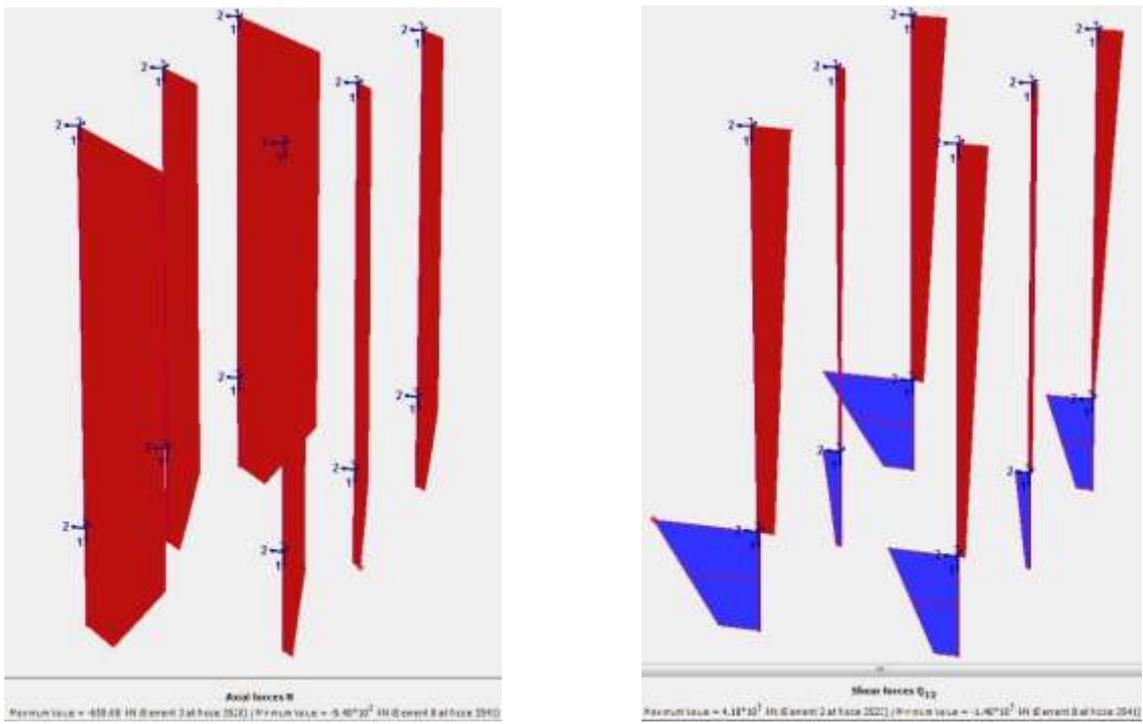


Figura 5.36: Figura izquierda son las fuerzas axiales, figura derecha las fuerzas cortantes en cada pilote.

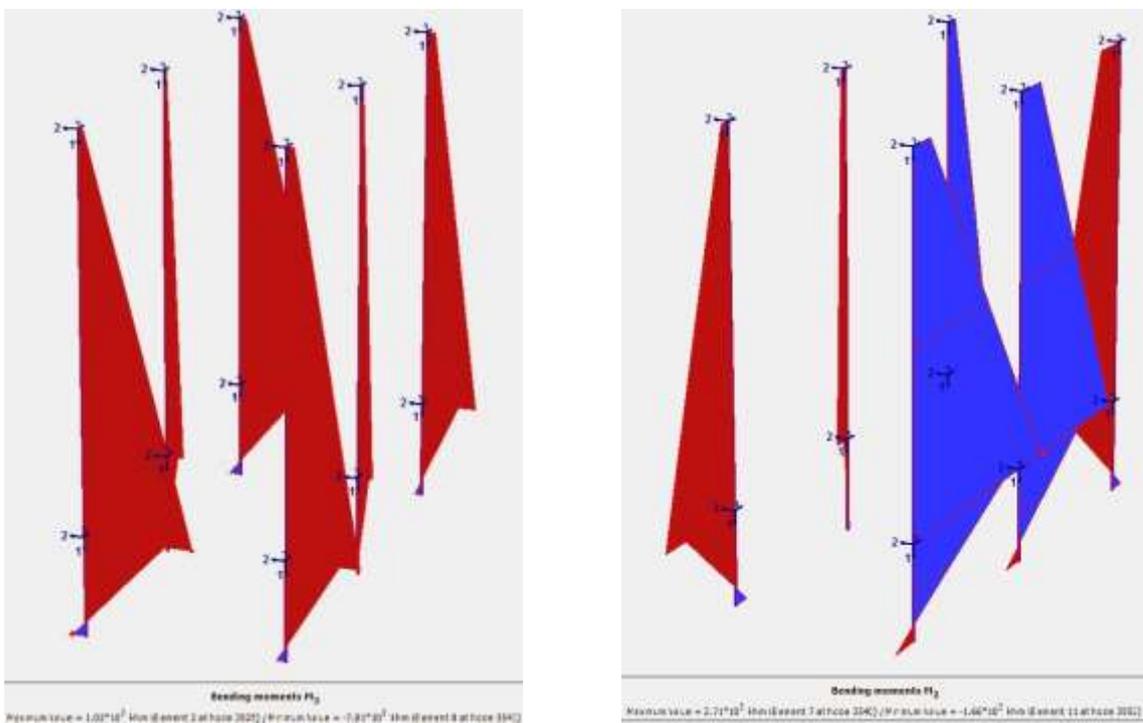


Figura 5.37: Figura izquierda son los momentos M_{3-3} , figura derecha los momentos M_{2-2} en cada pilote.

Capítulo 6

Análisis y discusión de resultados

En este capítulo se realizará una evaluación de los principales resultados obtenidos en la presente investigación.

6.1. Evaluación de controles en el análisis y diseño

6.1.1. Control de la deflexión vertical y contraflecha

El AASHTO LRFD 2,012 [21] en su artículo 2.5.2.6.2 detalla los criterios de deflexión, en esta investigación adoptamos para cargas vehiculares y/o peatonales como límite $\delta_{max} = \frac{l}{1,000} = \frac{135,000}{1,000} = 135mm$.

Cuadro 6.1: Verificación de la deflexión vertical en arco según el AASHTO LRFD.

Modelo	Ubicación <i>mm</i>	$\delta_{calculado}$ <i>mm</i>	δ_{mximo} <i>mm</i>	Verificación $\delta_{m\acute{a}ximo} > \delta_{calculado}$
desacoplado - sin ISE	81.71	127.46	135.00	Ok
acoplado sin ISE y empotrado en cabezal de pilotes	88.82	107.95	135.00	Ok
acoplado con ISE - Terzaghi	45.96	134.08	135.00	Ok
acoplado con ISE - Bowles	45.96	136.67	135.00	Error

Fuente: Elaboración propia.

6.1. Evaluación de controles en el análisis y diseño

Cuadro 6.2: Verificación de la deflexión vertical en viga tirante según el AASHTO LRFD.

Modelo	Ubicación <i>mm</i>	$\delta_{calculado}$ <i>mm</i>	$\delta_{máximo}$ <i>mm</i>	Verificación $\delta_{máximo} > \delta_{calculado}$
desacoplado sin ISE	81.00	131.65	135.00	Ok
acoplado sin ISE y empotrado en cabezal de pilotes	81.00	112.79	135.00	Ok
acoplado con ISE - Terzaghi	47.25	139.13	135.00	Error
acoplado con ISE - Bowles	47.25	141.69	135.00	Error

Fuente: Elaboración propia.

El control de deflexión vertical en este tipo de puente se verificará en el arco y la viga tirante, la combinación de carga considerada para determinar dicho valor será el estado límite de Servicio I.

En el cuadro 6.1 la verificación para los tres primeros modelos es correcta, en cambio para el modelo acoplado con ISE - Bowles, resulta error debido a $\delta_{máximo} < \delta_{calculado}$.

Las deflexiones verticales de los modelos con interacción suelo-estructura toma en cuenta el asentamiento en la subestructura izquierda, por lo que la deflexión efectiva resultaría como la diferencia de la deflexión calculada y asentamiento calculado $\delta_{efectiva} = \delta_{calculado} - s_{calculado}$.

En el 6.2 sucede el mismo problema para los dos últimos modelos, entonces para corregir se realizará a través de deflexión efectiva. Las figuras 6.1 y 6.2 muestran que dichas deflexiones efectivas en el arco y viga tirante respectivamente, no superan el límite especificado en el AASHTO LRFD 2,012 [21].

La deflexión efectiva máxima en el arco para el cuarto modelo es 123.07mm ubicada a 81.71m . La deflexión efectiva máxima en la viga tirante para el tercer modelo es 127.88mm ubicada a 47.25m ; mientras para el cuarto modelo es 127.88mm ubicada a 47.25m . Como se podrá inferir la deflexión efectiva en arco y viga tirante son menores a la deflexión máxima permitida.

6.1. Evaluación de controles en el análisis y diseño

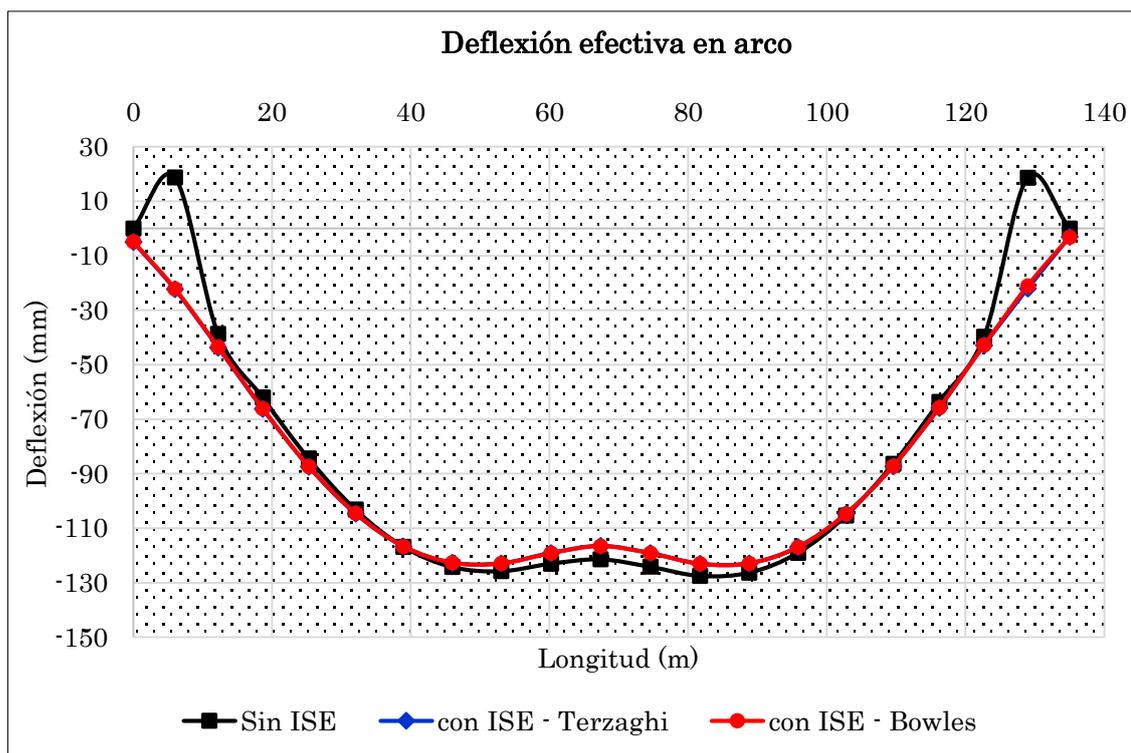


Figura 6.1: Comparación gráfica de deflexiones efectivas en el arco.

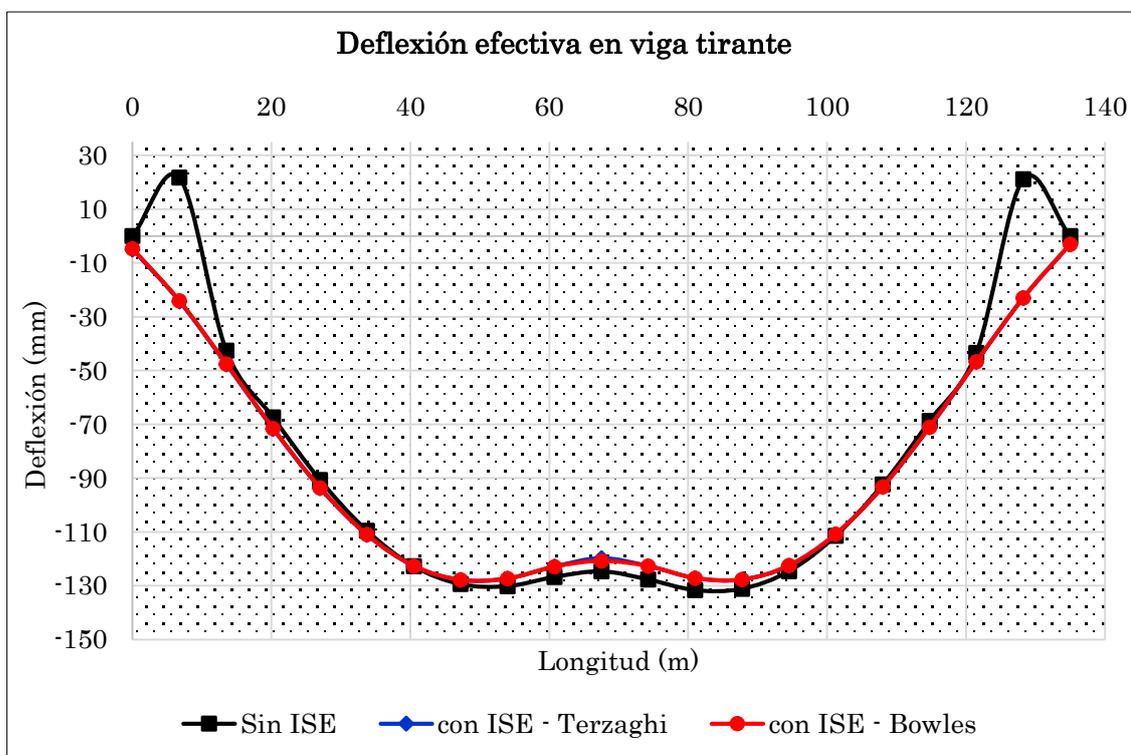


Figura 6.2: Comparación gráfica de deflexiones efectivas en la viga tirante.

6.1.2. Control de asentamiento en pilotes

El asentamiento máximo calculado en el modelo acoplado con la interacción suelo-estructura de K. Terzaghi es $s_{cal-T} = 17.32mm$, J. Bowles es $s_{cal-B} = 21.25mm$ y $s_{cal-plaxis3DFoundation} = 38.55mm$, ver el cuadro 5.3. Según el estudio de Geología y Geotécnia, el asentamiento tolerable para pilotes del estribo izquierdo es $s_{tolerable} = 48.90mm$. $s_{tolerable} > (s_{cal-T}, s_{cal-B}, s_{cal-plaxis3DFoundation})$ entonces la verificación de este parámetro es aceptable. En el estribo derecho los asentamientos verticales son diferentes a cero debido que el programa toma en cuenta la elasticidad de roca en el que está empotrada el pilote.

6.1.3. Control de capacidad de carga en pilotes

En el cuadro A.4 del estudio de Geología y Geotécnia, especifica la capacidad admisible de un pilote individual para distintas condiciones trabajo, en condiciones normales de servicio (C.N.S.) los pilotes del estribo izquierdo tiene una capacidad de carga $638.60 tn$; mientras los de derecho $904.78tn$, en condiciones de sismo (C.S.) los pilotes de estribo izquierdo tiene $746.40tn$; mientras para los de derecho $1,085.73tn$. El cuadro 6.3 ilustra las fuerzas axiales en cada pilote para la combinación de carga Servicio I, y, el cuadro 6.4 ilustran las fuerzas axiales en pilotes para la combinación de carga Evento Extremo I. Las fuerzas son extraídas a nivel de cabezal.

La verificación de la capacidad de carga en los pilotes se ha evaluado a través de las ecuaciones 6.1.1 y 6.1.2, combinación de carga Servicio I y Evento Extremo I respectivamente.

En los cuadros 6.3 y 6.4, los números que están negritas y con paréntesis es el factor de carga admisible del pilote f_{ca} . Cuando $f_{ca} > 1.00$ indica que los pilotes soportan la carga de forma adecuada; mientras $f_{ca} < 1.00$ indica que los pilotes podría presentar fallas.

$$f_{ca} = \frac{Q_{adm}}{F_{axial}} \quad (6.1.1)$$

$$f_{ca} = F.S. \frac{Q_{adm}}{F_{axial}} \quad (6.1.2)$$

Cuadro 6.3: Fuerzas axiales en pilotes por Servicio I

Fuerzas axiales en pilotes del estribo izquierdo							
Modelo	Unidad	$P_i - 1$	$P_i - 2$	$P_i - 3$	$P_i - 4$	$P_i - 5$	$P_i - 6$
K. Terzaghi	<i>tn</i>	635.69 (1.00)	485.64 (1.31)	609.59 (1.05)	472.52 (1.35)	627.91 (1.02)	481.54 (1.33)
J. Bowles	<i>tn</i>	623.51 (1.02)	494.41 (1.29)	600.27 (1.06)	482.22 (1.32)	615.88 (1.04)	490.17 (1.30)
Fuerzas axiales en pilotes del estribo derecho							
Modelo	Unidad	$P_d - 1$	$P_d - 2$	$P_d - 3$	$P_d - 4$	$P_d - 5$	$P_d - 6$
K. Terzaghi	<i>tn</i>	382.79 (2.36)	713.72 (1.27)	364.95 (2.48)	585.62 (1.54)	377.98 (2.39)	704.89 (1.28)
J. Bowles	<i>tn</i>	387.86 (2.33)	707.98 (1.28)	370.89 (2.44)	581.37 (1.56)	382.99 (2.36)	699.24 (1.29)

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 6.4: Fuerzas axiales en pilotes por Evento Extremo I

Fuerzas axiales en pilotes del estribo izquierdo							
Modelo	Unidad	$P_i - 1$	$P_i - 2$	$P_i - 3$	$P_i - 4$	$P_i - 5$	$P_i - 6$
K. Terzaghi	<i>tn</i>	1,167.56 (1.60)	907.00 (2.06)	1,120.60 (1.67)	892.51 (2.09)	1,167.63 (1.60)	906.92 (2.06)
J. Bowles	<i>tn</i>	1,098.78 (1.70)	858.40 (2.17)	1,058.47 (1.76)	843.28 (2.21)	1,098.84 (1.70)	858.33 (2.17)
Fuerzas axiales en pilotes del estribo derecho							
Modelo	Unidad	$P_d - 1$	$P_d - 2$	$P_d - 3$	$P_d - 4$	$P_d - 5$	$P_d - 6$
K. Terzaghi	<i>tn</i>	2,173.33 (1.25)	2,785.03 (0.97)	2,091.70 (1.30)	2,083.25 (1.30)	2,171.92 (1.25)	2,784.97 (0.97)
J. Bowles	<i>tn</i>	2,172.22 (1.25)	2,759.89 (0.98)	2,089.81 (1.30)	2,059.89 (1.32)	2,170.13 (1.25)	2,759.84 (0.98)

Fuente: Elaboración propia.

6.2. Evaluación de modos de vibración

En el cuadro 6.5 las relaciones entre modelos se especifica como sigue:

Cuadro 6.5: Porcentaje de variación de los periodos de vibración

Relación de modelos	Número de modos							
	1	2	3	4	5	6	7	8
2/1	0.12 %	0.03 %	0.08 %	0.19 %	0.30 %	-5.48 %	0.14 %	-1.40 %
3/1	7.63 %	3.53 %	1.45 %	3.43 %	1.74 %	-0.83 %	11.17 %	31.48 %
4/1	7.43 %	3.76 %	1.45 %	3.34 %	1.81 %	-0.76 %	8.04 %	31.26 %
3/2	7.50 %	3.50 %	1.38 %	3.24 %	1.44 %	4.92 %	11.02 %	33.34 %
4/3	-0.19 %	0.22 %	-0.01 %	-0.09 %	0.07 %	0.07 %	-2.82 %	-0.16 %

Fuente: Elaboración propia.

- 2/1: modelo acoplado sin interacción suelo-estructura ISE y empotrado en el cabezal de pilotes / modelo desacoplado sin ISE.
- 3/1: modelo acoplado con ISE - K. Terzaghi / modelo desacoplado sin ISE.
- 4/1: modelo acoplado con ISE - J. Bowles / modelo desacoplado sin ISE.
- 3/2: modelo acoplado con ISE - K. Terzaghi / modelo acoplado sin ISE y empotrado en el cabezal de pilotes.
- 4/3: modelo acoplado con ISE - J. Bowles / modelo acoplado con ISE - K. Terzaghi.

El cuadro 6.5 muestra la variación de los periodos de vibración en porcentajes, el signo negativo (-) indica la disminución de dicha relación; mientras los otros un aumento. Un ejemplo interpretativo se presenta de la relación (3/1), el primer periodo del modelo (3) aumenta en 7.63 % con respecto al modelo (1).

El tercer modo de vibración en el modelo desacoplado sin ISE y acoplado sin ISE con empotramiento a nivel del cabezal, oscila en la dirección perpendicular a la longitud del puente, el arco y el tablero lo hace en sentido contrario; mientras los dos modelos con ISE, oscila en la dirección longitudinal al puente, la estructura en conjunta lo ejecuta en el mismo sentido. Los modos de vibración se ilustra en el Apéndice E

6.3. Evaluación de deformaciones

6.3.1. Superestructura: arco y viga tirante

En la figura 6.1 se percibe que la deflexión en el centro del arco, el modelo desacoplado sin ISE presenta un aumento en 4.01 % respecto a los modelos acoplados con ISE de K. Terzaghi y J. Bowles. La figura 6.2 ilustra la deflexión en el centro de la viga tirante, el modelo desacoplado sin ISE presenta aumento en 3.89 % con respecto a los modelos acoplados con ISE de K. Terzaghi y J. Bowles.

La variación de las deflexiones en arco y viga tirante determinadas por las metodologías propuestas por K. Terzaghi y J. Bowles es insignificante.

En las figuras 5.3, 5.4, 6.1 y 6.2 se percibe la deflexión en arco y viga tirante para el modelo desacoplado sin ISE, realiza en la dirección del eje "z" positivo (contrario a los demás valores), 18.70mm en arco y 21.45mm en viga tirante, estos valores se ubican a 6.75m y 128.25m tramo inicial y final del puente respectivamente.

6.3.2. Deformación sísmica de pilotes

La longitud característica del sistema suelo-pilote según la ecuación 2.2.1 es $T = 2.74m$, para pilotes del estribo izquierdo la relación $\frac{l}{T} = \frac{30.00}{2.74} = 10,56 \geq 4$, en consecuencia los pilotes se consideran largo, en cambio, para pilotes del estribo derecho la relación resulta $\frac{l}{T} = \frac{9.00}{2.74} = 3,28 \leq 4$ y se consideran pilote corto. El análisis de resultados se presenta teniendo en cuenta este valor $T = 2.74m$.

La relación (2/1) en los cuadros 6.6 y 6.7 significa: modelo acoplado con interacción suelo-estructura ISE propuesto por J. Bowles / modelo acoplado con ISE propuesto por K. Terzaghi.

Los cuadros 6.6 y 6.7 muestran el porcentaje de variación de las deformaciones en cada pilote, el signo negativo indica, los valores obtenidos en el modelo acoplado considerando la interacción suelo-estructura ISE propuesto por J. Bowles, es menor a los valores obtenidos mediante K. Terzaghi. La variabilidad de estas dos metodologías

Cuadro 6.6: Porcentaje de variación de deformaciones en pilotes por la combinación sísmica $100\%S_{xx} + 30\%S_{yy}$

Pilotes del estribo izquierdo							
Relación de Modelo	Profundidad m	$P_i - 1$	$P_i - 2$	$P_i - 3$	$P_i - 4$	$P_i - 5$	$P_i - 6$
(2/1)	0.00	-16.32 %	-16.30 %	-16.29 %	-16.29 %	-16.32 %	-16.30 %
	1.50	-28.24 %	-27.37 %	-27.87 %	-27.34 %	-28.22 %	-27.37 %
	3.00	-63.09 %	-60.44 %	-77.65 %	-62.66 %	-63.10 %	-60.44 %
Pilotes del estribo derecho							
Relación de Modelo	Profundidad m	$P_d - 1$	$P_d - 2$	$P_d - 3$	$P_d - 4$	$P_d - 5$	$P_d - 6$
(2/1)	0.00	-32.41 %	-33.49 %	-32.54 %	-33.24 %	-32.42 %	-33.50 %
	0.45	-35.31 %	-37.30 %	-35.34 %	-36.63 %	-35.31 %	-37.30 %
	0.90	-38.54 %	-41.47 %	-38.47 %	-40.36 %	-38.54 %	-41.47 %
	1.35	-42.06 %	-46.03 %	-41.90 %	-44.42 %	-42.07 %	-46.03 %
	1.80	-45.88 %	-51.02 %	-45.61 %	-48.82 %	-45.88 %	-51.02 %
	2.25	-49.99 %	-56.52 %	-49.60 %	-53.61 %	-49.99 %	-56.53 %
	2.70	-54.44 %	-62.68 %	-53.91 %	-58.87 %	-54.44 %	-62.68 %
	3.15	-59.29 %	-69.71 %	-58.59 %	-64.74 %	-59.29 %	-69.72 %

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 6.7: Porcentaje de variación de deformaciones en pilotes por la combinación sísmica $100\%S_{yy} + 30\%S_{xx}$

Pilotes del estribo izquierdo							
Relación de Modelo	Profundidad m	$P_i - 1$	$P_i - 2$	$P_i - 3$	$P_i - 4$	$P_i - 5$	$P_i - 6$
(2/1)	0.00	-17.19 %	-16.66 %	-17.20 %	-16.61 %	-17.19 %	-16.66 %
	1.50	-33.64 %	-27.02 %	-33.45 %	-26.76 %	-33.64 %	-27.02 %
	3.00	-56.17 %	-41.46 %	-55.97 %	-40.72 %	-56.17 %	-41.46 %
Pilotes del estribo derecho							
Relación de Modelo	Profundidad m	$P_d - 1$	$P_d - 2$	$P_d - 3$	$P_d - 4$	$P_d - 5$	$P_d - 6$
(2/1)	0.00	-34.76 %	-54.81 %	-34.41 %	-54.28 %	-34.76 %	-54.81 %
	0.45	-36.74 %	-57.56 %	-36.20 %	-58.47 %	-36.74 %	-57.56 %
	0.90	-39.09 %	-58.16 %	-38.40 %	-62.29 %	-39.09 %	-58.17 %
	1.35	-41.75 %	-56.80 %	-40.91 %	-65.66 %	-41.75 %	-56.80 %
	1.80	-44.66 %	-53.96 %	-43.69 %	-68.44 %	-44.66 %	-53.97 %
	2.25	-47.79 %	-50.24 %	-46.69 %	-70.41 %	-47.79 %	-50.25 %
	2.70	-51.16 %	-46.13 %	-49.91 %	-71.28 %	-51.16 %	-46.14 %
	3.15	-54.76 %	-42.02 %	-53.36 %	-70.70 %	-54.76 %	-42.03 %

Fuente: Elaboración propia.

depende de los módulos de rigidez lateral del suelo, en las figuras 4.4 y 4.5 del capítulo 4 se constata que los valores por Terzaghi inicia con un valor menor al de J. Bowles, por lo tanto la rigidez aportada por K. Terzaghi es menor al de J. Bowles. En la figura 4.4 a una profundidad de 22.50m, la rigidez por K. Terzaghi pasa a ser mayor a la de J. Bowles.

Los cuadros 5.5 a 5.8 ilustran, que las deformaciones en el sentido longitudinal al puente "x" son de mucha incidencia con respecto a las deformaciones en el sentido transversal "y", este fenómeno se explica con la configuración geométrica de los pilotes. En la dirección transversal actúan tres pilotes por columna y aporta mayor rigidez; mientras en la dirección longitudinal actúan dos pilotes por fila, cuya rigidez es menor al de otro sentido.

Los pilotes del estribo izquierdo sufren menor deformación por combinación sísmica $100\%S_{xx} + 30\%S_{yy}$ respecto a los pilotes del estribo derecho cuadros 5.5 y 5.7; en cambio para la combinación sísmica $100\%S_{yy} + 30\%S_{xx}$, los pilotes del estribo izquierdo experimentan mayor deformación respecto a los de estribo derecho, cuadros 5.6 y 5.8.

Según los cuadros 5.5 a 5.8 del capítulo 5, muestran que los valores de deformación en los pilotes frontales de ambos estribos $P_i - 2, P_i - 4, P_i - 6, P_d - 1, P_d - 3, P_d - 5$ presentan mayor incidencia que los pilotes posteriores $P_i - 1, P_i - 3, P_i - 5, P_d - 2, P_d - 4, P_d - 6$.

De los mismos cuadros para ambos estribos y bajo la carga sísmica combinada $100\%S_{xx} + 30\%S_{yy}$, las deformaciones en pilotes intermedios frontales $P_i - 4$ y $P_d - 3$ son menores que los pilotes extremos frontales $P_i - 2, P_i - 6, P_d - 1$ y $P_i - 5$; mientras las deformaciones en pilotes intermedios posteriores ocurre lo contrario, $P_i - 3$ y $P_d - 4$ sufren mayores deformaciones que los extremos posteriores $P_i - 1, P_i - 5, P_d - 2$ y $P_d - 6$.

Cuadros anteriormente citadas muestra para ambos estribos y por acción de la carga sísmica combinada $100\%S_{yy} + 30\%S_{xx}$, las deformaciones en pilotes intermedios tanto frontales y posteriores $P_i - 3$ y $P_i - 4, P_d - 3$ y $P_d - 4$ son mayores que los

pilotes extremos frontales y posteriores $P_i - 1$, $P_i - 2$, $P_i - 5$ y $P_i - 6$, $P_d - 1$, $P_d - 2$, $P_d - 5$ y $P_d - 6$.

Estos resultados ocurren en los dos modelos acoplados con interacción suelo-estructura propuestos por K. Terzaghi y J. Bowles.

6.4. Evaluación de fuerzas

6.4.1. Superestructura: arco y viga tirante

Cuadros 6.8 y 6.8, las relaciones entre modelos se especifica como sigue:

- 2/1: modelo acoplado con ISE - K. Terzaghi / modelo desacoplado sin ISE.
- 3/1: modelo acoplado con ISE - J. Bowles / modelo desacoplado sin ISE.
- 3/2: modelo acoplado con ISE - J. Bowles / modelo acoplado con ISE - K. Terzaghi.

En concordancia al cuadro 6.8, para relaciones (2/1) y (3/1) del sistema estructural arco, las fuerza axial disminuye en un promedio de 0.28 %, momento $M3 - 3$ disminuye en promedio 7.10 %, momento $M2 - 2$ disminuye en 18.53 %, momento torsor aumenta en promedio 5.48 %, y, las fuerza cortante disminuye en promedio 6.44 %; mientras en la viga tirante, todas las fuerzas máximas absolutas disminuye en promedio con el siguiente detalle: las fuerzas axial 14.51 %, momento $M3 - 3$ 4.08 %, momento $M2 - 2$ 15.62 %, momento torsor 3.51 %, y, fuerza cortante 3.21 %. La relación (3/1) en el arco, presenta un aumento notorio en el momento torsor 2.52 %; en la viga tirante, la notoriedad de disminución se ve en el momento $M2 - 2$ 4.04 %, las demás fuerzas que no se mencionan lo hacen de manera insignificante.

En concordancia al cuadro 6.9, para relaciones (2/1) y (3/1) del sistema estructural arco, las fuerza axial disminuye en un promedio de 6.83 %, momento $M3 - 3$ aumenta en promedio 21.37 %, momento $M2 - 2$ disminuye en 21.00 %, momento torsor disminuye en promedio 3.90 %, y, las fuerza cortante aumenta en promedio

Cuadro 6.8: Porcentaje de variación de fuerzas máximas absolutas en arco y viga tirante para la combinación de cargas Servicio I

Arco					
Relación de modelos	Fuerza axial	Momento $M3 - 3$	Momento $M2 - 2$	Momento torsor	Fuerza cortante
2/1	-0.35 %	-7.15 %	-18.76 %	4.16 %	-6.04 %
3/1	-0.21 %	-7.05 %	-18.30 %	6.79 %	-6.83 %
3/2	0.13 %	0.10 %	0.56 %	2.52 %	-0.84 %
Viga tirante					
2/1	-14.64 %	-3.92 %	-13.88 %	-3.62 %	-3.21 %
3/1	-14.38 %	-4.23 %	-17.36 %	-3.40 %	-3.21 %
3/2	0.30 %	-0.32 %	-4.04 %	0.22 %	0.00 %

Fuente: Elaboración propia.

24.20 %; mientras en la viga tirante, las fuerza axial aumenta en un promedio de 3.06 %, momento $M3 - 3$ aumenta en promedio 23.27 %, momento $M2 - 2$ disminuye en 11.59 %, momento torsor disminuye en promedio 12.31 %, y, las fuerza cortante aumenta en promedio 26.17 %.

La relación (3/1) en el arco, presenta una disminución notorio en el momento $M3 - 3$ 1.35 %, aumento en momento $m2 - 2$ 0.89 % y aumento en fuerza cortante 1.19 %; en la viga tirante, la notoriedad de aumento se ve en la fuerza cortante 0.90 %, las demás fuerzas que no se mencionan lo hacen de manera insignificante.

Cuadro 6.9: Porcentaje de variación de fuerzas máximas absolutas en arco y viga tirante para la combinación de cargas Evento Extremo I

Arco					
Relación de modelos	Fuerza axial	Momento $M3 - 3$	Momento $M2 - 2$	Momento torsor	Fuerza cortante
2/1	-7.01 %	22.19 %	-21.35 %	-3.75 %	23.47 %
3/1	-6.65 %	20.54 %	-20.65 %	-4.04 %	24.93 %
3/2	0.39 %	-1.35 %	0.89 %	-0.31 %	1.19 %
Viga tirante					
2/1	3.31 %	23.07 %	-11.37 %	-12.06 %	25.60 %
3/1	2.80 %	23.46 %	-11.81 %	-12.55 %	26.73 %
3/2	-0.50 %	0.31 %	-0.50 %	-0.55 %	0.90 %

Fuente: Elaboración propia.

6.4.2. Subestructura: pilotes

La relación (2/1) en los cuadros 6.10 y 6.11 significa: modelo acoplado con interacción suelo-estructura ISE propuesto por J. Bowles / modelo acoplado con ISE propuesto por K. Terzaghi.

El cuadro 6.10 presenta la variación promedio de las fuerzas máximas en cada pilote del estribo izquierdo, la fuerza axial aumenta en 1.88 % para pilotes $P_i - 2$, $P_i - 4$ $P_i - 6$ y disminuye en 1.79 % para pilotes $P_i - 1$, $P_i - 3$ y $P_i - 5$, momento $M3 - 3$ aumenta en 4.87 % para los cinco pilotes y disminuye en 2.21 % el pilote $P_i - 2$, momento $M2 - 2$ aumenta en 17.74 %, y, las fuerza cortante aumenta en 16.27 % los seis pilotes. Los pilotes del estribo derecho, la fuerza axial disminuye en 0.78 % para pilotes $P_d - 2$, $P_d - 4$ $P_d - 6$ y aumenta en 1.43 % para pilotes $P_d - 1$, $P_d - 3$ y $P_d - 5$, momento $M3 - 3$ aumenta en 2.28 % para pilotes $P_d - 1$, $P_d - 3$ y $P_d - 5$ y disminuye en 4.32 % el pilote $P_d - 2$, $P_d - 4$ $P_d - 6$, momento $M2 - 2$ aumenta en 6.90 % para los seis pilotes, momento torsor disminuye en 22.46 % para los seis pilotes, y, las fuerza cortante aumenta en 26.80 % los cinco pilotes y disminuye en 5.94 % el pilote $P_d - 4$.

El cuadro 6.11 presenta la variación promedio de las fuerzas máximas en cada pilote del estribo izquierdo, la fuerza axial disminuye en 5.59 %, momento $M3 - 3$ aumenta en 4.39 %, momento $M2 - 2$ aumenta en 26.37 %, y, la fuerza cortante aumenta en 19.37 % para los seis pilotes. Los pilotes del estribo derecho, la fuerza axial disminuye en 0.53 %, momento $M3 - 3$ disminuye en 28.68 %, momento torsor disminuye en 24.80 %, la fuerza cortante aumenta en 19.42 %, y, momento $M2 - 2$ disminuye en 10.10 % para pilotes $P_d - 2$, $P_d - 4$ $P_d - 6$ y aumenta en 29.09 % para pilotes $P_d - 1$, $P_d - 3$ y $P_d - 5$.

Las figuras 6.3, 6.4, 6.5 y 6.6 indican gráficamente la variación de fuerzas máximas absolutas en los pilotes para cada tipo de combinación de cargas y estribos.

Cuadro 6.10: Porcentaje de variación de fuerzas máximas absolutas en pilotes para la combinación de cargas Servicio I

Fuerzas en pilotes del estribo izquierdo							
Relación de Modelo	Tipo de fuerza	$P_i - 1$	$P_i - 2$	$P_i - 3$	$P_i - 4$	$P_i - 5$	$P_i - 6$
(2/1)	Axial	-1.92 %	1.81 %	-1.53 %	2.05 %	-1.92 %	1.79 %
	M3-3	4.44 %	-2.21 %	4.40 %	5.42 %	4.64 %	5.43 %
	M2-2	12.24 %	18.94 %	19.71 %	25.06 %	11.52 %	18.98 %
	Mt	-	-	-	-	-	-
	Corte	15.99 %	17.59 %	13.90 %	16.74 %	15.82 %	17.57 %

Fuerzas en pilotes del estribo derecho							
Relación de Modelo	Tipo de fuerza	$P_d - 1$	$P_d - 2$	$P_d - 3$	$P_d - 4$	$P_d - 5$	$P_d - 6$
(2/1)	Axial	1.32 %	-0.80 %	1.63 %	-0.73 %	1.33 %	-0.80 %
	M3-3	2.19 %	-1.98 %	2.07 %	-9.53 %	2.58 %	-1.46 %
	M2-2	5.36 %	10.80 %	2.95 %	6.16 %	5.37 %	10.78 %
	Mt	-27.07 %	-23.57 %	-26.36 %	-25.62 %	-25.19 %	-6.96 %
	Corte	27.01 %	22.77 %	41.76 %	-5.94 %	27.23 %	15.21 %

Fuente: Elaboración propia.

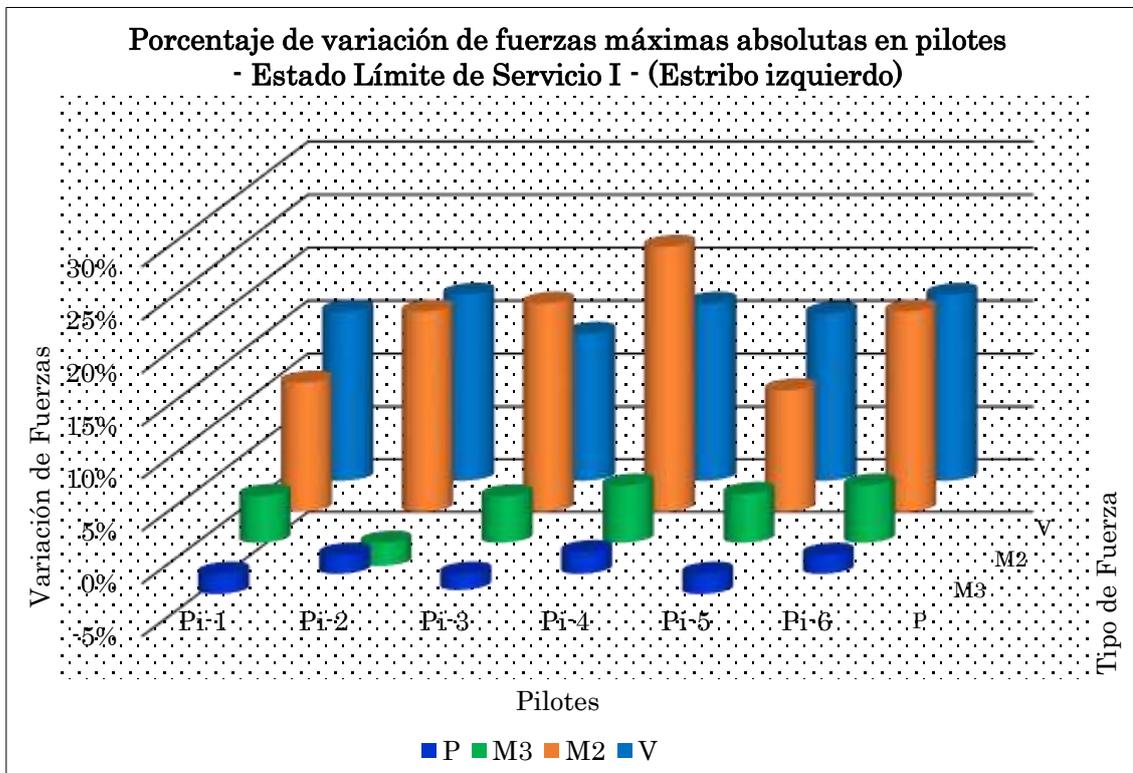


Figura 6.3: Variación de fuerzas en pilotes del estribo izquierdo - Servicio I.

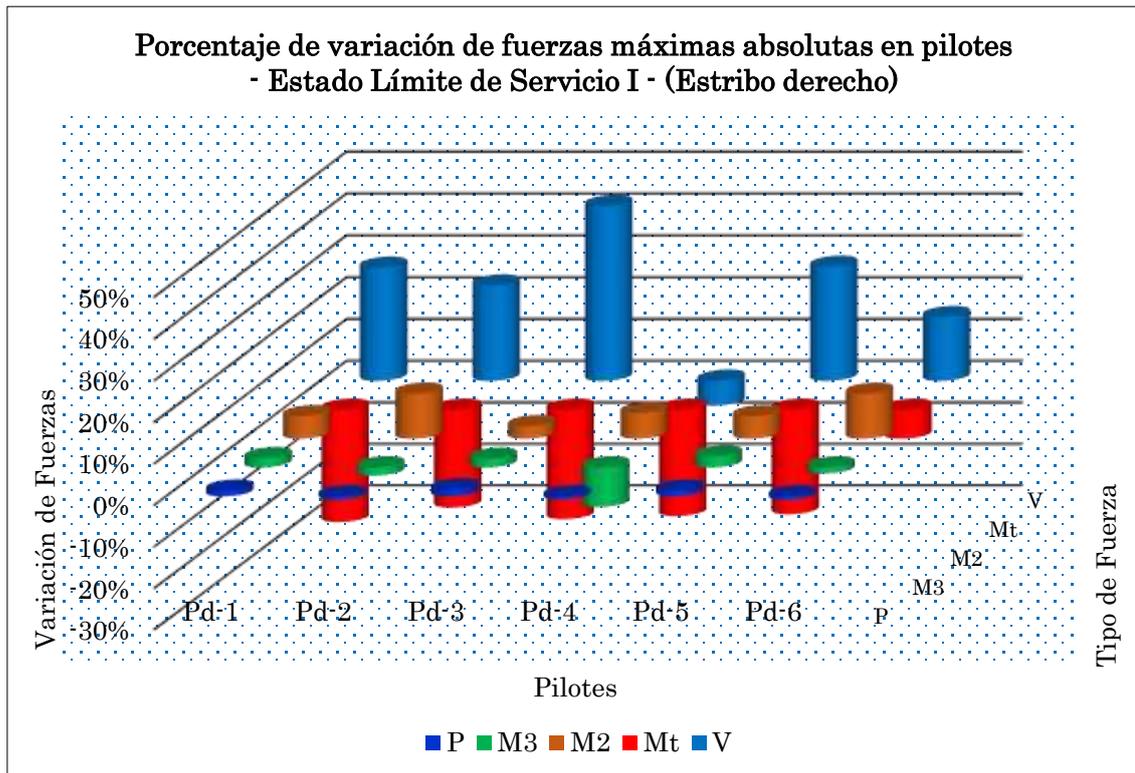


Figura 6.4: Variación de fuerzas en pilotes del estribo derecho - Servicio I.

Cuadro 6.11: Porcentaje de variación de fuerzas máximas absolutas en pilotes para la combinación de cargas Evento Extremo I

Fuerzas en pilotes del estribo izquierdo							
Relación de Modelo	Tipo de fuerza	$P_i - 1$	$P_i - 2$	$P_i - 3$	$P_i - 4$	$P_i - 5$	$P_i - 6$
(2/1)	Axial	-5.89 %	-5.36 %	-5.54 %	-5.52 %	-5.89 %	-5.36 %
	M3-3	3.90 %	4.81 %	4.03 %	4.88 %	3.91 %	4.81 %
	M2-2	25.35 %	25.91 %	31.97 %	26.39 %	25.30 %	23.31 %
	Mt	-	-	-	-	-	-
	Corte	18.33 %	20.30 %	19.47 %	20.87 %	18.33 %	20.37 %
Fuerzas en pilotes del estribo derecho							
Relación de Modelo	Tipo de fuerza	$P_d - 1$	$P_d - 2$	$P_d - 3$	$P_d - 4$	$P_d - 5$	$P_d - 6$
(2/1)	Axial	-0.05 %	-0.90 %	-0.09 %	-1.12 %	-0.08 %	-0.90 %
	M3-3	-25.29 %	-32.14 %	-23.25 %	-33.98 %	-25.31 %	-32.14 %
	M2-2	-10.56 %	11.91 %	-9.15 %	50.12 %	-10.58 %	25.23 %
	Mt	-25.41 %	-23.88 %	-25.15 %	-24.75 %	-25.11 %	-24.52 %
	Corte	25.60 %	16.42 %	25.51 %	7.02 %	25.59 %	16.41 %

Fuente: Elaboración propia.

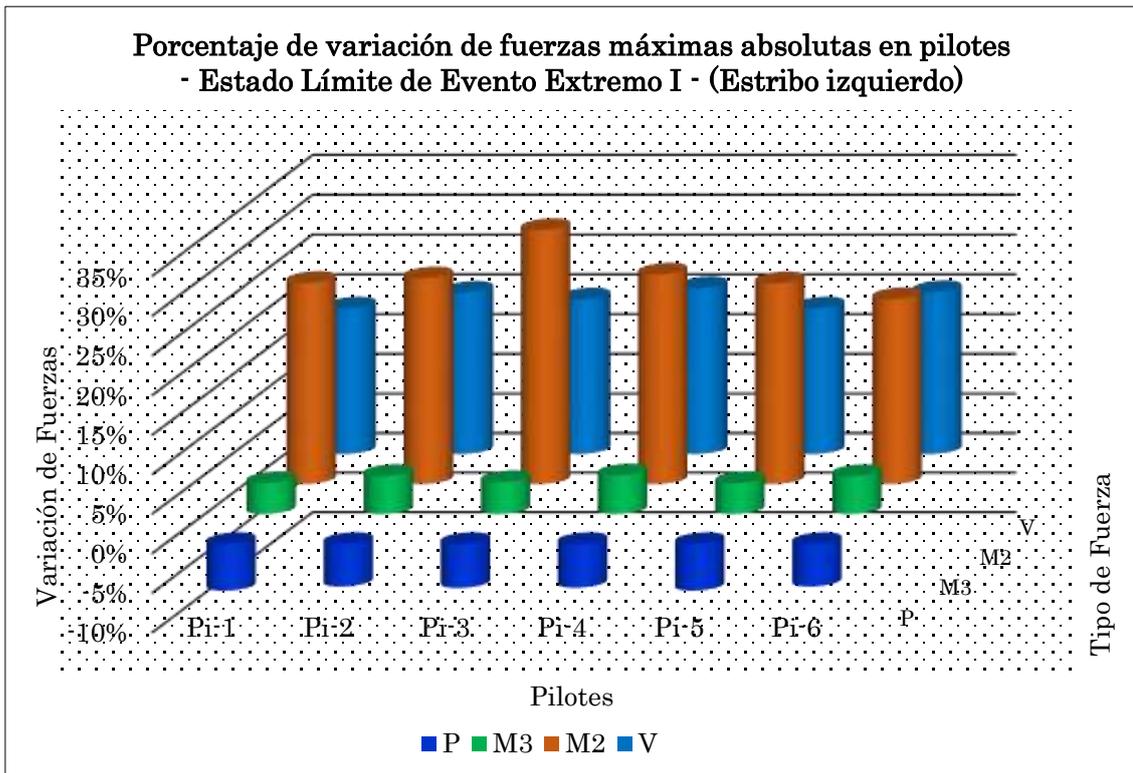


Figura 6.5: Variación de fuerzas en pilotes del estribo izquierdo - Evento Extremo I.

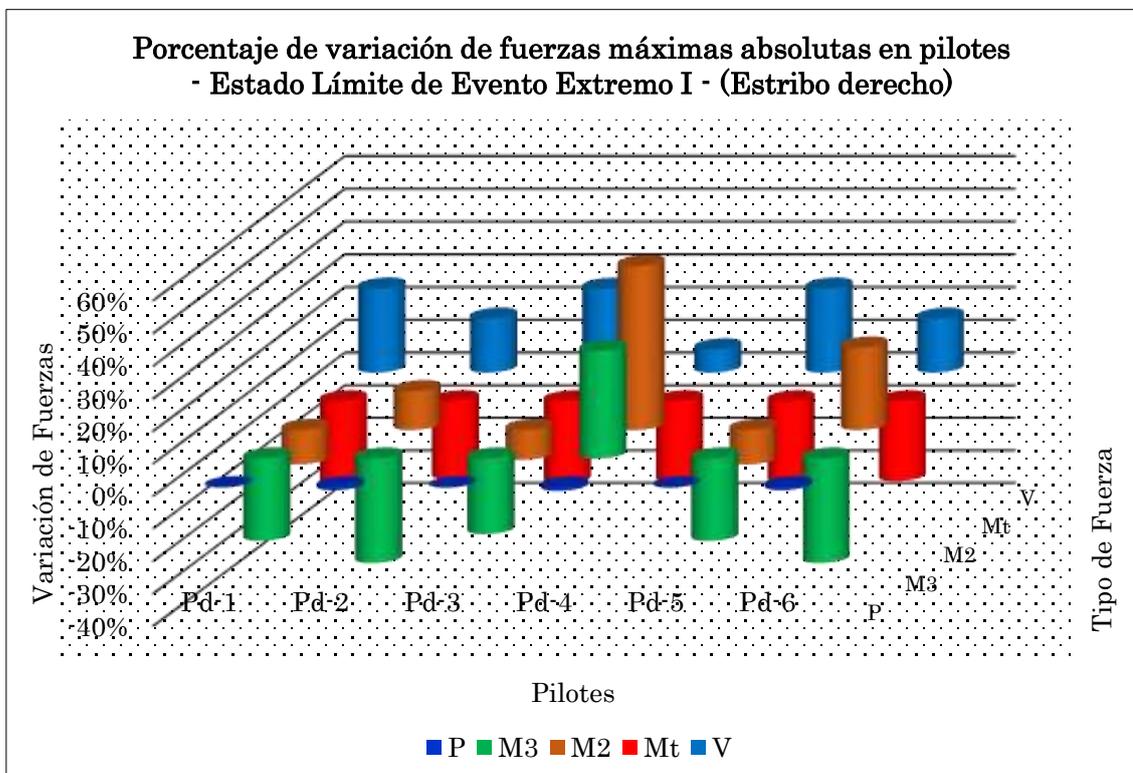


Figura 6.6: Variación de fuerzas en pilotes del estribo derecho - Evento Extremo I.

6.5. Evaluación de resultados de Plaxis 3D Foundation

El objetivo trazado fue modelar y analizar la subestructura de manera integral (muro pantalla como "wall", cabezal como "floor" y pilotes) sumergido en un medio continuo "suelo", las cargas provenían de las reacciones del modelo desacoplado sin ISE; pero se ha encontrado problemas de truncamiento en el proceso de cálculo del software empleado, en especial cuando se le asigna cargas en muros "wall". Debido a esta falencia se opta modelar solamente el grupo de pilotes con las cargas determinadas para cada uno (fuerzas y momentos), otro inconveniente del software es no poseer opciones de asignación de momentos, estos problemas trae como consecuencia no realizar adecuadamente el modelado y análisis por medio de este software como se proyectaba, tampoco realizar comparaciones numéricas con las metodologías anteriormente indicadas (K. Terzaghi y J, Bowles).

Los figuras 4.10 y 4.11 muestran los modelos elaborados en Plaxis 3D Foundation sólo para cargas horizontales y vertical más no para los momentos. A continuación se comenta cualitativamente: las figuras 5.31 y 5.35 muestran las deformaciones en la dirección longitudinal del puente es mayor que la dirección transversal, las figuras 5.32 y 5.36 muestran las fuerzas axiales disminuidas con la profundidad a lo largo del pilote, este se debe a la fuerza de fricción actuante en la dirección opuesta a la gravedad, la fuerza de fricción ejerce en toda la superficie del pilote.

Capítulo 7

Conclusiones y Recomendaciones

7.1. Conclusiones

Basándose en la información recopilada y de los análisis comparativos, se concluye de la siguiente manera:

1. El empleo de la metodología de interacción suelo-estructura ISE en puentes y otras estructuras es relativamente nueva en nuestro medio; mientras en países como México, Colombia, Argentina y otros países avanzados del mundo emplean con frecuencia.
2. El módulo de rigidez vertical, horizontal o rotacionales, llamados también módulo de balasto del suelo $K_{(v,h,\theta)}$, no es un parámetro intrínseco del suelo, sino depende de varias condiciones geométricas externas asociadas con las soluciones para capacidad portante de la fundaciones.
3. El módulo de reacción horizontal del suelo K_h , propuesto por K. Terzaghi y J. Bowles, es para un pilote individual sin tomar en cuenta el grupo de pilotes que mayormente ejerce el trabajo. Para considerar el efecto de grupo, varios autores recomiendan el uso de factores de reducción ante cargas laterales en función a espaciamiento entre pilotes y/o resultados generados en pruebas de laboratorio. Para esta investigación el factor de grupo es 0.25 en la metodología

de K. Terzaghi y 0.30 en J. Bowles.

4. La metodología de estimación del módulo de reacción horizontal del suelo K_h propuesto por K. Terzaghi varía y aumenta linealmente con la profundidad; sin embargo, el propuesto por J. Bowles lo hace no linealmente. Para determinar K_h a través de las dos metodologías, existen rango de valores paramétricos a definir, en la presente tesis, se ha optado por valores promedios entre el parámetro mínimo y máximo.
5. Los controles que se realizan comúnmente durante el análisis y diseño de puentes son: control de la deflexión para la superestructura, asentamientos en la subestructura (punta de los pilotes flotantes), y, la capacidad de carga en pilotes. La verificación de los controles en esta investigación satisfacen adecuadamente comparándolos con los valores límites recomendados en la norma AASHTO LRFD y el estudio de Geología y Geotécnica.
6. El análisis sísmico considerando la flexibilidad del suelo de fundación incrementa los periodos de vibración, tal es así, el primer periodo para el modelo acoplado con ISE propuesto por K. Terzaghi aumenta en 7.63 % con respecto a modelo desacoplado sin ISE, del mismo modo, el primer periodo para el modelo acoplado con ISE propuesto por J. Bowles aumenta en 7.43 % con respecto a modelo desacoplado sin ISE. La variación de los primeros periodos entre los modelos que toman en cuenta el suelo de fundación es alrededor 0.07 %.
7. Las deformaciones de los pilotes por la acción sísmica son pronunciados hasta una profundidad parecida a la longitud característica del suelo-pilote $T = 2.74m$, esto se debe a que el módulo de rigidez lateral del suelo K_h son menores, a partir de este nivel, la deformación se hace cada vez insignificante, porque la rigidez del suelo aumenta con la profundidad. A nivel de la base de cabezal, las deformaciones de pilotes por la formulación de K. Terzaghi aumentan respecto a J. Bowles en promedio 16.61 % y 38.78 % para pilotes del estribo izquierdo

y derecho respectivamente.

8. Las deformaciones de los pilotes en ambos estribos y metodologías (K. Terzaghi y J. Bowles) por la acción sísmica $100\%S_{xx} + 30\%S_{yy}$ (dirección longitudinal), es muy superior en 2 ó 3 veces las deformaciones en la dirección transversal $100\%S_{yy} + 30\%S_{xx}$. Este se debe a la diferencia de rigideces en la configuración de los pilotes, dirección longitudinal aporta menor rigidez (6 pórticos formado por dos pilotes); mientras en la dirección transversal mayor rigidez (4 pórticos formado por tres pilotes).
9. Las deformaciones en la dirección "x" de los pilotes del estribo derecho por la formulación de K. Terzaghi son mayores respecto a los pilotes del estribo izquierdo, del mismo modo ocurre para la formulación de J. Bowles, este se debe a que los pilotes del estribo derecho se ha restringido los 06 grados de libertad (empotrado) por estar apoyado en roca, en consecuencia esta subestructura recibe mayor efecto de carga. En la dirección "y" sucede lo contrario debido a que prima la diferencia de rigideces frente a la condición de borde.
10. Las fuerzas axiales por Servicio I en pilotes de ambos estribos no se diferencian notoriamente; mientras por Evento Extremo I, las fuerzas axiales en pilotes del estribo izquierdo son mucho menores respecto a los de estribo derecho, esto se debe a la flexibilidad del suelo en el apoyo izquierdo, la cual se activa principalmente en eventos sísmicos.
11. En ambos modelos acoplados con ISE y para combinación de carga Servicio I, los pilotes posteriores del estribo izquierdo y derecho reciben mayor carga axial. Para el Evento Extremo I, los pilotes posteriores del estribo izquierdo reciben mayor carga axial; en contraste, los pilotes anteriores del estribo derecho reciben mayor carga axial.
12. En la deflexión máxima efectiva del arco, el modelo desacoplado sin ISE pre-

senta un aumento en 3.45 % respecto a los modelos acoplados con ISE de K. Terzaghi y J. Bowles. En la viga tirante, el modelo desacoplado sin ISE presenta aumento en 2.59 % con respecto a los modelos acoplados con ISE de K. Terzaghi y J. Bowles.

13. Las fuerzas por el estado límite de Servicio I en arco y viga tirante, disminuyen para los dos modelos acoplados con ISE respecto al modelo desacoplado sin ISE. En estado de límite Evento Extremo I, la fuerza axial, $M2 - 2$, momento torsor en arco disminuye, el resto aumenta; mientras en la viga tirante disminuyen $M2 - 2$ y momento torsor, y, el resto aumentan. La variación de fuerzas en arco y viga tirante entre los dos modelos acoplados con ISE no cobra importancia.
14. Los asentamientos en pilotes del estribo izquierdo determinados con el Plaxis 3D Foundation presenta valores parecidas a los determinados por métodos empíricos de K. Terzaghi y J. Bowles, en el estribo derecho los asentamientos son diferentes a cero (0). Las fuerzas axiales disminuyen con la profundidad por efecto de la fuerza de fricción en la superficie del pilote, entonces, el control de capacidad de carga admisible del pilote se realiza a nivel de la base del cabezal.

7.2. Recomendaciones

1. En la etapa de análisis y diseño de puentes, la interacción del ingeniero estructural en especial con el ingeniero geólogo y geotécnico debe muy fluida. El ingeniero estructural debe concebir la estructura teniendo en cuenta el desplazamientos de los apoyos; mientras el ingeniero geólogo y geotécnico estimar los asentamientos considerando la rigidez de la estructura.
2. Introducir la metodología de interacción suelo-estructura ISE en el análisis de puentes, significa que el estudio básico de Geología y Geotécnica sea completamente detallado todos los parámetros mecánicos del suelo de fundación; por

tanto se recomienda al ingeniero estructural, interpretar adecuadamente los resultados de este estudio.

3. El análisis y diseño de puentes a través de modelos acoplados (interacción de superestructura y subestructura) adicionando la interacción suelo-estructura ISE, nos conlleva a determinar los esfuerzos y deformaciones adecuados, y, aproximar el comportamiento a la realidad física durante los eventos dinámicos transitorios. Se recomienda el uso frecuente de modelos acoplados con la interacción suelo-estructura ISE.
4. El arco es un elemento estructural muy esencial de puentes de este tipo, debido a que trabaja primordialmente a fuerzas combinadas de flexión y compresión, ello implica a asignar una flecha adecuada a fin de no generar deflexiones ascendentes (dirección "z" positivo) considerables en ninguna parte del mismo.
5. El uso de metodologías propuestas por K. Terzaghi y J. Bowles, se puede utilizar indistintamente en el análisis y diseño de estructuras ya que no presenta mayor diferencia de resultados.

7.3. Temas Afines de Investigación

1. Análisis del comportamiento estructural de puentes a través de modelos acoplados con la interacción suelo-estructura ISE más los procesos de construcción, utilizando software especializados en método de elementos finitos FEM, diferencias finitas MDF ú otros métodos avanzados.
2. Evaluación económica en el análisis y diseño de puentes entre metodología convencional (modelo desacoplado) y la metodología de interacción suelo-estructura ISE (modelo acoplado).

Referencias Bibliográficas

- [1] ALMEYDA, C., AND AMADO, M. *Modelamiento de fundaciones utilizando el método de los elementos finitos 3D*. Universidad Industrial de Santander, Santander - Colombia., 2,010.
- [2] ALONSO, C., NOGUEZ, C., AND ET AL. Método para calcular las rigideces y los amortiguamientos dinámicos de grupo de pilotes de fricción. *Instituto de ingeniería UNAM-México* (2,007).
- [3] AMAYA, L. D. *Análisis de sistemas de cimentación de acuerdo a la NSR-10 utilizando elementos finitos en 3D, caso aplicado al edificio Majestic (42 niveles)*. Universidad Industrial de Santander, Santander - Colombia., 2,010.
- [4] AREFI, M. J. *Effects of Soil-Structure Interaction on the Seismic Response of Existing R.C. Frame Buildings*. Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia - Italia, Noviembre - 2,008.
- [5] ARIAS, H., MENDOZA, A., AND ET AL. Módulo de reacción horizontal en grupos de pilotes en arcillas blandas. *Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia* (Mayo 2,012).
- [6] ARRÚA, P., TERZARIOL, R., AND ET AL. Análisis del módulo de reacción lateral en suelos limosos. *Argentina* (2,011).
- [7] ASHFORD, S. A. *Effect of Pile Diameter on the Modulus of Sub-Grade Reaction*. University of California, San Diego - California - EE.UU., Mayo - 2,005.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [8] B., C. V. *Manual de Puentes en Concreto Reforzado*. Universidad Nacional de Colombia, Primera Edición, Bogotá-Colombia, Diciembre - 2,006.
- [9] BAZÁN, E., AND MELI, R. *Diseño Sísmico de Edificios*. Instituto de Ingeniería, México, 2,001.
- [10] BOWLES, J. E., P.E., AND S.E. *Foundation Analysis and Design*. Fifth Edition, 1,997.
- [11] BROWN, TURNER, AND ET AL. *Drilled Shafts: Construction Procedures and LRFD Design Methods*. National Highway Insitute (NHI) - U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration Washington- EE.UU., May 2,010.
- [12] CHANDRUPATLA, T., AND BELEGUNDO, A. *Introducción al Estudio del Elemento Finito en Ingeniería*. Universidad Nacional de Colombia, Segunda Edición, New Yersey-EE.UU, 1,999.
- [13] CHEN, W.-F., AND DUAN, L. *Superstructure Design*. Bridge Engineering Handbook, Second Edition, New York-Estados Unidos de América, 2,014.
- [14] COMPUTERS, AND STRUCTURES, I. *CSi Analysis Reference Manual - for SAP2000, ETABS, SAFE, and CSiBridge*. Structural and Earthquake Engineering Software, Berkeley, California - USA, March - 2,016.
- [15] CUEVA, O. G. *Análisis Estructural*. Universidad Autónoma Metropolitana-Azcapotzalco, Primera Edición, México, 2,003.
- [16] DAS, B. M. *Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones*. California State University, Sacramento, Séptima Edición, Estados Unidos de América, 2,012.
- [17] FALCONI, R. A. *Análisis Matricial de Estructuras*. Escuela Politécnica del Ejército - Centro de Investigaciones Científicas, Tercera Edición, Quito-Ecuador, Mayo - 2,004.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [18] GIMSING, N. J., AND GEORGAKIS, C. T. *Cable Supported Bridges - Concept and Design*. Department of Civil Engineering, Technical University of Denmark , Third Edition, Noida - India, June - 2,011.
- [19] HARMSSEN, T. E. *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*. Pontificia Universidad Católica del Perú, Tercera Edición, Lima-Perú, 2,002.
- [20] HERNÁNDEZ, R. Análisis de pilotes cargados lateralmente, mediante interacción suelo estructura, empleando una teoría simplificada de empujes. *Universidad Nacional de Colombia-Bogotá* (2,011).
- [21] H.S.B.S. *AASHTO LRFD bridge Design Specifications*. Washington-Estados Unidos de América, 2,012.
- [22] JORQUERA, J. J. *Estudio del Comportamiento Resistente de los Puentes Arcos Espaciales*. Universidad Politécnica de Madrid, Madrid-España, 2,007.
- [23] KOTRONIS, P., AND ET AL. *Soil-Structure Interacción*. ALERT Doctoral School - Technische Universitat Dresden - Germany, 2,013.
- [24] MENACHE, A. S. Análisis de la interacción dinámica suelo-estructura de la cimentación de un silo multicelda y la solución de la misma mediante un cilindro de cimentación preesforzado. *XV congreso internacional de Ingeniería Estructural-México* (2,006).
- [25] MEYER, B. J., AND REESE, L. C. *Analysis of Single Piles Under Lateral Loading*. University of Texas at Austin, Texas - EE.UU., December - 1,979.
- [26] MTC. *Manual de diseño de puentes*. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles - Ministerio de Transportes y Comunicaciones, Tercera edición, Lima - Perú, Mayo - 2,007.
- [27] MYLONAKIS, G., NIKOLAOU, A., AND GAZETAS, G. Soil-pile-bridge seismic interaction: kinematic and inertial effects. part i: soft soil. *State University of New York at Buffalo-U.S.A* (1,997).

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [28] N.H.I. *Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Highway Bridge Structures*. Estados Unidos de América, 2,001.
- [29] N.I.S.T. *Soil-structure interaction for building structures*. U.S.A (2,012).
- [30] NOGUEZ, C. A. C. *Procedimiento Simplificado para Calcular Rigideces y Amortiguamientos en Edificios Cimentados con Pilotes de Fricción*. Instituto de Ingeniería UNAM - México, 2,007.
- [31] OLIVER, X., AND SARACÍBAR, C. *Mecánica de Medios Continuos para Ingenieros*. Universidad Politécnica de Catalunya, Segunda Edición, Barcelona-España, Enero 2,002.
- [32] PACHECO, G. E., AND MSCE, C. *Dynamic Lateral Response of Single Piles Considering Soil Inertia Contribution*. University of Puerto Rico Mayaguez Campus, Mayo - 2,007.
- [33] PECKER, A. Influence of nonlinear soil structure interaction on the seismic demand in bridges. *Athens - Greece* (Octubre 2,011).
- [34] POULOS, H. G., AND DAVIS, E. H. *Pile Foundation Analysis and Design*. University of Sydney - Australia, 1,980.
- [35] PRAKASH, S., AND SHARMA, H. *Pile foundations in engineering practice*. Missouri University of Science and Technology - EE.UU., 1,990.
- [36] PULIKANTI, S., AND RAMANCHARLA, P. Ssi analysis of framed structures supported on pile foundations. *International Institute of Information Technology Hyderabad, Gachibowli, Hyderabad, India*. (Junio 2,013).
- [37] R., D., AND G., G. Simple method for dynamic stiffness and damping of floating pile groups. *Geotechnique, Vol 38 N° 4* (1,988).
- [38] RODRÍGUEZ, I. L. *Cimentaciones profundas. Ejecución de pilotes por extracción*. Universidad Politécnica de Cartagena, Murcia - España., 2,013.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [39] SALINAS, R. *Estudio de estabilidad lateral de un puente arco atirando a partir de un modelo experimental a escala reducida*. Universidad Nacional de Ingeniería, 2,008.
- [40] SPYRAKOS, C. C. Seismic behavior of bridge piers including soil-structure interaction. *Civil Engineering Department, West Virginia University, Morgantown WV 26506-6101, Estados Unidos de América* (january 1,991).
- [41] TERZAGHI, K. Evaluation of coefficients of subgrade reaction. *M.I.C.E., Hon.M.ASCE* (1,995).
- [42] TERZARIOL, R., RAVENNA, N., AND ET AL. Pilotes sometidos a sollicitaciones laterales en suelos loésicos de la republica argentina. *XII COBRAMSEG - Curitiba - Brasil* (Agosto 2,006).
- [43] TERZARIOL, R., RAVENNA, N., AND ET AL. Determinación del coeficiente de reacción horizontal para el diseño de pilotes en suelos colapsables. *XVI Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica - San Juan - Argentina* (Setiembre 2,006).
- [44] TIMOSHENKO, S. *Resistencia de materiales (II parte)*. Universidad de Stanford, Estados Unidos de América, 1,957.
- [45] VARGAS, C. S. Análisis de grupos de pilotes sometidos a cargas de sismo. *Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia* (Noviembre 2,011).
- [46] VILLARREAL, G. Interacción suelo-estructura en edificios altos. *Lima-Perú* (2,009).
- [47] VIRELLA, J., AND WENDICHANSKY, D. Efecto de la interacción suelo pilote (isp) lineal y no-lineal en el modelo sísmico de fundaciones de puentes. *Universidad de Puerto Rico en Mayaguez* (Setiembre 2,002).
- [48] XANTHAKOS, P. P. *Bridge Substructures And Foundation Design*. New Jersey- Estados Unidos de América, 1,994.

Apéndice A

Estudio de geología y geotécnica

En todo estudio los especialistas presentan un informe y sus anexos donde incluyen recopilaciones de estudios anteriores, hojas de cálculo, fotografías y otras que evidencian la veracidad del estudio. En este anexo sólo se presenta los parámetros, conclusiones y recomendaciones del especialista, las cuales se consideran indispensables para el análisis y diseño estructural del puente, esta forma de presentación evita el volumen o la cantidad de páginas del anexo.

A.1. Investigación geotécnica

A.1.1. Perforaciones diamantina

En las investigaciones de campo efectuaron las perforaciones diamantinas $S - 01$ ubicada en la margen izquierdo, y $S - 02$ margen derecha del río Salvación. En el cuadro A.1 se presenta el resumen de la perforación. Los cuadros A.2 y A.3 muestran los parámetros geotécnicos de los materiales extraídas en las perforaciones y calicatas.

Cuadro A.1: Caracterización del perfil estratigráfico de suelo de fundación

Apoyo	Sondaje	Profundidad m	Descripción
Estribo izquierdo	$S - 01$	0.00 - 13.00	Arena media a fina bien graduada
		13.00 - 13.20	Conglomerado
		13.20 - 35.00	Arena media a fina bien graduada
Estribo derecho	$S - 02$	0.00 - 8.90	Arena media a fina bien graduada
		8.90 - 11.90	Roca sedimentaria

Fuente: Estudio de geología y geotécnica - Consorcio San Pedro

Cuadro A.2: Parámetros geotécnicos del suelo de fundación

Sondaje	Profundidad m	Clasif. SUCS	Granulometría %			IP (%)	W (%)	RCS kg/cm^2
			Finos	Arena	Grava			
$S - 01$	0.00 - 13.00	SW	3.50	72.00	24.50	NP	2.30	-
	13.00 - 13.20	-	-	-	-	-	-	25.00
	13.20 - 35.00	SW	4.40	78.00	17.60	NP	1.40	-
$S - 02$	0.00 - 8.90	SP	6.50	64.00	29.50	3.24	2.30	-
	8.90 - 11.90	-	-	-	-	-	-	96.00

Fuente: Estudio de geología y geotécnica - Consorcio San Pedro

Cuadro A.3: Parámetros geotécnicos del suelo de fundación

Tipo de suelo	N	ϕ°	c^{kg/cm^2}	RCS^{kg/cm^2}	γ^{g/cm^3}	γ_{sat}^{g/cm^3}
Arena	35	28.00	0.00	-	1.80	2.00
Conglomerado	35	-	-	25.00	2.00	2.00
Roca sedimentaria	-	-	-	96.00	2.00	2.00

Fuente: Estudio de geología y geotécnica - Consorcio San Pedro

A.1.2. Sondeo de verificación

No se ha podido efectuar el sondeo en fase de estudio definitivo en el eje del estribo izquierdo. Debido a esta carencia, se efectuó el análisis de refracción sísmica, y más tarde el sondeo. No obstante, los resultados no eran compatibles. Se ha tomado como más fiable el resultado del sondeo, que indicaba la existencia de arenas en los 35 m perforados. Al ser una zona inaccesible para la maquinaria de sondeos, debido al cerro existente y a la abundante vegetación, se realizará el sondeo de verificación en la fase de ejecución, ya que el contratista va a ejecutarlos accesos y va a despejar la zona.

En el caso de encontrarse roca a una profundidad menor a 30 m, se deberá reducir la longitud de los pilotes en ese estribo.

El contratista deberá efectuar el sondeo en el eje de apoyo del estribo izquierdo, según planos.

El sondeo consistirá en perforar una longitud de 25 metros máximo sobre suelos, y en caso de encontrar roca antes, la longitud vendrá dada por el avance de al menos 3 metros en roca sana.

Se realizarán ensayos SPT sobre suelos cada 1.5 metros a lo largo de toda la profundidad de perforación, ya que se estima que si se hiciera con una equidistancia menor, esto podría comprometer la toma de muestras inalteradas.

Si aparece roca, se extraerá un testigo de roca sana para ensayarlo uniaxial o triaxialmente (en función de las características de sus características isotrópicas).

Se intentará realizar una toma de muestras inalteradas por cada uno de los estratos que componen el suelo para su posterior análisis en laboratorio y ensayo de corte directo, si bien el hecho de que puedan aparecer suelos no cohesivos inundados por el nivel freático pueda complicar la tarea de extraer la muestra inalterada y poder ensayarla a corte directo.

No obstante lo anterior, en caso de que las muestras finalmente sean alteradas, por cada uno de los materiales de estratos diferentes hallados y recolectados en

las correspondientes cajas se harán los siguientes ensayos de laboratorio para su caracterización:

- Granulometría
- Humedad
- Límites de Atterberg
- Clasificación AASHTO-SUCS
- Ensayo de contenido en sales y sulfatos

El informe final de los sondeos de perforación, una vez ejecutados en campo, contendrá lo siguiente:

- Mapas de ubicación del sondeo efectuado
- Perfil estratigráfico encontrado
- Ubicación del nivel freático
- Reportaje fotográfico
- Resultado de los ensayos directos SPT
- Resultados de los ensayos de laboratorio efectuados

A.2. Capacidad admisible de pilotes

El cálculo de la capacidad de carga de pilote individual en estribo izquierdo y derecho presentaron detallando las condiciones normales de servicio, condiciones de sismo y la socavación. El resumen se presenta en el cuadro A.4. La hoja de cálculo detallado de capacidad de carga en pilotes del estribo izquierdo se presenta en las figuras A.1, A.2 y A.3.

A.3. Asentamiento del grupo de pilotes

Según este estudio los pilotes en el estribo izquierdo trabaja principalmente a fricción; mientras los pilotes en el estribo derecho trabaja a punta o que está empotrado en roca.

Cuadro A.4: Capacidad admisible de pilotes perforados individuales.

Apoyo	Cota <i>m.s.n.m.</i>		Long. <i>m</i>	ϕ <i>m</i>	Capacidad admisible T_n		
	Tope	Base			<i>C.N.S.</i>	<i>C.S.</i>	<i>C.M.S.</i>
Estribo izquierdo	528.60	498.60	30.00	1.20	638.60	746.40	265.11
Estribo derecho	531.40	522.40	9.00	1.20	904.78	1085.73	1085.73

Fuente: Estudio de geología y geotécnica - Consorcio San Pedro

Donde:

C.N.S.: Condiciones normales de servicio,

C.S.: Condiciones de sismo,

C.M.S.: Condiciones de máxima socavación.

Factor de seguridad *F.S.* considerada para el cálculo de capacidad admisible del pilote individual es: *F.S.* =3.00 para condiciones normales de servicio, *F.S.* =2.50 para condiciones de sismo y de máxima socavación.

A.3. Asentamiento del grupo de pilotes

El grupo de pilotes en el estribo izquierdo se embeberá en un suelo no cohesivo (arena), el asentamiento de este es $s_{tolerable} = 48.90mm$ en condiciones normales de servicio; mientras el asentamiento del grupo de pilotes en el estribo derecho es nulo.

ESTRIBO IZQUIERDO - CONDICIONES NORMALES DE SERVICIO

Factor grupo	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00		
Separ. Centros	2.50	3.00	3.50	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00		
SenØ	0.47									
TanØ	0.53							Ø(°)	28.00	0.49
45.00	0.79							Nc	Nq	Nγ
90.00	1.57							25.80	14.72	16.72

Radio pilote r	0.60	m	Material	γ(tn/m3)	c(tn/m2)	Ø(°)	Agua	532.50	m.s.n.m.	Qp (tn)	531.85
Diámetro D	1.20	m	Agua	1.00			Tereno	535.00	m.s.n.m.	Qs(tn)	2,205.14
Perímetro Lb	3.77	m	Arcilla	0.01	0.01	0.01	Arena	535.00	m.s.n.m.	F.G.	0.70
Area punta Ap	1.13	m2	Arena	1.80	0.00	28.00	Lecho río	532.20	m.s.n.m.	Wp (tn)	81.43
Long. pilote L	30.00	m				28.00	Pilote	528.60	m.s.n.m.	Qult(tn)	1,915.89
Peso unit. pil. γp	2.40	tn/m3								F.S.	3.00
Peso pilote wp	81.43	tn								Qadm(tn)	638.63

Nivel	Material	CS	CI	dz	Zi(agua)	Zi(suelo)	μ	σv	σ'v	α/β	qs	Qs
		m.s.n.m.	m.s.n.m.	m	m	m	tn/m2	tn/m2	tn/m2		tn/m2	tn
0.00	Arena	535.00	532.50	2.50	0.00	2.50	0.00	Sin pilote				
1.00	Agua	532.50	532.20	0.30	0.30	2.80	0.30					
2.00		532.20	530.70	1.50	1.80	4.30	1.80					
3.00		530.70	529.20	1.50	3.30	5.80	3.30					
4.00		529.20	528.60	0.60	3.90	6.40	3.90					
5.00		528.60	527.10	1.50	5.40	7.90	5.40	14.22	8.82	1.12	9.88	41.92
6.00		527.10	525.60	1.50	6.90	9.40	6.90	16.92	10.02	1.09	10.88	61.54
7.00		525.60	524.10	1.50	8.40	10.90	8.40	19.62	11.22	1.05	11.83	66.89
8.00		524.10	522.60	1.50	9.90	12.40	9.90	22.32	12.42	1.02	12.73	71.96
9.00		522.60	521.10	1.50	11.40	13.90	11.40	25.02	13.62	1.00	13.57	76.96
10.00		521.10	519.60	1.50	12.90	15.40	12.90	27.72	14.82	0.97	14.38	81.31
11.00		519.60	518.10	1.50	14.40	16.90	14.40	30.42	16.02	0.95	15.14	85.61
12.00		518.10	516.60	1.50	15.90	18.40	15.90	33.12	17.22	0.92	15.86	89.68
13.00	Arena	516.60	515.10	1.50	17.40	19.90	17.40	35.82	18.42	0.90	16.54	93.51
14.00		515.10	513.60	1.50	18.90	21.40	18.90	38.52	19.62	0.88	17.18	97.13
15.00		513.60	512.10	1.50	20.40	22.90	20.40	41.22	20.82	0.85	17.78	100.54
16.00		512.10	510.60	1.50	21.90	24.40	21.90	43.92	22.02	0.83	18.35	103.74
17.00		510.60	509.10	1.50	23.40	25.90	23.40	46.62	23.22	0.81	18.88	106.75
18.00		509.10	507.60	1.50	24.90	27.40	24.90	49.32	24.42	0.79	19.37	109.55
19.00		507.60	506.10	1.50	26.40	28.90	26.40	52.02	25.62	0.77	19.84	112.17
20.00		506.10	504.60	1.50	27.90	30.40	27.90	54.72	26.82	0.76	20.27	114.61
21.00		504.60	503.10	1.50	29.40	31.90	29.40	57.42	28.02	0.74	20.67	116.86
22.00		503.10	501.60	1.50	30.90	33.40	30.90	60.12	29.22	0.72	20.03	118.94
23.00		501.60	500.10	1.50	32.40	34.90	32.40	62.82	30.42	0.70	21.37	120.84
24.00		500.10	498.60	1.50	33.90	36.40	33.90	65.52	31.62	0.69	21.68	122.57

Lpilote 30.00 m

Figura A.1: Capacidad de carga de pilotes en condiciones normales, estudio de geología y geotécnica - Consorcio San Pedro.

A.3. Asentamiento del grupo de pilotes

ESTRIBO IZQUIERDO - SOCAVACIÓN																			
Factor grupo	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00											
Separ. Centros	2.50	3.00	3.50	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00											
Sen ϕ	0.47				<table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr><td>$\phi(^{\circ})$</td><td>28.00</td><td>0.49</td></tr> <tr><td>Nc</td><td>Nq</td><td>Nγ</td></tr> <tr><td>25.80</td><td>14.72</td><td>16.72</td></tr> </table>		$\phi(^{\circ})$	28.00	0.49	Nc	Nq	N γ	25.80	14.72	16.72				
$\phi(^{\circ})$	28.00	0.49																	
Nc	Nq	N γ																	
25.80	14.72	16.72																	
Tan ϕ	0.53																		
45.00	0.79																		
90.00	1.57																		

Radio pilote r	0.60	m	Material	γ (tn/m3)	c(tn/m2)	$\phi(^{\circ})$	Agua	533.90	m.s.n.m.	Qp (tn)	316.76
Diámetro D	1.20	m	Agua	1.00			Tereno socav.	528.80	m.s.n.m.	Qs(tn)	630.06
Perímetro Lb	3.77	m	Arcilla	0.01	0.01	0.01	Arena	528.80	m.s.n.m.	F.G.	0.70
Area punta Ap	1.13	m2	Arena	1.80	0.00	28.00	Terreno	532.20	m.s.n.m.	Wp (tn)	81.43
Long. pilote L	30.00	m				28.00	Pilote	528.60	m.s.n.m.	Qult(tn)	662.78
Peso unit. pil. γ_p	2.40	tn/m3					Max. Tirante	1.70	m	F.S.	2.50
Peso pilote wp	81.43	tn					Socavación	3.40	m	Qadm(tn)	265.11

Nivel	Material	CS	CI	dz	z(agua)	z(suelo)	μ	σ_v	σ'_v	α/β	qs	Qs
		m.s.n.m.	m.s.n.m.	m	m	m	tn/m2	tn/m2	tn/m2		tn/m2	tn
1.00	Agua	533.90	528.60	5.30	5.30	0.00	5.30	Sin pilote				
2.00	Arena	528.60	527.10	1.50	6.80	1.50	6.80	2.70	0.00	1.33	0.00	0.00
3.00		527.10	525.60	1.50	8.30	3.00	8.30	5.40	0.00	1.27	0.00	0.00
4.00		525.60	524.10	1.50	9.80	4.50	9.80	8.10	0.00	1.21	0.00	0.00
5.00		524.10	522.60	1.50	11.30	6.00	11.30	10.80	0.00	1.17	0.00	0.00
6.00		522.60	521.10	1.50	12.80	7.50	12.80	13.50	0.70	1.13	0.79	3.36
7.00		521.10	519.60	1.50	14.30	9.00	14.30	16.20	1.90	1.10	2.08	8.82
8.00		519.60	518.10	1.50	15.80	10.50	15.80	18.90	3.10	1.06	3.29	13.97
9.00		518.10	516.60	1.50	17.30	12.00	17.30	21.60	4.30	1.03	4.44	18.83
10.00		516.60	515.10	1.50	18.80	13.50	18.80	24.30	5.50	1.00	5.52	23.42
11.00		515.10	513.60	1.50	20.30	15.00	20.30	27.00	6.70	0.98	6.55	27.77
12.00		513.60	512.10	1.50	21.80	16.50	21.80	29.70	7.90	0.95	7.52	31.88
13.00		512.10	510.60	1.50	23.30	18.00	23.30	32.40	9.10	0.93	8.44	35.79
14.00		510.60	509.10	1.50	24.80	19.50	24.80	35.10	10.30	0.90	9.31	39.48
15.00		509.10	507.60	1.50	26.30	21.00	26.30	37.80	11.50	0.88	10.14	42.99
16.00		507.60	506.10	1.50	27.80	22.50	27.80	40.50	12.70	0.86	10.92	46.30
17.00		506.10	504.60	1.50	29.30	24.00	29.30	43.20	13.90	0.84	11.66	49.44
18.00		504.60	503.10	1.50	30.80	25.50	30.80	45.90	151.00	0.82	12.36	52.40
19.00		503.10	501.60	1.50	32.30	27.00	32.30	48.60	16.30	0.80	13.02	55.20
20.00		501.60	500.10	1.50	33.80	28.50	33.80	51.30	17.50	0.78	13.64	57.84
21.00	500.10	498.60	1.50	35.30	30.00	35.30	54.00	18.70	0.76	14.22	60.32	

Lpilote 30.00 m

Figura A.3: Capacidad de carga de pilotes en condiciones de socavación, estudio de geología y geotécnica - Consorcio San Pedro.

Apéndice B

Estudio indirecto de Refracción Sísmica

En este anexo sólo se presenta los resultados, conclusiones y recomendaciones del especialista, las cuales se consideran indispensables para el análisis y diseño estructural del puente, esta forma de presentación evita el volumen o la cantidad de páginas del anexo.

El objetivo del presente estudio es determinar a partir de los datos de V_p (velocidad de onda de corte P) y V_s (velocidad de onda de corte S) las características geológicas y parámetros pseudodinámicos del subsuelo en la zona de estudio, para que finalmente estos resultados puedan corroborar y extrapolar información obtenida de métodos directos de investigación como calicatas o sondajes realizados en el lugar.

B.1. Resultados de la refracción sísmica

Los resultados obtenidos de refracción sísmica y MASW (Multichannel Analysis Surface Waves), así como su interpretación y correlación se presentan en los siguientes cuadros B.1 a B.6.

B.2. Discusiones, conclusiones y recomendaciones

B.2.1. Discusiones

Dentro de la geología local que muestra la zona de estudio, se presentan formaciones conformadas por cantos, gravas, arenas, arcillas y limos dispuestos en distintas proporciones. Así mismo existen afloramientos de rocas sedimentarias de la formación Chambira, la cual consta de areniscas grises, lodolitas marrones, grises y rojiza; y conglomerados de cantos redondeados en matrices arenosas de tonos marrones.

En la zona de los estribos, predomina la presencia de materiales finos con contenido orgánico en superficie, debido a la abundante vegetación existente. Por debajo, de estos materiales es más frecuente poder ver materiales de tipo conglomerado conformados por cantos envueltos en matrices arenosas con inclusiones de materiales finos como arcillas y limos. Estos materiales se encuentran con diferentes grados de compactación y saturación. En el estribo 1 (izquierdo) es posible observar afloramientos de la formación Chambira, que representarían la roca base en la zona.

En la zona del cauce del río los materiales que lo conforman son de tipo fluvial donde predominan los cantos, gravas y arenas, con algo de materiales finos. Por debajo de estos materiales es posible encontrar roca base en diferentes grados de alteración o degradación por erosión.

Los perfiles de Refracción Sísmica LRS-A-A y LRS-F-F, que se desarrollaron en áreas de vegetación abundante y que se encuentran en la parte alta de los estribos, mostraron similar respuesta en superficie y hasta en la capa media de sus secciones, dada la composición de los materiales en ambos estribos. En profundidad la respuesta fue algo distinta, ya que en el estribo 1 (izquierdo) la velocidad fue mayor, que pudiera dar idea de la presencia del afloramiento rocosa en esa zona.

Los perfiles de refracción sísmica que se desarrollaron en el cauce del río, LRS-B-B, LRS-C-C, LRS-D-D y LRS-E-E; también presentaron respuesta muy similar, tanto en superficie como en profundidad. Sin embargo, en superficie el estribo 2 (derecho) presenta valores más altos de velocidad, lo cual es posible que se deba a la presencia

de bloques y cantos de mayor tamaño. En profundidad las velocidades indicarían la presencia de materiales tipo gravas y rocas compactas y con presencia de agua que al saturar los poros eleva la velocidad de las capas.

B.2.2. Conclusiones

- En cada perfil de Refracción, se insertó la sección topográfica, empleando los tiempos de arribo determinados con la mejor precisión, con la finalidad de obtener lo más real la secuencia de las capas interpretadas e identificación de las anomalías correspondientes al objetivo del trabajo.
- De acuerdo al análisis cualitativo de las dromocronas sísmicas y de los perfiles sísmicos obtenidos; apoyados con información geológica observada de la zona, se clasificaron e identificaron los estratos en cada perfil y/o sección.
- En las seis secciones de refracción sísmica, se han determinado de forma consistente la presencia de 03 estratos y/o capas para cada línea sísmica (materia de investigación de este estudio).
- Los materiales finos con contenidos orgánicos son los que presentan valores más bajos de velocidad, así como se pudo apreciar en la parte alta de los estribos.
- Los valores de velocidad de la roca existente en la zona se podrían asumir por encima de los $2,300 \text{ m/s}$, que son vistos en el estribo 1 y en algunos perfiles hechos en el cauce del río. Los valores menores a estos corresponderían a materiales de alta consolidación de tipo conglomerados y fluviales saturados.

B.2.3. Recomendaciones

En general los métodos Geofísicos son ensayos indirectos y tienen un grado de aproximación aceptable. Sin embargo, se recomienda correlacionar dicha información con datos obtenidos de métodos de observación directa, como los sondajes, perforaciones, calicatas, SPT, trincheras, u otros en los que se aprecie el tipo de material.

B.2. Discusiones, conclusiones y recomendaciones

Cuadro B.1: Descripción del perfil estratigráfico - línea sísmica LRS A-A L=75.00 m

Espesor <i>m</i>	Velocidad V_p m/s	Descripción
Capa superficial 1.00 - 3.50	247.00	<ul style="list-style-type: none"> - Es la capa superior que se aprecia directamente. - Es de tipo suelo, conformado por materiales finos de naturaleza orgánica. - El valor de V_p corresponde a un material inconsolidado. - Su disposición en el perfil es variable, haciéndose mayor en la parte central y final de la línea.
Capa media 2.47 - 8.23	1,082.00	<ul style="list-style-type: none"> - Su valor de V_p corresponde a un material semiconsolidado y que puede contener presencia de agua en su interior (poros). - Se le podría asociar a un material de tipo conglomerado, que es visible en la zona, principalmente en cortes de carretera. - La forma de la capa es estrechada al final de la línea y se hace más amplia al inicio. - Se podría decir que su grado de compactación se hace mayor con la profundidad y que podría presentar mayor saturación de poros en profundidad.
Capa profunda de espesor indefinido	2,923.00	<ul style="list-style-type: none"> - Su valor de V_p corresponde a un tipo de material compacto o roca. - Se le podría asociar a formaciones sedimentarias presentes en la zona, variando su calidad y estado de meteorización y alteración.

Fuente: Estudio de geología y geotécnica (Refracción sísmica)- Consorcio San Pedro

Cuadro B.2: Descripción del perfil estratigráfico - línea sísmica LRS B-B L=75.00 m

Espesor <i>m</i>	Velocidad V_p m/s	Descripción
Capa superficial 0.40 - 1.10	382.00	<ul style="list-style-type: none"> - Es la capa superior que se aprecia directamente. - Es de tipo Suelo, conformado por material sedimentario, arenas y gravas, de granulometría variada, típicas de cauce de río. - El valor de V_p corresponde a un material inconsolidado. - Su disposición en el perfil es casi uniforme, haciéndose mayor en la parte central.
Capa media 3.81 - 4.80	2,125.00	<ul style="list-style-type: none"> - Su valor de V_p corresponde a un material consolidado, el cual estaría saturado. - Es posible que su composición sea muy similar a la de la capa superior con mayor contenido de gravas y con una mejor disposición por tamaño respecto a profundidad. Podría ser también un tipo de roca alterada. - Es estrecha al inicio de la línea y final de la línea y se hace más amplia al centro y final.
Profunda e indefinido	2,315.00	<ul style="list-style-type: none"> - Su valor de V_p corresponde a una material compacto que podría ser roca o bloques de roca.

Fuente: Estudio de geología y geotécnica (Refracción sísmica) - Consorcio San Pedro

B.2. Discusiones, conclusiones y recomendaciones

Cuadro B.3: Descripción del perfil estratigráfico - línea sísmica LRS C-C L=75.00 m

Espesor <i>m</i>	Velocidad V_p <i>m/s</i>	Descripción
Capa superficial 0.30 - 1.00	431.00	<ul style="list-style-type: none"> - Es la capa superior que se aprecia directamente. - Es de tipo suelo, conformado por material sedimentario arenas y gravas, de granulometría variada, típicas de cauce de río. - El valor de V_p corresponde a un material inconsolidado. - Su disposición en el perfil es variable, haciéndose mayor en la parte central y final de la línea.
Capa media 1.50 - 4.50	2,043.00	<ul style="list-style-type: none"> - Su valor de V_p corresponde a un material consolidado, el cual estaría saturado. - Es posible que su composición sea muy similar a la de la capa superior con mayor contenido de gravas y con una mejor disposición por tamaño respecto a profundidad. Podría ser también un tipo de roca alterada. - Es estrecha al inicio de la línea y final de la línea y se hace más amplia al centro y final.
Profunda e indefinido	2,131.00	<ul style="list-style-type: none"> - Su valor de V_p corresponde a un tipo de material compacto que podría ser roca o bloques de roca.

Fuente: Estudio de geología y geotécnica (Refracción sísmica) - Consorcio San Pedro

Cuadro B.4: Descripción del perfil estratigráfico - línea sísmica LRS D-D L=75.00 m

Espesor <i>m</i>	Velocidad V_p <i>m/s</i>	Descripción
Capa superficial 0.90 - 2.40	1,138.00	<ul style="list-style-type: none"> - Es la capa superior que se aprecia directamente. - Es un tipo de material de composición variada, conformado por material sedimentario, gravas y arenas, de granulometría variada, típicas de cauce de río. Mayor presencia de gravas. - El valor de V_p corresponde a un material consolidado. - Su disposición en el perfil es casi uniforme, haciéndose mayor en la parte central.
Capa media 1.00 - 12.00	2,317.00	<ul style="list-style-type: none"> - Su valor de V_p corresponde a un material consolidado, el cual estaría saturado. - Es posible que su composición sea muy similar a la de la capa superior con mayor contenido de gravas y con una mejor disposición por tamaño respecto a profundidad. Podría ser también un tipo de roca alterada. - Es estrecha al inicio de la línea y final de la línea y se hace más amplia al centro y final.
Profunda e indefinido	2,469.00	<ul style="list-style-type: none"> - Su valor de V_p corresponde a un tipo de material compacto que podría ser roca o bloques de roca.

Fuente: Estudio de geología y geotécnica (Refracción sísmica) - Consorcio San Pedro

B.2. Discusiones, conclusiones y recomendaciones

Cuadro B.5: Descripción del perfil estratigráfico - línea sísmica LRS E-E L=75.00 m

Espesor <i>m</i>	Velocidad V_p <i>m/s</i>	Descripción
Capa superficial 0.50 - 2.30	809.00	<ul style="list-style-type: none"> - Es la capa superior que se aprecia directamente. - Es de tipo suelo, conformado por material sedimentario arenas y gravas, de granulometría variada, típicas de cauce de río representa un acceso y eso podría elevar su grado de compactación. - El valor de V_p corresponde a un material semi consolidado. - Su disposición en el perfil es casi uniforme, haciéndose mayor en la parte central
Capa media 0.50 - 10.60	2,020.00	<ul style="list-style-type: none"> - Su valor de V_p corresponde a un material consolidado, el cual estaría saturado. - Es posible que su composición sea muy similar a la de la capa superior con mayor contenido de gravas y con una mejor disposición por tamaño respecto a profundidad. Podría ser también un tipo de roca alterada. - Es estrecha al inicio de la línea y final de la línea y se hace más amplia al centro y final.
Profunda e indefinido	2,040.00	<ul style="list-style-type: none"> - Su valor de V_p corresponde a un tipo de material compacto que podría ser roca o bloques de roca.

Fuente: Estudio de geología y geotécnia (Refracción sísmica) - Consorcio San Pedro

Cuadro B.6: Descripción del perfil estratigráfico - línea sísmica LRS F-F L=75.00 m

Espesor <i>m</i>	Velocidad V_p <i>m/s</i>	Descripción
Capa superficial 1.20 - 2.70	349.00	<ul style="list-style-type: none"> - Es la capa superior que se aprecia directamente. - Es de tipo Suelo, conformado por materiales finos de naturaleza orgánica. - El valor de V_p corresponde a un material inconsolidado. - Su disposición en el perfil es variable, haciéndose mayor en la parte central y final de la línea.
Capa media 1.80 - 6.80	1,116.00	<ul style="list-style-type: none"> - Su valor de V_p corresponde a un material semiconsolidado, y que puede contener presencia de agua en su interior. - Se le podría asociar a un material de tipo conglomerado, que es visible en la zona, principalmente en cortes de carretera. - La forma de la capa es estrechada al Final de la línea y se hace más amplia al Inicio. - Se podría decir que su grado de compactación se hace mayor con la profundidad y que podría presentar mayor saturación de poros en profundidad.
Capa profunda de espesor indefinido	2,108.00	<ul style="list-style-type: none"> - Su valor de V_p corresponde a un tipo de material compacto - Se le podría asociar a formaciones sedimentarias presentes en la zona, variando su calidad y estado de meteorización y alteración.

Fuente: Estudio de geología y geotécnia (Refracción sísmica) - Consorcio San Pedro

Apéndice C

Estudio de riesgo sísmico

En este anexo sólo se presenta los resultados, conclusiones y recomendaciones del especialista, las cuales se consideran indispensables para el análisis y diseño estructural del puente, esta forma de presentación evita el volumen o la cantidad de páginas del anexo.

El estudio de Riesgo Sísmico es de vital importancia y tiene como objetivo determinar los niveles de actividad sísmica que han ocurrido y que ocurrirán dentro del área de proyecto. Mediante este medio se determinará las aceleraciones que puedan presentarse dentro de la zona de estudio.

La evaluación del peligro sísmico se ha efectuado por medio del método probabilístico, para finalmente proponer niveles sísmicos del movimiento máximo del suelo en el área del proyecto.

C.1. Sismicidad histórica instrumental)

La información histórica instrumental ha sido adquirida del Instituto Geofísico del Perú (IGP), el cual comprende 989 eventos con magnitudes mayores o iguales a 4 a partir del año de 1,963. Las características de dicha información están expresadas en el siguiente cuadro C.1:

De dicha información, es necesario resaltar los sismos de los años de 1,963 con

Cuadro C.1: Características de la información sísmica.

Area	Area de influencia				Periodo años	Rango de magnitud	Numero de eventos
	Lat.	Long.	Lat.	Long.			
Madre de Dios	-10.33	-73.85	-15.33	-68.85	1,963-2,014	≥ 4	989

Fuente: Estudio de riesgo sísmico - Consorcio San Pedro

magnitudes de ondas de cuerpo (mb) de 7.3, 6.3 y 6.2, respectivamente, y del año 1,963 con magnitud local (ML) de 6.1, lo cual evidencia el grado sísmico a la cual está expuesta la región, la carretera Departamental 103 donde se ubica el puente Salvación y las estructuras que se proyectarán sobre ella. La figura presentada en la siguiente página resume en forma de mapa la cantidad de eventos sísmicos ocurridos en la zona de influencia, proporcionado por el Instituto Geofísico del Perú.

C.2. Determinación del peligro sísmico

Se determinó el peligro sísmico en el área en estudio utilizando el programa de cómputo RISK desarrollado por McGuire (1,976), con datos de la ley de atenuación de aceleraciones de Casaverde.

A continuación resumiremos los datos que resultan de la aplicación del referido software, para el proyecto de la referencia, los que por su cercanía en muchos casos referencia las mismas aceleraciones.

Para el presente proyecto vamos a usar el punto medio del puente en estudio, para definir la aceleración sísmica efectiva, vale decir que vamos tomar un punto medio entre los estribos de la cual obtendremos la aceleración efectiva de diseño para los análisis pseudoestáticos de la estructura. El cuadro C.2 muestra el resumen del cálculo de aceleraciones.

Cuadro C.2: Aceleraciones máximas esperadas para períodos de retorno de 30, 50, 100, 200, 475, 500, 1000 y 2500 años.

Periodo retorno (años)	30	50	100	200	475	500	1000	2000
Antilogaritmo	102.09	117.48	142.21	172.13	215.61	218.06	256.09	314.88
Aceleración Max (%g)	0.10	0.12	0.14	0.18	0.22	0.22	0.26	0.32
Aceleración de diseño (-30 %)	0.07	0.08	0.10	0.12	0.15	0.16	0.18	0.22
Aceleración de diseño recomendado (-45 %)	0.06	0.07	0.08	0.10	0.12	0.12	0.14	0.18
Aceleración de diseño (-50 %)	0.05	0.06	0.07	0.09	0.11	0.11	0.13	0.16

Fuente: Estudio de riesgo sísmico - Consorcio San Pedro

C.3. Conclusiones y recomendaciones

Para determinar el sismo de diseño, se consideró el tiempo de vida útil de las obras del Proyecto. Por lo cual se establece las siguientes recomendaciones:

- De acuerdo a la norma AASHTO (2,010) el sismo de diseño definido como un evento con 7% de probabilidad de excedencia en 75 años (1,000 años de periodo de retorno): Por tanto, en la zona de estudio el valor de la aceleración máximas que se ha obtenido es de 0.26 g, para el tipo de suelo investigado.
- Los valores de PGA , S_S , y S_1 son 0.26, 0.954, y 0.375 respectivamente.

Apéndice D

Formas de vibración

D.1. Modelo desacoplado sin ISE

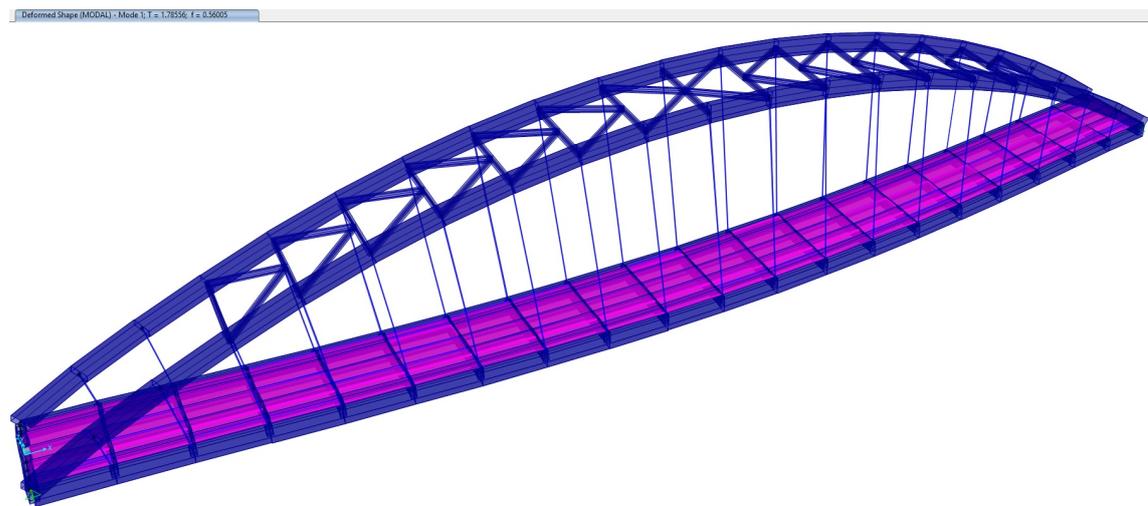


Figura D.1: Primer modo de vibración $T = 1.786$ seg. y $f = 0.560$ Hz o *ciclos/seg.*, la oscilación es perpendicular a la longitud del puente, el arco y el tablero lo hacen en el mismo sentido.

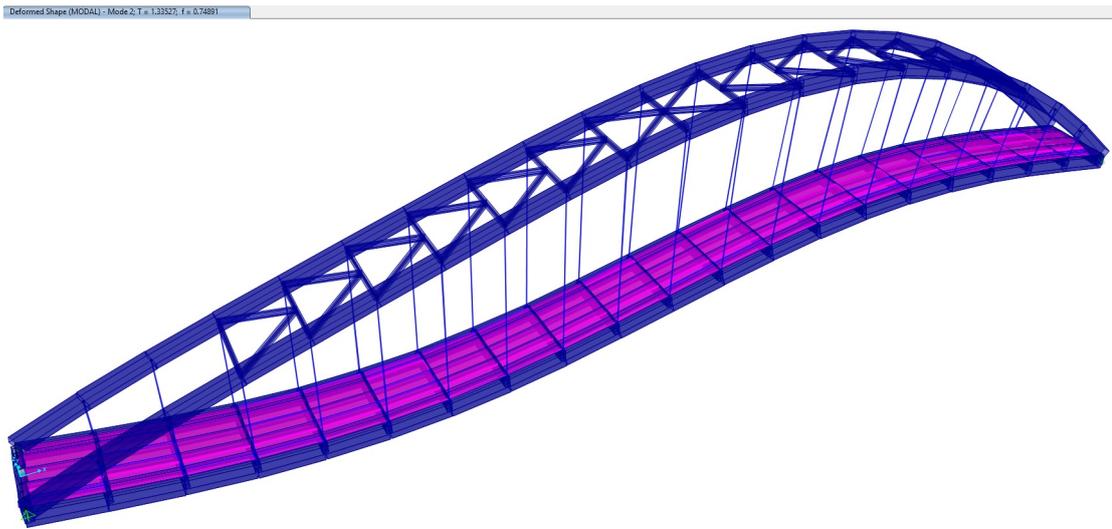


Figura D.2: Segundo modo de vibración $T = 1.335$ seg. y $f = 0.749$ Hz. o $\text{ciclos}/\text{seg.}$, la oscilación es en dirección longitudinal al puente, la estructura en conjunta lo ejecuta en el mismo sentido.

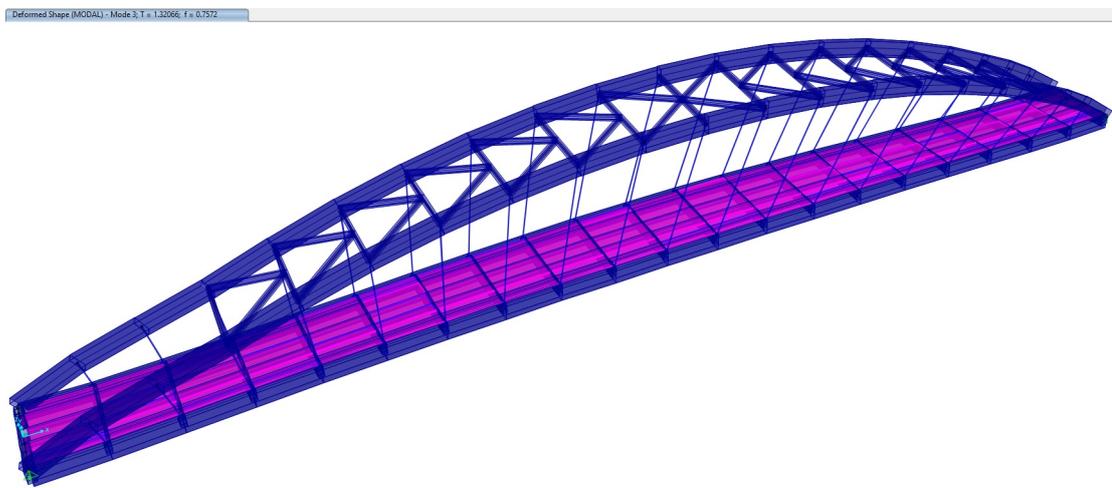


Figura D.3: Tercer modo de vibración $T = 1.321$ seg. y $f = 0.757$ Hz. o $\text{ciclos}/\text{seg.}$, la oscilación es perpendicular a la longitud del puente, el arco y el tablero lo hacen en sentido contrario.

D.2. Modelo acoplado sin ISE empotrado en el cabezal

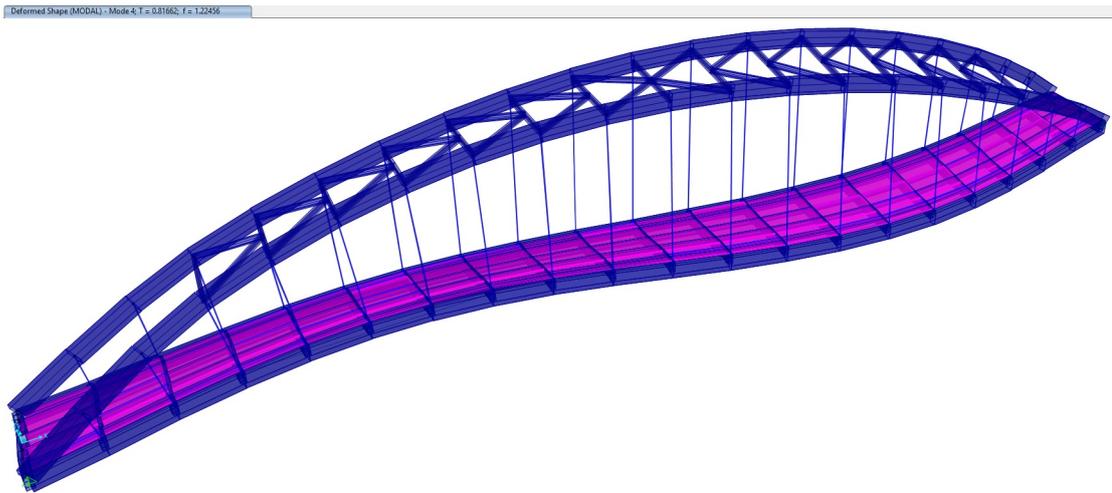


Figura D.4: Cuarto modo de vibración $T = 0.817$ seg. y $f = 1.224$ Hz. o $\text{ciclos}/\text{seg.}$, la oscilación es torsional en la dirección vertical.

D.2. Modelo acoplado sin ISE empotrado en el cabezal

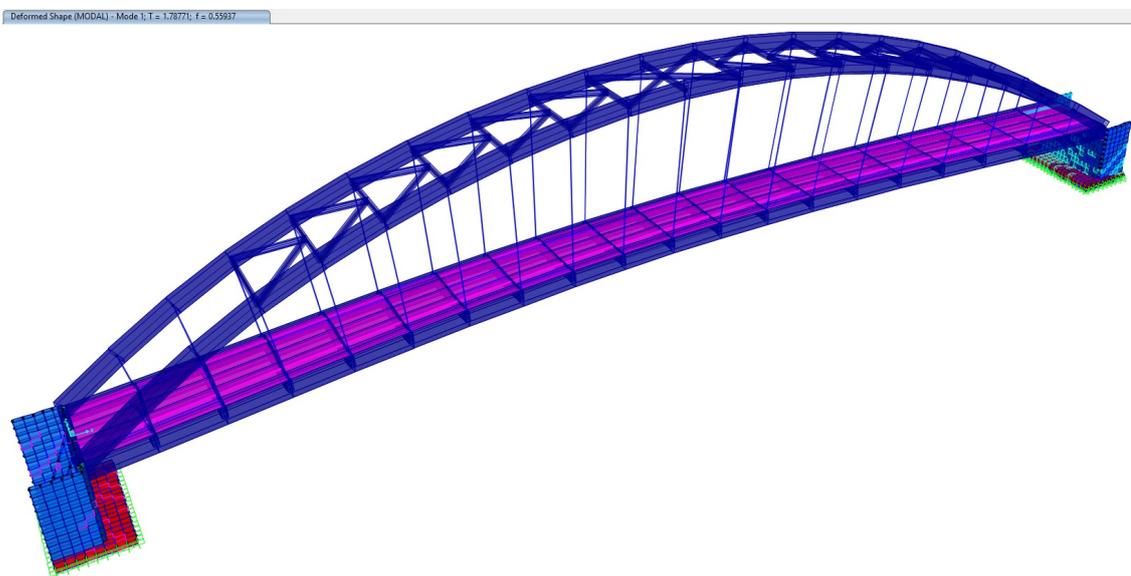


Figura D.5: Primer modo de vibración $T = 1.788$ seg. y $f = 0.559$ Hz o $\text{ciclos}/\text{seg.}$, la oscilación es perpendicular a la longitud del puente, el arco, el tablero y la subestructura lo realiza en el mismo sentido.

D.2. Modelo acoplado sin ISE empotrado en el cabezal

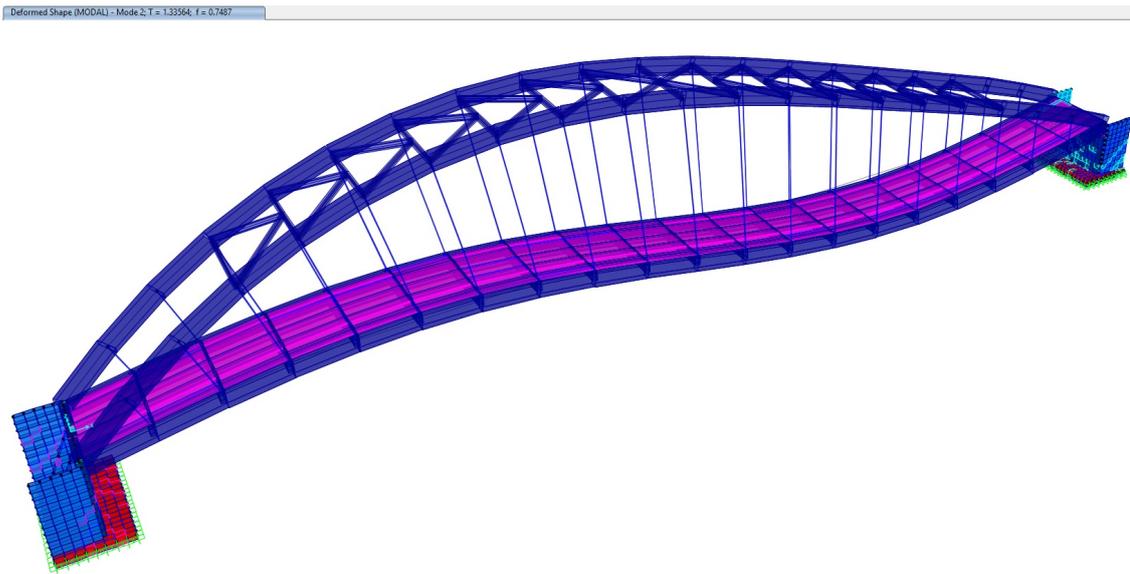


Figura D.6: Segundo modo de vibración $T = 1.336$ seg. y $f = 0.749$ Hz. o $\text{ciclos}/\text{seg.}$, la oscilación es en dirección longitudinal al puente, la estructura en conjunta lo ejecuta en el mismo sentido.

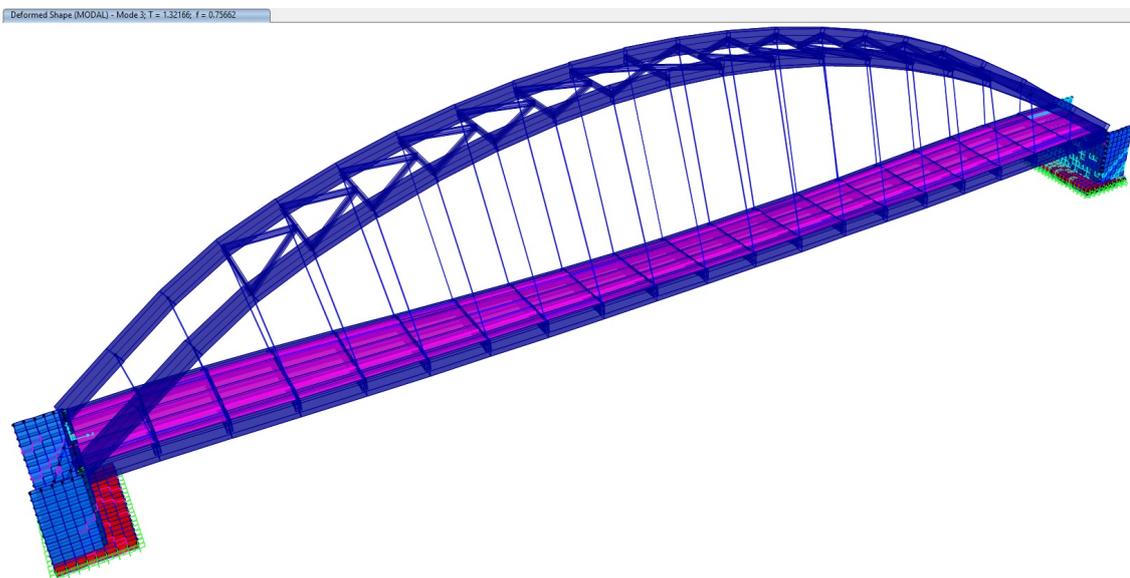


Figura D.7: Tercer modo de vibración $T = 1.322$ seg. y $f = 0.757$ Hz. o $\text{ciclos}/\text{seg.}$, la oscilación es perpendicular a la longitud del puente, el arco, el tablero y la subestructura lo realiza en sentido contrario.

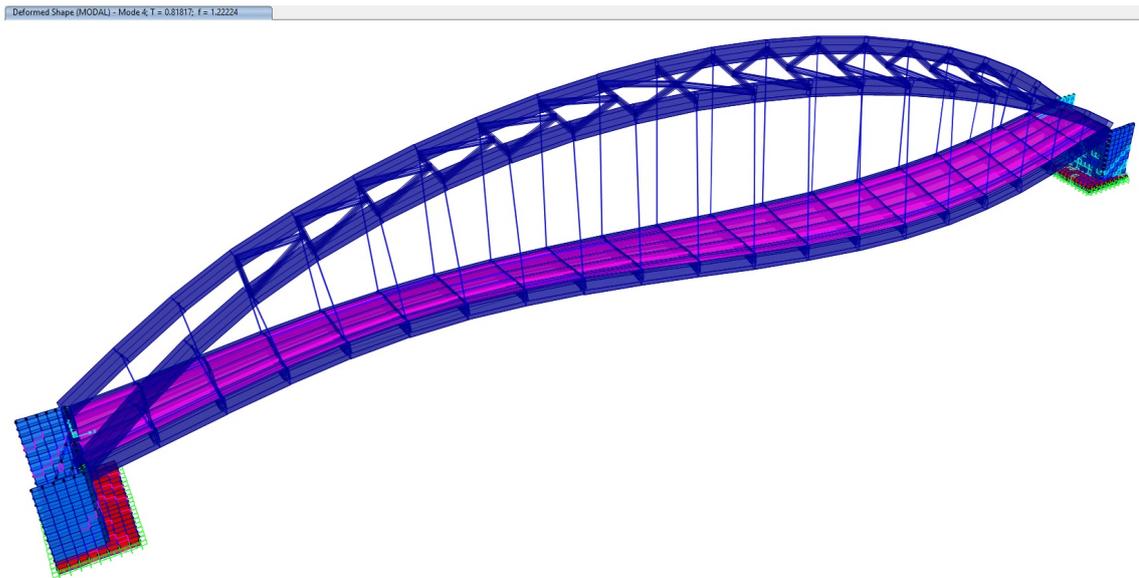


Figura D.8: Cuarto modo de vibración $T = 0.818$ seg. y $f = 1.222$ Hz. o $\text{ciclos}/\text{seg.}$, la oscilación es torsional en la dirección vertical.

D.3. Modelo acoplado con ISE - K. Terzaghi

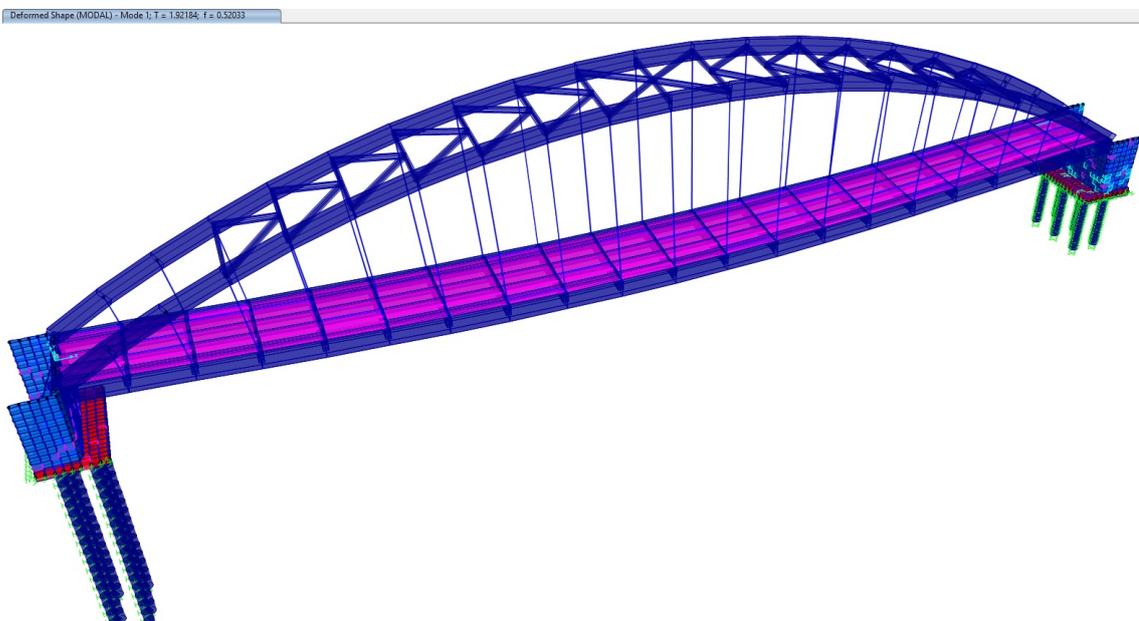


Figura D.9: Primer modo de vibración $T = 1.922$ seg. y $f = 0.0520$ Hz o $\text{ciclos}/\text{seg.}$, la oscilación es perpendicular a la longitud del puente, el arco, el tablero y la subestructura lo realiza en el mismo sentido.

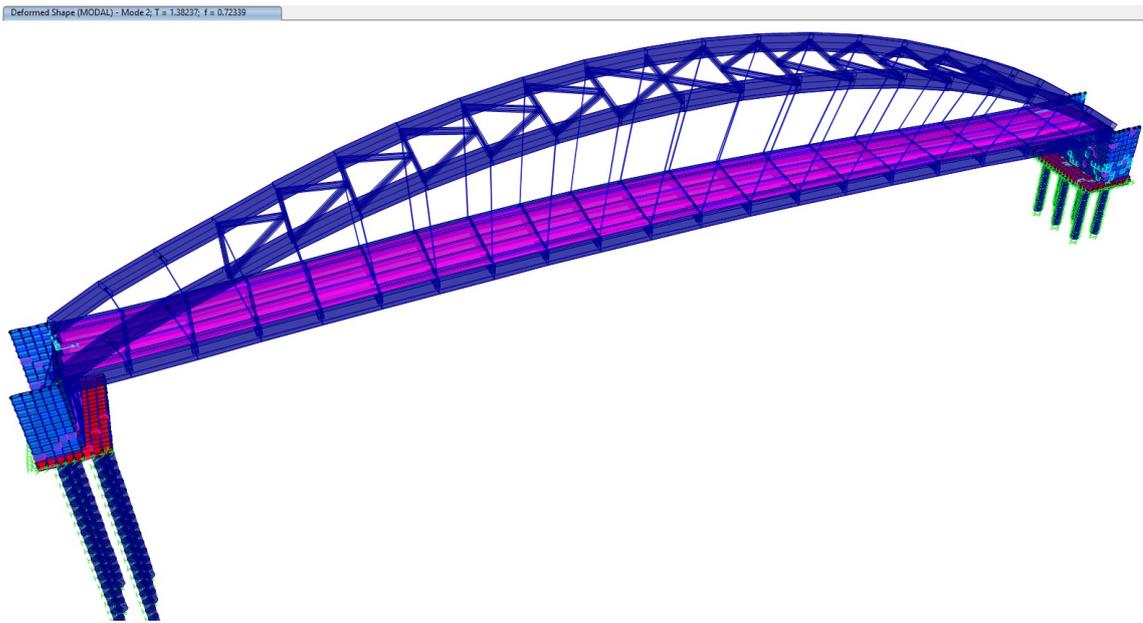


Figura D.10: Segundo modo de vibración $T = 1.382$ seg. y $f = 0.723$ Hz. o *ciclos/seg.*, la oscilación es perpendicular a la longitud del puente, el arco, el tablero y la subestructura lo realiza en sentido contrario.

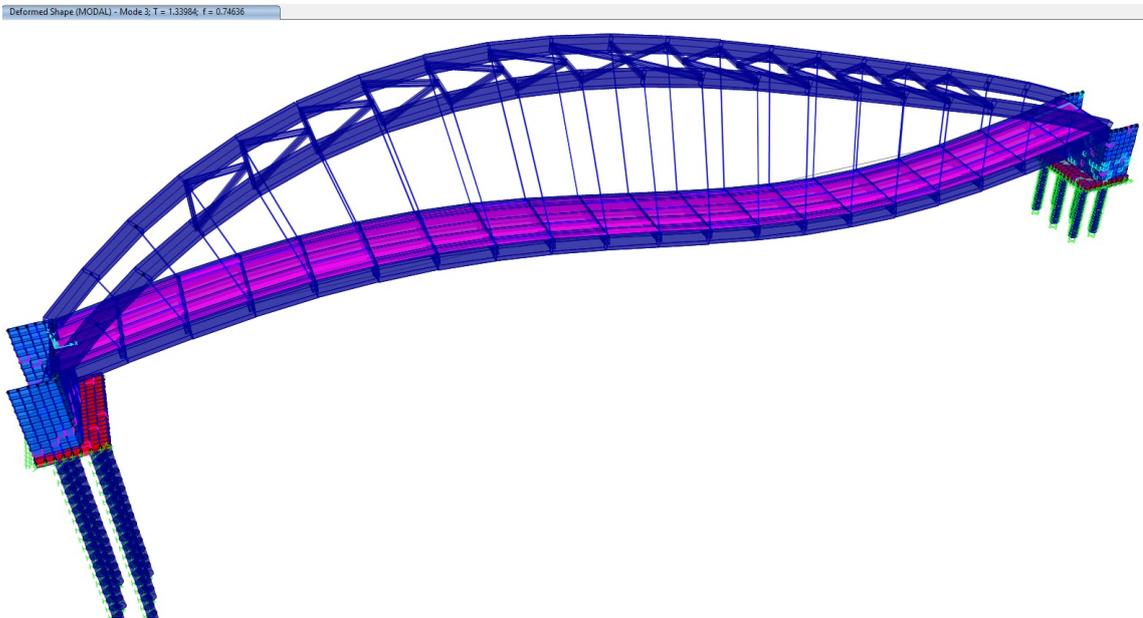


Figura D.11: Tercer modo de vibración $T = 1.400$ seg. y $f = 0.746$ Hz. o *ciclos/seg.*, la oscilación es en dirección longitudinal al puente, la estructura en conjunta lo ejecuta en el mismo sentido.

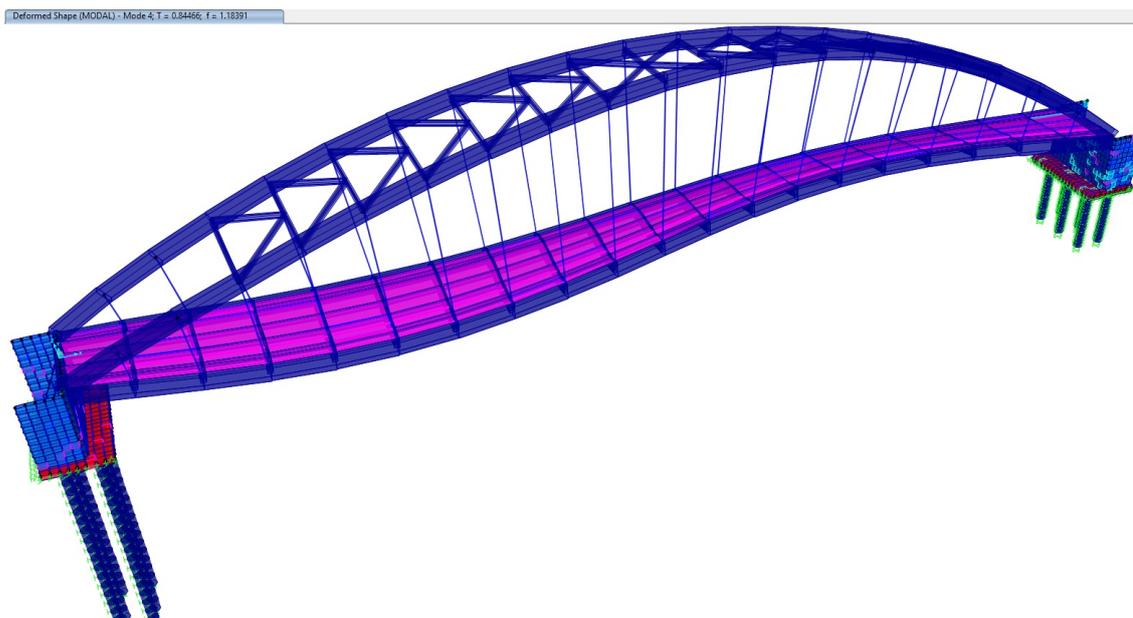


Figura D.12: Cuarto modo de vibración $T = 0.845$ seg. y $f = 1.184$ Hz. o $\text{ciclos}/\text{seg.}$, la oscilación es torsional en la dirección vertical.

D.4. Modelo acoplado con ISE - J. Bowles

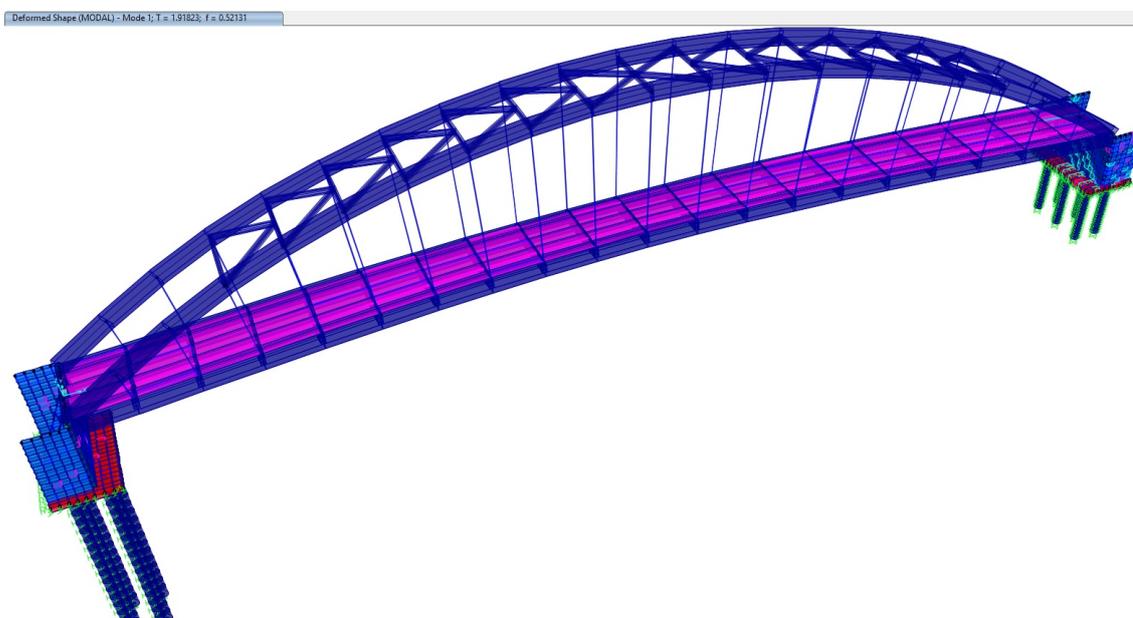


Figura D.13: Primer modo de vibración $T = 1.918$ seg. y $f = 0.521$ Hz o $\text{ciclos}/\text{seg.}$, la oscilación es perpendicular a la longitud del puente, el arco, el tablero y la subestructura lo realiza en el mismo sentido.

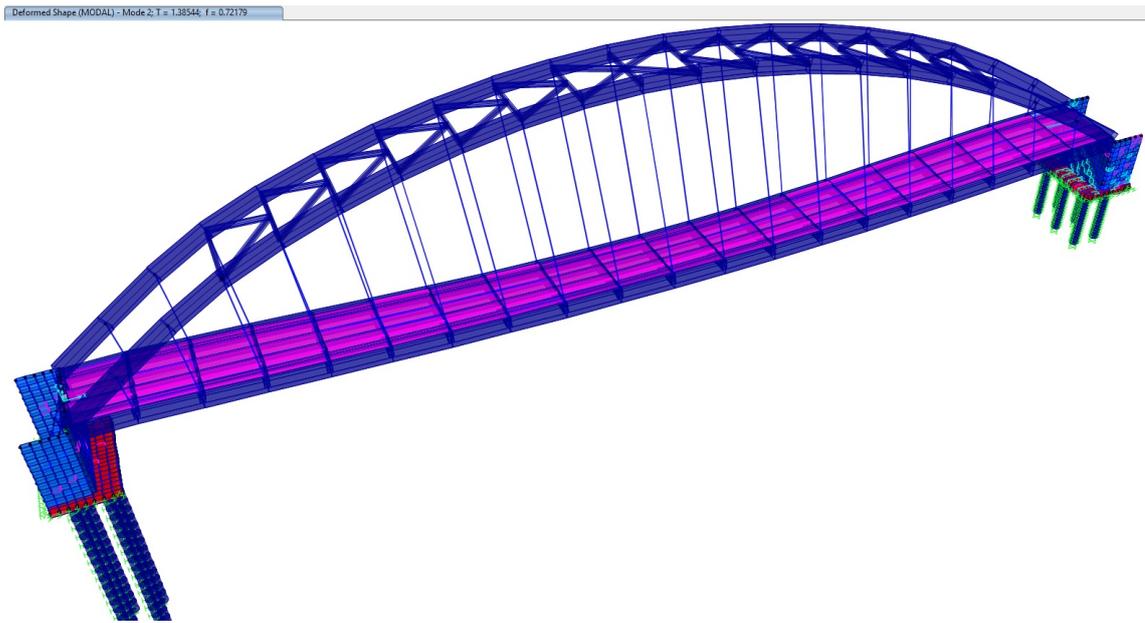


Figura D.14: Segundo modo de vibración $T = 1.385$ seg. y $f = 0.722$ Hz. o $\text{ciclos}/\text{seg.}$, la oscilación es perpendicular a la longitud del puente, el arco, el tablero y la subestructura lo realiza en sentido contrario.

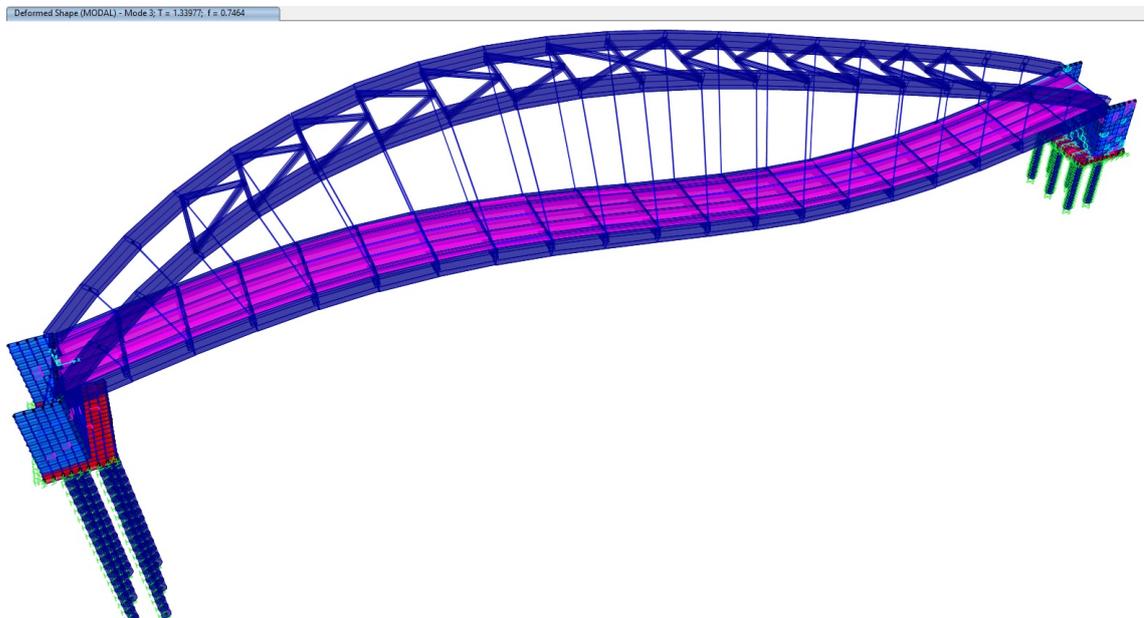


Figura D.15: Tercer modo de vibración $T = 1.340$ seg. y $f = 0.746$ Hz. o $\text{ciclos}/\text{seg.}$, la oscilación es en dirección longitudinal al puente, la estructura en conjunta lo ejecuta en el mismo sentido.

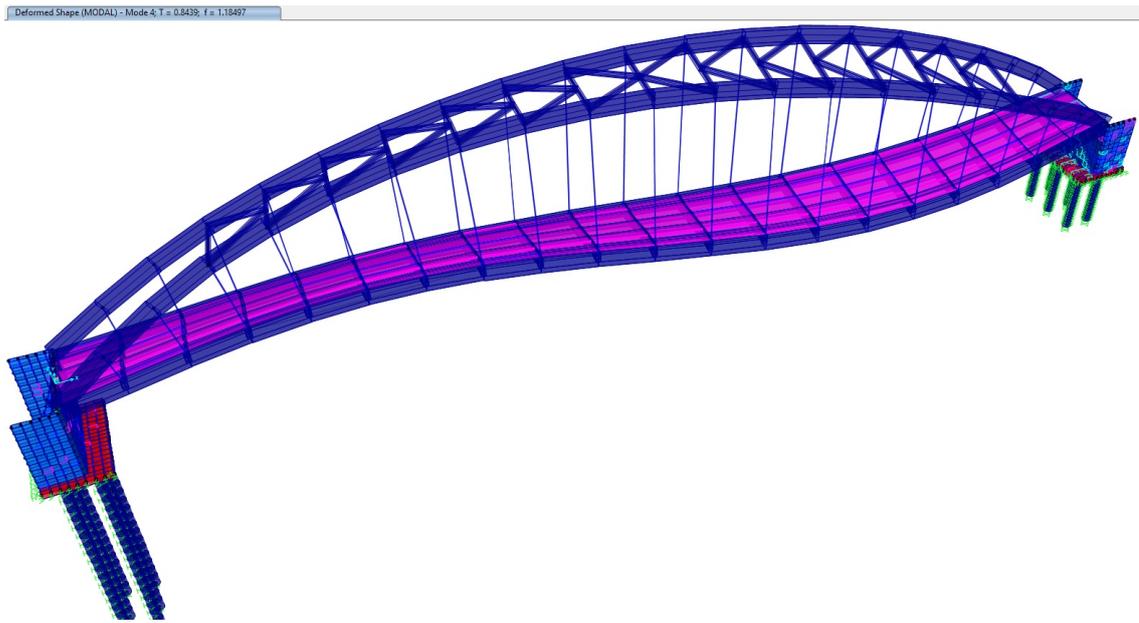
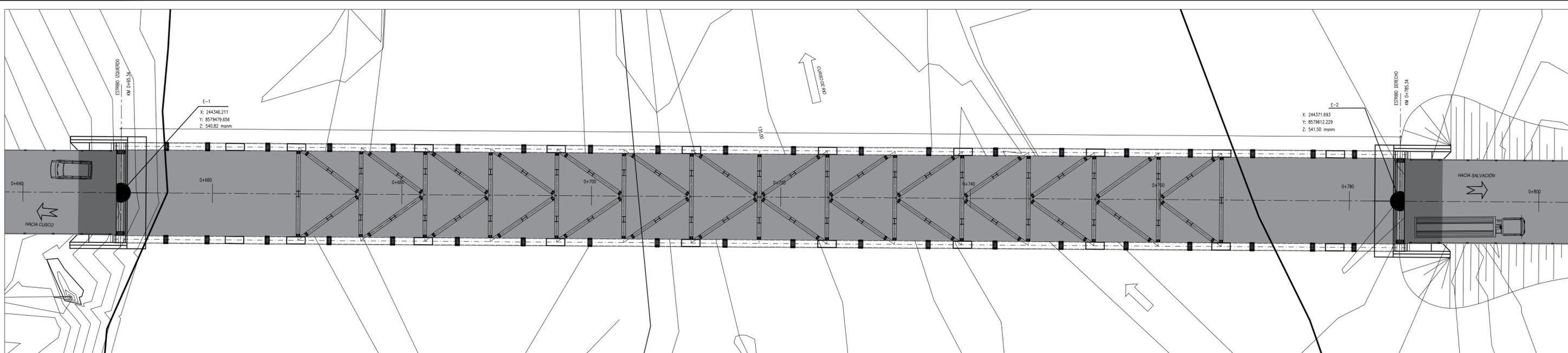


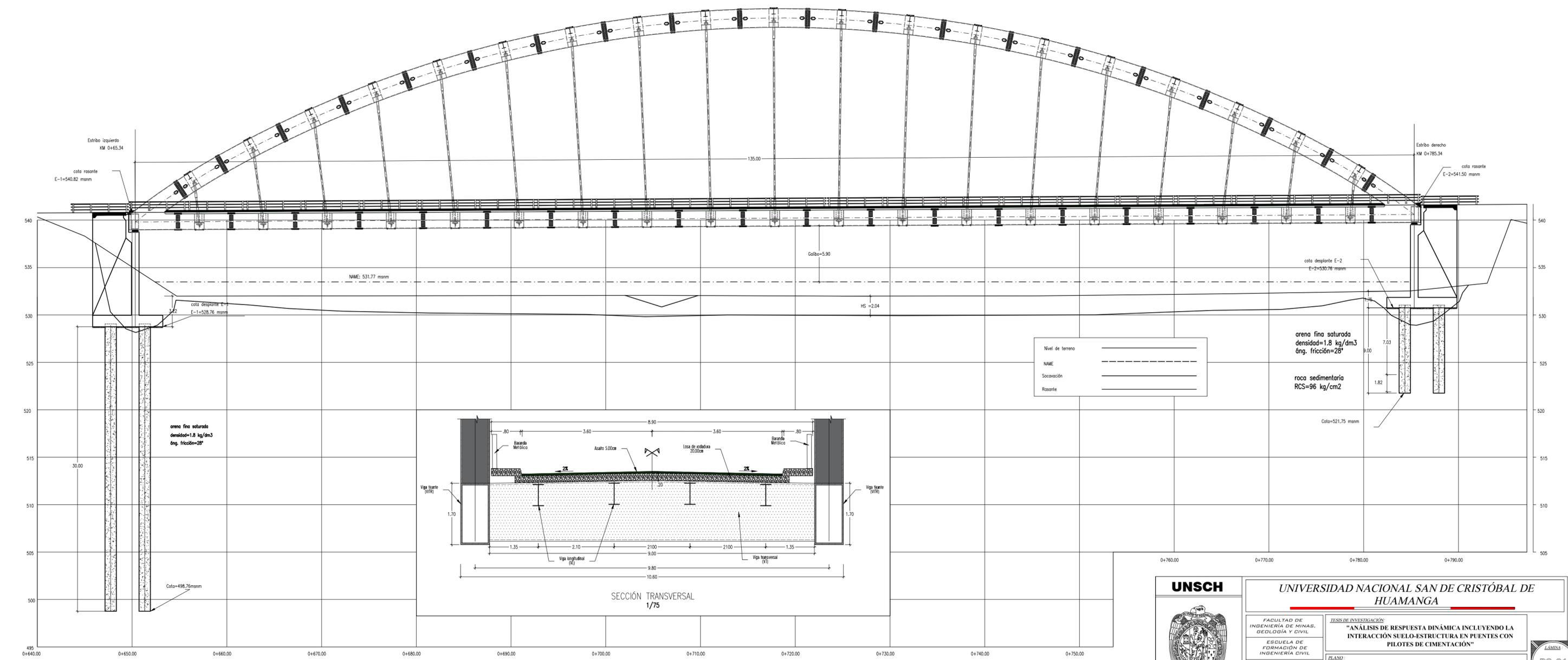
Figura D.16: Cuarto modo de vibración $T = 0.844$ seg. y $f = 1.185$ Hz. o $\text{ciclos}/\text{seg.}$, la oscilación es torsional en la dirección vertical.

Apéndice E

Planos



VISTA EN PLANTA
1/250



SECCIÓN TRANSVERSAL
1/75

ELEVACIÓN LATERAL
1/250

Nivel de terreno	_____
NAME	_____
Socavación	_____
Rasante	_____

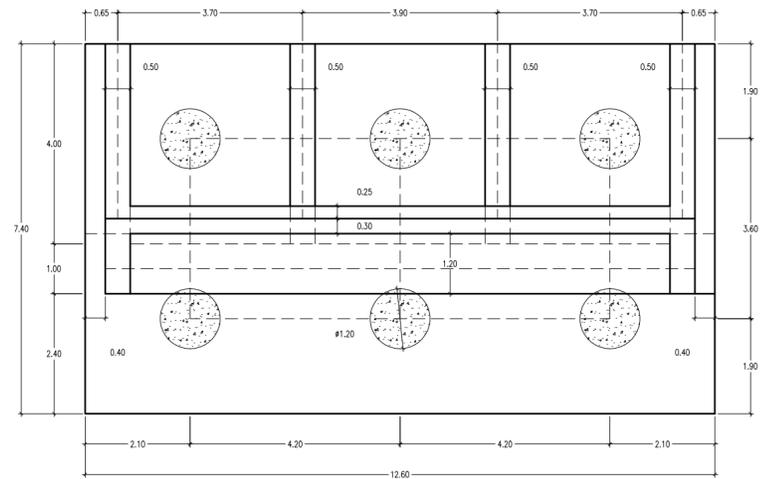
arena fina saturada
densidad=1.8 kg/dm³
áng. fricción=28°

roca sedimentaria
RCS=96 kg/cm²

UNSCH		UNIVERSIDAD NACIONAL SAN DE CRISTÓBAL DE HUAMANGA	
	FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS, GEOLOGÍA Y CIVIL ESCUELA DE FORMACIÓN DE INGENIERÍA CIVIL		TESIS DE INVESTIGACIÓN "ANÁLISIS DE RESPUESTA DINÁMICA INCLUYENDO LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN Puentes CON PILOTES DE CIMENTACIÓN"
	LUGAR: AYACUCHO		PLANO: VISTA GENERAL
FECHA MAYO - 2017	ESCALA INDICADA	DESARROLLADO DRES. P. B.	REVISADO ING. J. TAPE. D.

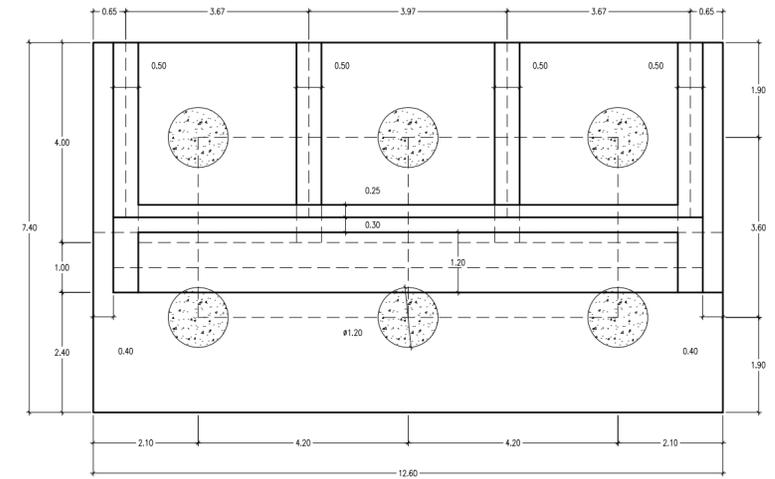
LÁMINA
PS-01

ESTRIBO IZQUIERDO

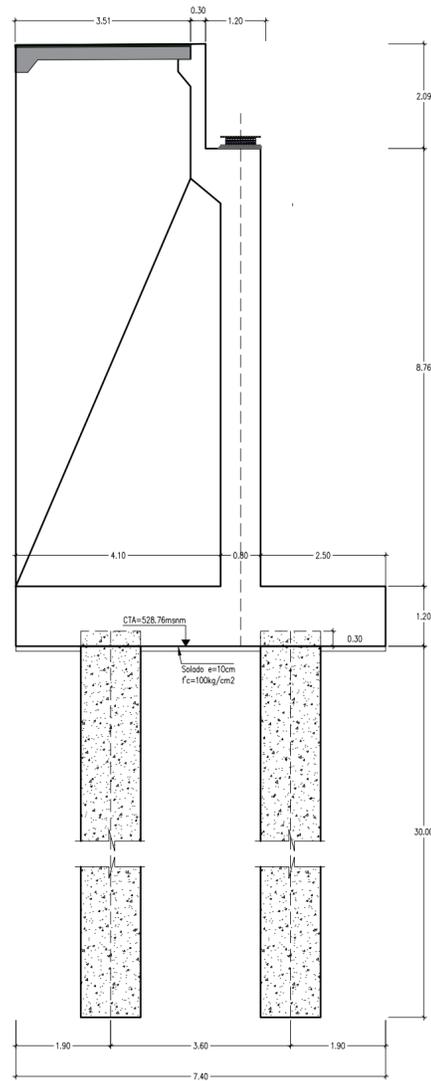


PLANTA
1/100

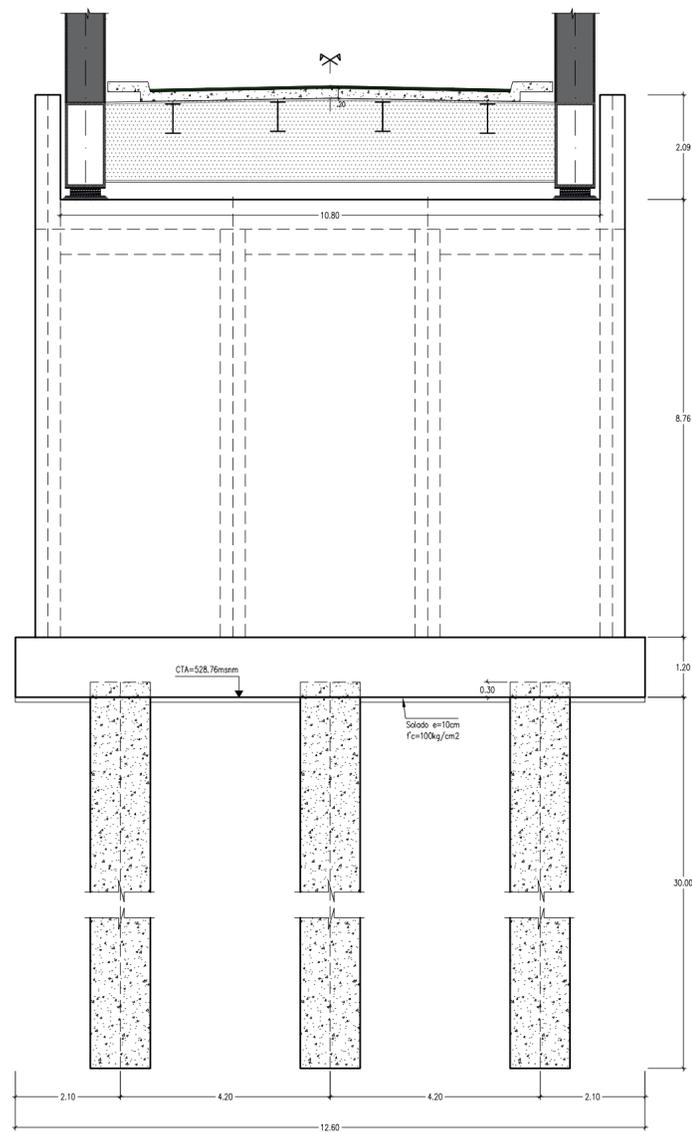
ESTRIBO DERECHO



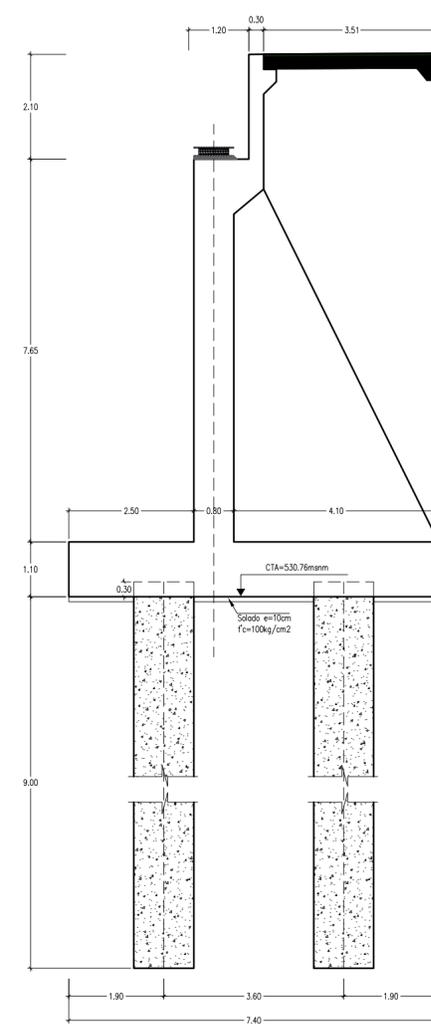
PLANTA
1/100



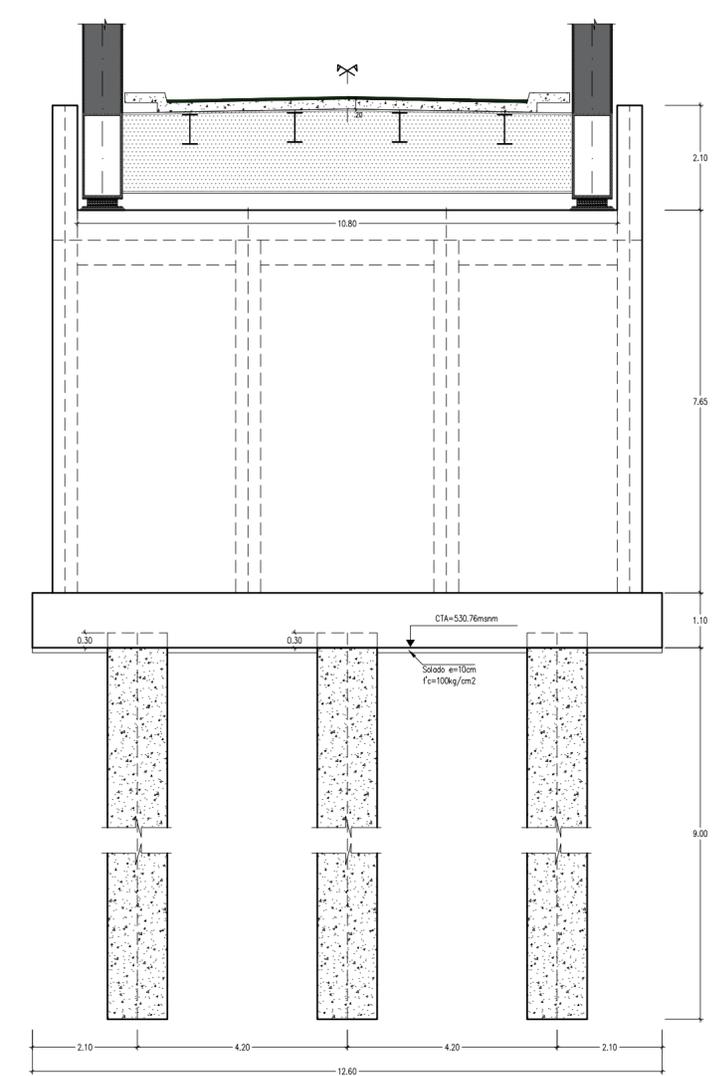
ELEVACIÓN LATERAL
1/100



ELEVACIÓN FRONTAL
1/100

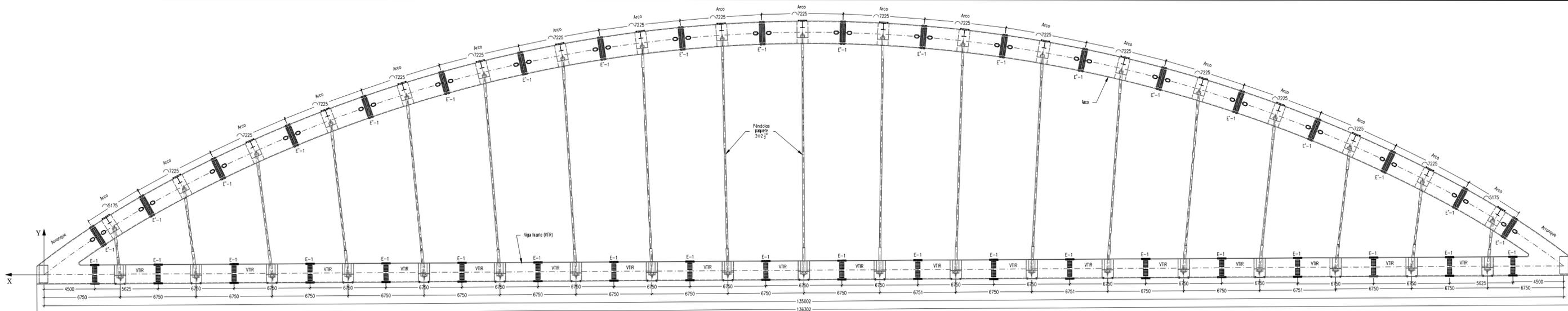


ELEVACIÓN LATERAL
1/100



ELEVACIÓN FRONTAL
1/100

	UNIVERSIDAD NACIONAL SAN DE CRISTÓBAL DE HUAMANGA				
	FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS, GEOLOGÍA Y CIVIL		TESIS DE INVESTIGACIÓN "ANÁLISIS DE RESPUESTA DINÁMICA INCLUYENDO LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN Puentes CON PILOTOS DE CIMENTACIÓN"		
	ESCUELA DE FORMACIÓN DE INGENIERÍA CIVIL		PLAN: ENCOFRADO DE ESTRIBOS		
	LUGAR: AYACUCHO		MAYO - 2017		
ESCALA: INDICADA		TITULO: CRES. P. B.		REV: ING. J. TAPE. C.	



ELEVACION LONGITUDINAL DEL PUENTE
1/250

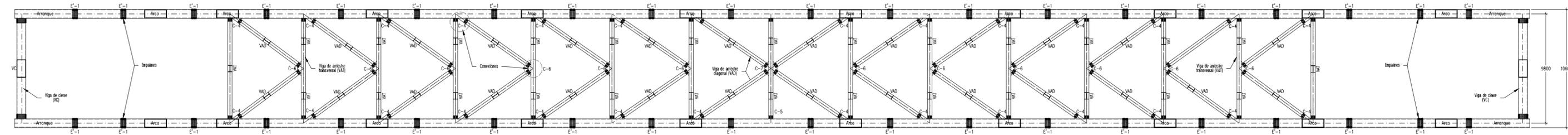
COORDENADAS DEL ARCO

X	00.0000	4.7706	9.5412	14.3118	19.0824	23.8530	28.6236	33.3942	38.1648	42.9354	47.7060	52.4766	57.2472	62.0178	66.7884	71.5590	76.3296	81.1002	85.8708	90.6414	95.4120	100.1826	104.9532	109.7238	114.4944	119.2650	124.0356	128.8062	133.5768	138.3474	143.1180	147.8886	152.6592	157.4298	162.2004	166.9710	171.7416	176.5122	181.2828	186.0534	190.8240	195.5946	200.3652	205.1358	209.9064	214.6770	219.4476	224.2182	228.9888	233.7594	238.5300	243.3006	248.0712	252.8418	257.6124	262.3830	267.1536	271.9242	276.6948	281.4654	286.2360	291.0066	295.7772	300.5478	305.3184	310.0890	314.8596	319.6302	324.4008	329.1714	333.9420	338.7126	343.4832	348.2538	353.0244	357.7950	362.5656	367.3362	372.1068	376.8774	381.6480	386.4186	391.1892	395.9598	400.7304	405.5010	410.2716	415.0422	419.8128	424.5834	429.3540	434.1246	438.8952	443.6658	448.4364	453.2070	457.9776	462.7482	467.5188	472.2894	477.0600	481.8306	486.6012	491.3718	496.1424	500.9130	505.6836	510.4542	515.2248	520.0000																																																																			
Y	00.0000	1.4203	2.8406	4.2609	5.6812	7.1015	8.5218	9.9421	11.3624	12.7827	14.2030	15.6233	17.0436	18.4639	19.8842	21.3045	22.7248	24.1451	25.5654	26.9857	28.4060	29.8263	31.2466	32.6669	34.0872	35.5075	36.9278	38.3481	39.7684	41.1887	42.6090	44.0293	45.4496	46.8699	48.2902	49.7105	51.1308	52.5511	53.9714	55.3917	56.8120	58.2323	59.6526	61.0729	62.4932	63.9135	65.3338	66.7541	68.1744	69.5947	71.0150	72.4353	73.8556	75.2759	76.6962	78.1165	79.5368	80.9571	82.3774	83.7977	85.2180	86.6383	88.0586	89.4789	90.8992	92.3195	93.7398	95.1601	96.5804	98.0007	99.4210	100.8413	102.2616	103.6819	105.1022	106.5225	107.9428	109.3631	110.7834	112.2037	113.6240	115.0443	116.4646	117.8849	119.3052	120.7255	122.1458	123.5661	124.9864	126.4067	127.8270	129.2473	130.6676	132.0879	133.5082	134.9285	136.3488	137.7691	139.1894	140.6097	142.0300	143.4503	144.8706	146.2909	147.7112	149.1315	150.5518	151.9721	153.3924	154.8127	156.2330	157.6533	159.0736	160.4939	161.9142	163.3345	164.7548	166.1751	167.5954	169.0157	170.4360	171.8563	173.2766	174.6969	176.1172	177.5375	178.9578	180.3781	181.7984	183.2187	184.6390	186.0593	187.4796	188.8999	190.3202	191.7405	193.1608	194.5811	196.0014	197.4217	198.8420	200.2623	201.6826	203.1029	204.5232	205.9435	207.3638	208.7841	210.2044	211.6247	213.0450	214.4653	215.8856	217.3059	218.7262	220.1465	221.5668	222.9871	224.4074	225.8277	227.2480	228.6683	230.0886	231.5089	232.9292	234.3495	235.7698	237.1901	238.6104	240.0307	241.4510	242.8713	244.2916	245.7119	247.1322	248.5525	250.0000

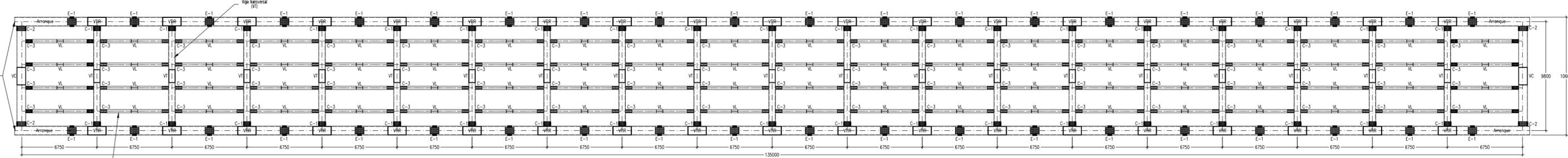
COORDENADAS DE VIGA TIRANTE

X	00.0000	4.5000	9.0000	13.5000	18.0000	22.5000	27.0000	31.5000	36.0000	40.5000	45.0000	49.5000	54.0000	58.5000	63.0000	67.5000	72.0000	76.5000	81.0000	85.5000	90.0000	94.5000	99.0000	103.5000	108.0000	112.5000	117.0000	121.5000	126.0000	130.5000	135.0000	139.5000	144.0000	148.5000	153.0000	157.5000	162.0000	166.5000	171.0000	175.5000	180.0000	184.5000	189.0000	193.5000	198.0000	202.5000	207.0000	211.5000	216.0000	220.5000	225.0000	229.5000	234.0000	238.5000	243.0000	247.5000	252.0000	256.5000	261.0000	265.5000	270.0000	274.5000	279.0000	283.5000	288.0000	292.5000	297.0000	301.5000	306.0000	310.5000	315.0000	319.5000	324.0000	328.5000	333.0000	337.5000	342.0000	346.5000	351.0000	355.5000	360.0000	364.5000	369.0000	373.5000	378.0000	382.5000	387.0000	391.5000	396.0000	400.5000	405.0000	409.5000	414.0000	418.5000	423.0000	427.5000	432.0000	436.5000	441.0000	445.5000	450.0000	454.5000	459.0000	463.5000	468.0000	472.5000	477.0000	481.5000	486.0000	490.5000	495.0000	499.5000	504.0000	508.5000	513.0000	517.5000	522.0000	526.5000	531.0000	535.5000	540.0000	544.5000	549.0000	553.5000	558.0000	562.5000	567.0000	571.5000	576.0000	580.5000	585.0000	589.5000	594.0000	598.5000	603.0000	607.5000	612.0000	616.5000	621.0000	625.5000	630.0000	634.5000	639.0000	643.5000	648.0000	652.5000	657.0000	661.5000	666.0000	670.5000	675.0000	679.5000	684.0000	688.5000	693.0000	697.5000	702.0000	706.5000	711.0000	715.5000	720.0000	724.5000	729.0000	733.5000	738.0000	742.5000	747.0000	751.5000	756.0000	760.5000	765.0000	769.5000	774.0000	778.5000	783.0000	787.5000	792.0000	796.5000	801.0000	805.5000	810.0000	814.5000	819.0000	823.5000	828.0000	832.5000	837.0000	841.5000	846.0000	850.5000	855.0000	859.5000	864.0000	868.5000	873.0000	877.5000	882.0000	886.5000	891.0000	895.5000	900.0000	904.5000	909.0000	913.5000	918.0000	922.5000	927.0000	931.5000	936.0000	940.5000	945.0000	949.5000	954.0000	958.5000	963.0000	967.5000	972.0000	976.5000	981.0000	985.5000	990.0000	994.5000	999.0000	1000.0000
---	---------	--------	--------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	-----------

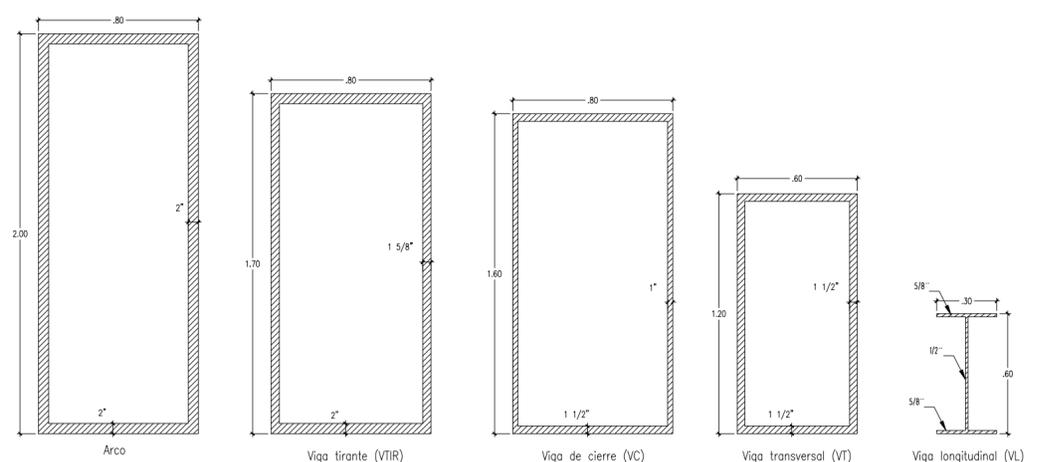
COORDENADAS EN EJE DEL ARCO Y VIGA TIRANTE (EMPALMES)
1/250



VISTA EN PLANTA: ARRIOSTRE SUPERIOR DEL ARCO
1/250



VISTA EN PLANTA: ARRIOSTRE INFERIOR
1/250



SECCION TRANSVERSAL DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES
1/25

- ESPECIFICACIONES TECNICAS
- 1.- Acero estructural a utilizar será de calidad ASTM A572 grado 50 $f_y=3500 \text{ Kg/cm}^2$, péndolas ASTM A722 grado 150 $f_y=8400 \text{ Kg/cm}^2$.
 - 2.- Todas las uniones de montaje serán con pernos de alta resistencia ASTM A-449, cuya resistencia nominal a corte del perno cuando la rosca no está excluida del plano de corte es $f_u=60\text{Ksi}$.
 - 3.- Las superficies de contacto en las uniones con pernos de alta resistencia deberán quedar sin pintura, óxidos, aceites, residuos y secos.
 - 4.- Soldadura electrodos AWS E7018 o similar.
 - 5.- Sobrecarga AASHTO-LRFD : Camión HL 93
 - 6.- Las soldaduras en su mayoría se deben realizar en taller.
 - 7.- Las dimensiones son en milímetros salvo indicación.

UNSCH

UNIVERSIDAD NACIONAL SAN DE CRISTÓBAL DE HUAMANGA

FACULTAD DE INGENIERIA DE MINAS, GEOLOGIA Y CIVIL

ESCUELA DE FORMACION DE INGENIERIA CIVIL

LUGAR: AYACUCHO

FECHA: MAYO - 2017

TESIS DE INVESTIGACION: "ANÁLISIS DE RESPUESTA DINÁMICA INCLUYENDO LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN Puentes CON PILOTOS DE CIMENTACIÓN"

PLANO: GEOMETRIA

INDICADA: CRES. P. B.

ING. J. TAPE. G.

PS-03