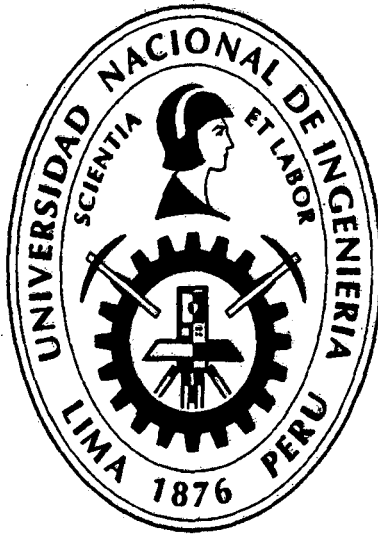


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**ESTUDIO TEÓRICO – EXPERIMENTAL
DE UN PUENTE CON ESTRIBOS INTEGRALES**

TESIS

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

MARCO ANTONIO ECHAVAUDIS ANCCASI

Lima- Perú

2014

Digitalizado por:

**Consortio Digital del
Conocimiento MebLatam,
Hemisferio y Dalse**

Dedico esta tesis mis padres: Glicerio Echavaudis Breña y Julia Consuelo Anccasi Cuba, a mi esposa Yanet y a mis hijos Amira Yazmin y Mark Alexander quienes son los más valioso en mi vida

ÍNDICE

RESUMEN.....	5
LISTA DE FIGURAS.....	6
LISTA DE TABLAS.....	10
LISTA DE SÍMBOLOS	11

CAPÍTULO I: ANTECEDENTES GENERALES

1.1 INTRODUCCIÓN.....	15
1.2 IMPORTANCIA.....	17
1.3 ALCANCES.....	18
1.4 OBJETIVOS.....	19
1.5 MARCO TEÓRICO.....	19
1.5.1 Interacción terreno – pilote.....	19
1.5.2 Interacción estribo – material de relleno.....	20
1.6 CONTENIDO DE LA TESIS.....	20

CAPÍTULO II: REVISIÓN DE LA LITERATURA Y DE OBRAS EXISTENTES

2.1 REVISIÓN DE LA LITERATURA EXISTENTE.....	22
2.2 EXPERIENCIA INTERNACIONAL SOBRE PUENTES CON ESTRIBOS INTEGRALES	23
2.2.1 Estados Unidos.....	23
2.2.2 Reino Unido.....	26
2.2.3 España.....	26
2.2.4 Chile.....	27
2.3 EXPERIENCIA PERUANA SOBRE PUENTES CON ESTRIBOS.....	29

INTEGRALES

CAPÍTULO III: CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS Y CRITERIOS BÁSICOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

3.1	INTRODUCCIÓN.....	32
3.2	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS PRINCIPALES.....	32
3.2.1	Puentes integrales.....	32
3.2.2.1	<i>Cimentaciones piloteadas</i>	32
3.2.2	Puentes semi - integrales.....	33
3.2.2.1	<i>Pantallas rotuladas</i>	33
3.2.3	Pantallas laterales y losa de aproximación.....	36
3.3	CRITERIOS BÁSICOS DE MODELAMIENTO Y ANÁLISIS.....	37
	ESTRUCTURAL	

CAPÍTULO IV: INTERACCIÓN TERRENO - PILOTE

4.1	INTRODUCCIÓN.....	38
4.2	ECUACIÓN DIFERENCIAL.....	39
4.3	RESISTENCIA LATERAL DEL SUELO.....	45
4.3.1	Método de Reese (1974).....	45
4.3.2	Método de Matlock (1980).....	49
4.4	FORMULACIÓN DE LAS CURVAS (P-Y).....	51
4.4.1	Criterio hiperbólico extendido.....	51
4.4.2	Curvas (p-y) en suelos no homogéneos.....	52
4.4.2.1	<i>Método de Georgiadis</i>	52
4.5	MODELAMIENTO DE LA INTERACCIÓN TERRENO – PILOTE.....	54
4.5.1	Aproximación elasto - plástica.....	54
4.5.2	Aproximación multilínea elástica.....	55

CAPÍTULO V: INTERACCIÓN ESTRIBO – MATERIAL DE RELLENO

5.1	INTRODUCCIÓN.....	56
5.2	COEFICIENTE DE PRESIÓN PASIVA DEL TERRENO.....	56

5.2.1	Método de Jian-Min Zhang et al (1998).....	59
5.3	CARACTERÍSTICAS DEL MATERIAL DE RELLENO SIN.....	61
	COMPACTAR EMPLEADO COMO RELLENO EN LOS ESTRIBOS	
5.4	MODELAMIENTO DE LA INTERACCIÓN ESTRIBO – MATERIAL	62
	DE RELLENO	

CAPÍTULO VI: EVALUACIÓN TEÓRICA Y EXPERIMENTAL

6.1	INTRODUCCIÓN.....	64
6.2	DESCRIPCIÓN DEL MODELO A ESCALA.....	64
6.3	INSTRUMENTACIÓN DEL MODELO A ESCALA.....	65
6.4	ENSAYO A DIFERENTES NIVELES DE CARGA, OBTENCIÓN Y	70
	PROCESAMIENTO DE DATOS	
6.4.1	Estimación de la fuerza sísmica.....	70
6.4.2	Ensayo a diferentes niveles de carga.....	71
6.5	MODELAMIENTO TEÓRICO EMPLEANDO SAP2000.....	81
6.5.1	Materiales.....	81
6.5.2	Modelos estructurales teóricos.....	83
6.6	CALIBRACIÓN DEL MODELO A ESCALA.....	92
6.7	EVALUACIÓN DEL EMPUJE PASIVO Y MOMENTOS FLECTORES	95

CAPÍTULO VII: EJEMPLO DE APLICACIÓN: ANÁLISIS SÍSMICO DE UN PUENTE INTEGRAL

7.1	INTRODUCCIÓN.....	99
7.2	CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL.....	99
7.2.1	Superestructura.....	99
7.2.2	Infraestructura.....	100
7.3	MATERIALES.....	101
7.4	CARGAS.....	102
7.4.1	Peso propio y cargas muertas.....	102
7.4.2	Sobrecarga de diseño.....	102

7.4.3 Empuje activo del suelo.....	103
7.4.4 Empuje activo sísmico del suelo.....	104
7.4.5 Carga sísmica.....	105
7.5 ANÁLISIS Y MODELAMIENTO ESTRUCTURAL.....	106
7.6 ESTIMACIÓN DE FUERZAS LATERALES.....	109

CAPÍTULO VIII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1 CONCLUSIONES.....	110
8.2 RECOMENDACIONES.....	112

BIBLIOGRAFÍA.....	113
--------------------------	------------

ANEXOS

ANEXO 01	PLANOS DEL MODELO A ESCALA
ANEXO 02	MEDICIONES Y RESULTADOS DEL PROCESO EXPERIMENTAL
ANEXO 03	CURVAS (P-Y) PARA MODELOS TEÓRICOS
ANEXO 04	PLANOS DEL EJEMPLO DE APLICACIÓN

RESUMEN

En los puentes con estribos integrales la superestructura y la subestructura forman una sola unidad estructural continua y monolítica, no existen juntas de dilatación ni tampoco aparatos de apoyo en la mayoría de los casos. De esta manera se reducen los costos de construcción y de mantenimiento a largo plazo; además poseen mejor desempeño estructural ante eventos sísmicos.

Una característica importante de estos puentes es la flexibilidad que debe poseer la subestructura a fin de acomodar los desplazamientos generados por los cambios de temperatura y que permita desarrollar el empuje pasivo del relleno ubicado detrás de la pantalla de los estribos para contrarrestar las fuerzas sísmicas longitudinales.

En nuestro país la introducción de los puentes con estribos integrales se ha realizado dentro de los últimos 10 años, y ha sido hecha en forma muy limitada, esto debido principalmente a la escasa información técnica y a la poca divulgación de las experiencias nacionales existentes. El reglamento AASHTO LRFD hasta la fecha presenta pautas muy generales para el análisis y diseño de puentes con estribos integrales.

El objetivo principal de la tesis es evaluar teórica y experimentalmente el desempeño de un puente con estribos integrales sometido a la acción de fuerzas horizontales que simulen los efectos sísmicos. Se evalúa el comportamiento de estribos compuestos por pantallas sobre cimentaciones piloteadas y una nueva alternativa que consiste en utilizar pantallas que bajo efecto sísmico extremo se comportarían como pantallas doblemente articuladas.

La tesis ha permitido evaluar criterios para el modelamiento y análisis estructural de la interacción del suelo con los pilotes, así como también evaluar la magnitud y desarrollo del empuje pasivo en relación al desplazamiento longitudinal del puente. Finalmente, la construcción y ensayo del modelo a escala reducida ha permitido proporcionar pautas para el análisis, diseño y construcción de puentes con estribos integrales.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1	Esquema general de un puente con estribos integrales	15
Figura 1.2	Daños en aparato de apoyo	16
Figura 1.3	Daños en subestructura del Puente Huamaní, Sismo 2007	16
Figura 1.4	Desplazamiento transversal de la superestructura del Puente Huamaní, Sismo 2007	17
Figura 2.1	Puente Happy Hollow Creek en EEUU	24
Figura 2.2	Estribo integral típico en el Estado de Tennessee, Longitud máxima = 120.00m y esviaje máximo 45°	25
Figura 2.3	Estribo integral típico en el Estado de Ohio, Longitud máxima = 90.00m y esviaje máximo 30°	25
Figura 2.4	Caída de la superestructura del Puente Tubul – Arauco, Chile, 2010	27
Figura 2.5	Colapso de un tramo del Paso Superior Miraflores, Chile, 2010	28
Figura 2.6	Vista del Puente Caynarachi	30
Figura 2.7	Construcción del estribo integral del Puente Caynarachi	30
Figura 2.8	Puente El Silencio	31
Figura 2.9	Elevación del Puente El Silencio	31
Figura 3.1	Cimentación piloteada en estribos integrales	32
Figura 3.2	Conexión estribo integral – pilote metálico	33
Figura 3.3	Estribos semi-integrales	33
Figura 3.4	Apoyo de neopreno ubicado entre pantallas	34
Figura 3.5	Llave de corte transversal en estribo semi-integral	34
Figura 3.6	Estribo integral con pantalla doblemente rotulada	35
Figura 3.7	Articulación de concreto	35
Figura 3.8	Losa de aproximación y pantallas laterales	36
Figura 3.9	Respuesta del suelo adyacente a los pilotes y estribos	37

Figura 4.1	Elemento sometido a flexión	39
Figura 4.2	Elemento diferencial de una viga	42
Figura 4.3	Falla tipo cuña del suelo	45
Figura 4.4	Fuerzas en la cuña	46
Figura 4.5	Fuerzas sobre el pilote	46
Figura 4.6	Falla por flujo lateral del suelo	48
Figura 4.7	Coefficientes en función del ángulo de fricción	50
Figura 4.8	Aproximación elasto-plástica de una curva (p-y)	54
Figura 4.9	Aproximación multilineal elástica de una curva (p-y)	55
Figura 5.1	Variación del coeficiente de presión del terreno	57
Figura 5.2	Distribución de la presión del terreno para traslación horizontal	58
Figura 5.3	Variación del coeficiente de empuje pasivo para desplazamiento horizontal	59
Figura 5.4	Coefficiente de presión pasiva del terreno en función del ángulo de fricción interna y el parámetro R	61
Figura 5.5	Curva fuerza-deformación para modelar la rigidez de un suelo poco cohesivo	62
Figura 6.1	Modelo a escala de puente con estribos integrales	65
Figura 6.2	Strain gauge (medidor de deformación unitaria)	66
Figura 6.3	Ubicación de strain gauges en pilote del estribo izquierdo	66
Figura 6.4	Cableado del strain gauge en pilote metálico	67
Figura 6.5	Deformímetro	67
Figura 6.6	Inclinómetro	68
Figura 6.7	Rieles dentro de tubería metálica para el desplazamiento del inclinómetro	68
Figura 6.8	Registro de medidas con el inclinómetro	69
Figura 6.9	Esquema para medida de ángulos con el inclinómetro	69

Figura 6.10	Esquema considerado para la primera prueba experimental	71
Figura 6.11	Deflexiones en pilotes y estribo izquierdo para la primera prueba experimental	72
Figura 6.12	Desplazamiento superior del estribo derecho para 5.00t en la primera prueba experimental	73
Figura 6.13	Desplazamiento superior del estribo derecho para 8.00t en la primera prueba experimental	73
Figura 6.14	Desplazamiento superior del estribo derecho para 10.00t en la primera prueba experimental	74
Figura 6.15	Esquema considerado para la segunda prueba experimental	75
Figura 6.16	Deflexiones en pilotes y estribo izquierdo para la segunda prueba experimental	75
Figura 6.17	Desplazamiento superior del estribo derecho para 5.00t en la segunda prueba experimental	76
Figura 6.18	Desplazamiento superior del estribo derecho para 8.00t en la segunda prueba experimental	77
Figura 6.19	Desplazamiento superior del estribo derecho para 10.00t en la segunda prueba experimental	77
Figura 6.20	Esquema considerado para la tercera prueba experimental	78
Figura 6.21	Deflexiones en pilotes y estribos para la tercera prueba experimental	78
Figura 6.22	Deformaciones unitarias en strain gauge 03 para la tercera prueba experimental	79
Figura 6.23	Deformaciones unitarias en strain gauge 04 para la tercera prueba experimental	79
Figura 6.24	Desplazamiento superior del estribo derecho para la tercera prueba experimental	80
Figura 6.25	Modelo estructural teórico para la primera prueba experimental	83

Figura 6.26	Diagrama momento-curvatura para el primer modelo estructural teórico	84
Figura 6.27	Modelo estructural teórico para la segunda prueba experimental	86
Figura 6.28	Modelo estructural teórico para la tercera prueba experimental	88
Figura 6.29	Diagrama momento-curvatura para el tercer modelo estructural teórico	90
Figura 6.30	Desplazamientos en modelo teórico calibrado	93
Figura 6.31	Fuerzas sobre el estribo derecho para el modelo teórico calibrado	95
Figura 6.32	Momentos flectores en el estribo derecho para el modelo teórico calibrado	96
Figura 6.33	Desplazamientos en modelo teórico biarticulado	97
Figura 6.34	Fuerzas sobre el estribo derecho en el modelo estructural biarticulado	98
Figura 7.1	Puente Genepanshea	99
Figura 7.2	Sección transversal del Puente Genepanshea	100
Figura 7.3	Coefficiente de respuesta sísmica elástica	105
Figura 7.4	Modelo estructural del Puente Genepanshea	106
Figura 7.5	Estratos de suelo considerados para determinar las curvas (p-y)	107
Figura 7.6	Desplazamiento en dirección longitudinal del Puente Genepanshea	108

LISTA DE TABLAS

Tabla 4.1	Módulo del suelo K	52
Tabla 6.1	Desplazamientos superiores en el estribo derecho para el primer modelo estructural teórico	84
Tabla 6.2	Momentos flectores en zona de formación de rótulas plásticas del estribo derecho para el primer modelo estructural teórico	85
Tabla 6.3	Desplazamientos superiores en el estribo derecho para el segundo modelo estructural teórico	86
Tabla 6.4	Momentos flectores en zona de formación de rótulas plásticas del estribo derecho para el segundo modelo estructural teórico	87
Tabla 6.5	Variación del coeficiente de empuje pasivo en función del desplazamiento de la pantalla	89
Tabla 6.6	Desplazamientos superiores en el estribo derecho para el tercer modelo estructural	90
Tabla 6.7	Momentos flectores en zona de formación de rótulas plásticas del estribo derecho para el tercer modelo estructural teórico	91
Tabla 6.8	Desplazamientos obtenidos en el estribo derecho para las pruebas experimentales	92
Tabla 7.1	Distribución del empuje activo	103
Tabla 7.2	Distribución del empuje activo sísmico	104
Tabla 7.3	Características de estratos de suelo	106
Tabla 7.4	Fuerzas laterales para Evento Extremo I – Puente Genepanshea	109

LISTA DE SÍMBOLOS

A :	Factor que depende del tipo de carga que actúa sobre el pilote
A_p :	Área de la sección transversal de pilote
b :	Diámetro del pilote a la profundidad donde se calcula la curva p-y
C_1 :	Coefficiente en función del ángulo de fricción
C_2 :	Coefficiente en función del ángulo de fricción
C_3 :	Coefficiente en función del ángulo de fricción
C_{sm} :	Coefficiente de respuesta sísmica elástica
E :	Módulo de elasticidad
E_p :	Módulo de elasticidad del material del pilote, Empuje pasivo por unidad de longitud
f'_c :	Resistencia a la compresión del concreto
F_a :	Fuerza del empuje activo
F_p :	Fuerza del empuje pasivo
F_{pt} :	Fuerza lateral total
F_{sismo} :	Fuerza de sismo
F_y :	Límite de fluencia del acero
F_1 :	Suma de las resistencias laterales últimas
H :	Altura del relleno, Altura del estribo, Espesor equivalente de la capa de suelo, Altura de la cuña de suelo formada al lado del pilote
H_1 :	Espesor de la capa superior del suelo
H_2 :	Espesor de la segunda capa del suelo
I :	Momento de inercia
I_p :	Momento de inercia de la sección transversal del pilote
K :	Coefficiente de empuje de tierra, Modulo del suelo

K_a	Coeficiente de empuje activo
K_{AE}	Coeficiente de empuje activo sísmico
K_{eff}	Rigidez lateral efectiva
Kh	Coeficiente de aceleración horizontal
K_v	Coeficiente de aceleración vertical
K_o	Coeficiente de empuje en reposo
K_p	Coeficiente de empuje pasivo
K_1	Rigideces estimadas a partir de las curvas p-y
K_2	Rigideces estimadas a partir de las curvas p-y
K_3	Rigideces estimadas a partir de las curvas p-y
K_4	Rigideces estimadas a partir de las curvas p-y
L	Longitud de la pantalla del estribo
M	Momento flector
n	Distancia del centro de gravedad a la fibra extrema, factor que depende de la sección transversal del pilote
O	Centro del radio de curvatura
p	Reacción del suelo por unidad de longitud
P_{AE}	Empuje activo sísmico
P_u	Resistencia lateral última del suelo
$P_{u_{sa}}$	Resistencia lateral última del suelo a una profundidad cercana de la superficie
$P_{u_{sb}}$	Resistencia lateral última del suelo a una profundidad alejada de la superficie
P_{u_1}	Resistencia lateral última de la capa superior del suelo
P_{u_2}	Resistencia lateral última de la segunda capa del suelo

P_x :	Carga axial sobre el pilote
R :	Parámetro que relaciona el desplazamiento del estribo con el desplazamiento necesario para generar el empuje pasivo
S :	Coefficiente de sitio, Pendiente de la curva elástica
T_m :	Periodo del modo de vibración m
V :	Fuerza cortante
W :	Peso de la cuña de suelo, Peso de la estructura
x :	Longitud a lo largo del pilote, Profundidad a la que se calcula la curva p-y
y :	Deflexión lateral del pilote, Deflexión de la curva elástica
Z :	Coefficiente de aceleración sísmica
σ_h :	Esfuerzo horizontal
σ :	Esfuerzo debido a la flexión
σ_1, σ_6 :	Esfuerzos debido al flujo lateral del suelo alrededor del pilote
γ :	Peso específico del suelo
ρ :	Radio de curvatura
ϕ :	Ángulo de fricción interna del material de relleno
δ :	Ángulo de fricción entre el relleno y el estribo
α :	Ángulo de inclinación del relleno respecto de la horizontal
α_s :	Ángulo horizontal que forma la cuña del suelo con respecto a la dirección de movimiento del pilote
β :	Ángulo entre el respaldo del muro respecto de la horizontal, Ángulo que la cuña de suelo respecto de la vertical
β_p :	Parámetro supuesto
Δ :	Desplazamiento lateral del estribo
Δ_p :	Desplazamiento lateral necesario para desarrollar el empuje pasivo

ε : Deformación unitaria

$\mu\varepsilon$: Micro deformación unitaria

CAPITULO I: ANTECEDENTES GENERALES

1.1 INTRODUCCIÓN

Los puentes con estribos integrales están siendo ampliamente empleados en muchos países, debido a que presentan menores costos de construcción, reducidos gastos de mantenimiento a largo plazo y presentan mejor desempeño estructural ante eventos sísmicos, por lo cual se están convirtiendo en una alternativa con respecto a los puentes convencionales.

En la construcción convencional, la superestructura de los puentes consiste típicamente en una serie de tramos simplemente apoyados separados por juntas de dilatación y que descansan sobre aparatos de apoyo ubicados sobre los estribos y pilares intermedios. En la construcción de puentes con estribos integrales, la superestructura y la subestructura forman una sola unidad estructural continua y monolítica.

La superestructura puede ser integral en los pilares y/o estribos, tal como se muestra en la Figura 1.1 ó puede apoyarse sobre aparatos de apoyo (puentes semi-integrales).

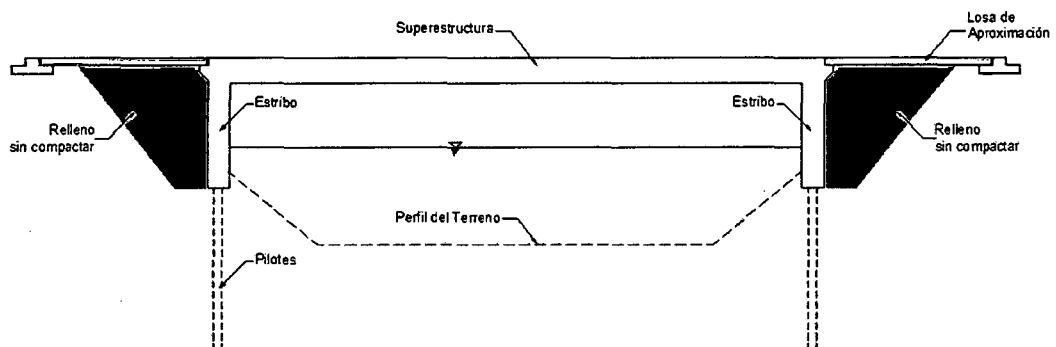


Figura 1.1: Esquema general de un puente con estribos integrales

La gran ventaja de los puentes con estribos integrales consiste en la menor necesidad de mantenimiento al prescindir de juntas de dilatación y eliminar en algunos casos los aparatos de apoyo (elementos que con mayor frecuencia necesitan operaciones de mantenimiento y/o conservación). Los aparatos de apoyo y las juntas de dilatación son costosos de adquirir, instalar, mantener, reparar y/o sustituir. Los problemas de corrosión más frecuentes se producen por el paso del agua con sales desde la calzada a través de las juntas de dilatación hacia los aparatos de apoyo y a la subestructura.

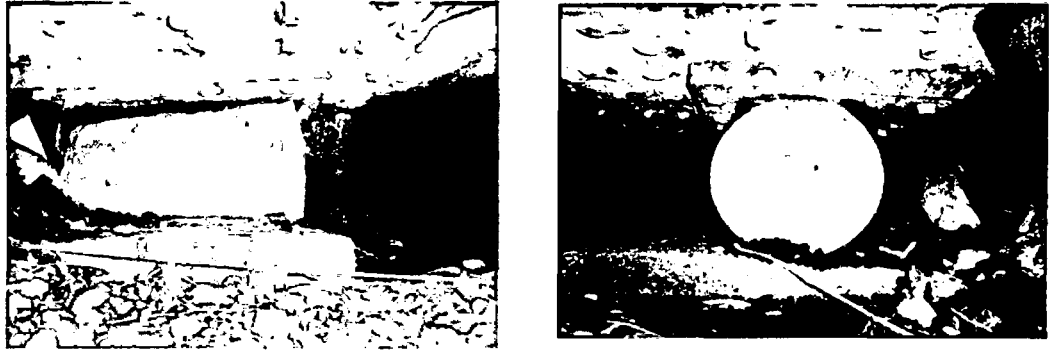


Figura 1.2: Daños en aparato de apoyo

Estructuralmente los puentes con estribos integrales son más seguros en caso de eventos sísmicos, debido a su alta hiperestaticidad (estructuras redundantes), pues las juntas de dilatación constituyen un potencial mecanismo de colapso en la estructura. Los estribos integrales eliminan la causa de daño más frecuente en los puentes debido a eventos sísmicos (falta de apoyo del tablero, especialmente en puentes de vigas).

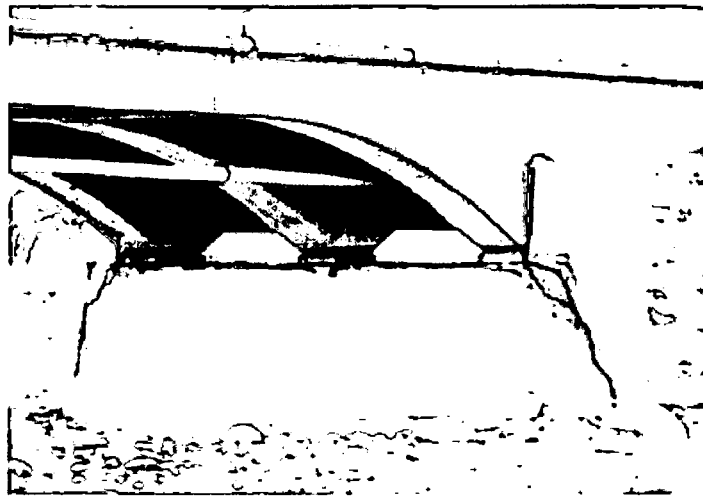


Figura 1.3: Daños en subestructura del Puente Huamaní, Sismo 2007

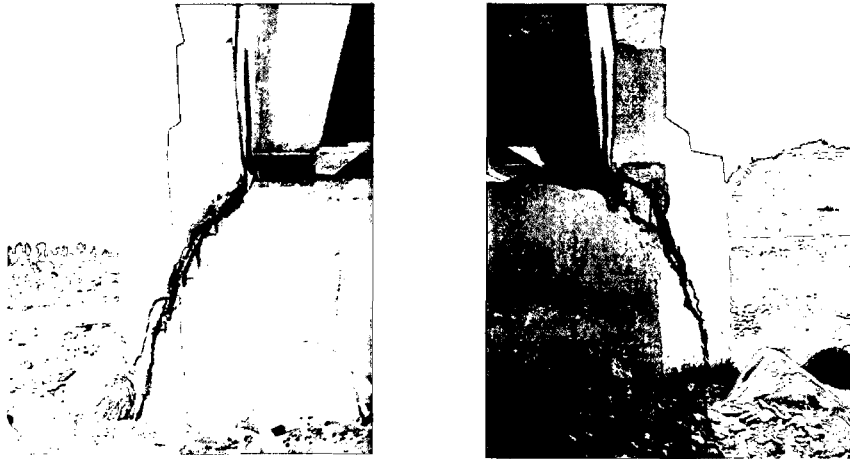


Figura 1.4: Desplazamiento transversal de la superestructura del
Puente Huamaní, Sismo 2007

En nuestro país la introducción de los puentes con estribos integrales se ha realizado dentro de los últimos 10 años, y ha sido hecha en forma limitada, esto debido principalmente a la escasa información técnica y a la poca divulgación de las experiencias nacionales existentes. El reglamento AASHTO LRFD hasta la fecha presenta pautas muy generales para el análisis, diseño y construcción de puentes con estribos integrales.

1.2 IMPORTANCIA

El mayor inconveniente para el dimensionamiento y análisis estructural de los puentes con estribos integrales consiste en la determinación de:

- Los desplazamientos horizontales longitudinales a los que va a estar sometido.
- La determinación de la intensidad y distribución de presiones del suelo de relleno detrás de las pantallas de los estribos.
- La interacción del terreno de fundación del estribo con la estructura.

La eliminación de las juntas de dilatación en la superestructura da lugar a la continuidad estructural, lo cual induce tensiones secundarias en la superestructura debido a:

- Flujo plástico
- Contracción de fragua

- Gradientes de temperatura
- Presiones del terreno

No existen procedimientos unificados de análisis y diseño. El Manual de Diseño de Puentes AASHTO LRFD, así como el Manual de Diseño de Puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, no contempla pautas específicas para el análisis y diseño de este tipo de estructuras.

1.3 ALCANCES

La presente tesis está limitada a examinar el comportamiento de puentes con estribos integrales en relación a la acción de fuerzas horizontales en la dirección longitudinal que simulan la acción sísmica mediante fuerzas estáticas, tanto en forma teórica como experimental.

Se ha considerado la configuración clásica de un puente con estribos integrales, la superestructura empotrada en pantallas extremas las cuales están cimentadas a través de pilotes. Adicionalmente se ha estudiado una configuración alternativa a la de los puentes con estribos semi-integrales (utilizan apoyos flexibles intermedios de neopreno para proporcionar flexibilidad longitudinal al sistema), la de utilizar una pantalla que en el caso de un sismo se comporte como una pantalla doblemente articulada, para lo cual se coloca una articulación de concreto en el apoyo inferior sobre la cimentación, y otra conexión intermedia que en el caso de un sismo se comportará como una rótula plástica.

En la parte teórica se examina las teorías sobre el comportamiento de pilotes sometidos a la acción de cargas horizontales así como el problema de la interacción global de los estribos con el suelo.

En la parte experimental y con el fin de optimizar costos se optó por diseñar y construir un solo modelo a escala pero con alternativas diferentes de acuerdo a las indicadas para cada uno de los estribos.

1.4 OBJETIVOS

Los objetivos del presente trabajo son los siguientes:

- Evaluar teórica y experimentalmente el desempeño de un puente con estribos integrales bajo la acción de cargas horizontales, cimentados sobre pilotes así como cimentados sobre pantallas doblemente rotuladas (articulación tipo Freyssinet y rótulas plásticas)
- Evaluar la magnitud y desarrollo del empuje pasivo en relación al desplazamiento longitudinal del puente.
- Proporcionar pautas para el análisis y diseño de puentes con estribos integrales.

1.5 MARCO TEÓRICO

El comportamiento de puentes con estribos integrales bajo varias condiciones de carga tales como: presión del suelo de relleno sobre los estribos, efectos térmicos cíclicos, efectos sísmicos y la interacción suelo-pilote no son bien entendidas.

En los puentes con estribos integrales, las cargas laterales principalmente debido a efectos térmicos en la superestructura y el efecto de las cargas sísmicas son absorbidas por la interacción suelo-pilote y por la interacción estribo-terreno. Esto es un reto para los cálculos de distribución de carga porque la superestructura, pilares, interacción suelo-pilote y la interacción estribo-terreno, deben ser considerados dentro de un solo sistema.

1.5.1 Interacción terreno-pilote

Los pilotes empleados en la cimentación de puentes con estribos integrales deben ser diseñados para ser flexibles, para poder desplazarse bajo sollicitaciones térmicas y sísmicas. El problema de pilotes sometidos a cargas laterales es resuelto mediante la analogía de una viga apoyada sobre un medio elástico, implicando una respuesta no-lineal en la interacción terreno-pilote.

La interacción suelo-pilote para un punto particular a lo largo de la longitud del pilote está definida por una curva no-lineal que relaciona a la fuerza ejercida por el suelo con la deflexión producida en el pilote.

1.5.2 Interacción estribo-material de relleno

Una de las mayores incertidumbres para el análisis estructural y diseño de un puente con estribos integrales es la distribución y la intensidad de las presiones ejercidas por el suelo de relleno ubicado detrás de los estribos, siendo esta presión influenciada por el modo de desplazamiento del estribo (traslación y/o rotación).

Para condiciones sísmicas, la presión ejercida por el suelo de relleno sobre las paredes de los estribos varía generalmente entre el estado activo y el estado pasivo, esto dependiendo de la magnitud del desplazamiento inducido en la pared del estribo, de la superestructura del puente y de la configuración superestructura-estribo.

1.6 CONTENIDO DE LA TESIS

La tesis contiene ocho capítulos, donde los dos primeros capítulos son de introducción al tema de estudio, el Capítulo I contiene los antecedentes generales y el Capítulo II contiene la revisión de la literatura y obras existentes, tanto en el extranjero como en nuestro país. Los tres capítulos siguientes tratan sobre los fundamentos teóricos del tema en estudio; el Capítulo III trata sobre los criterios de análisis y diseño de puentes con estribos integrales, donde además se describen las características geométricas de este tipo de puentes, en el Capítulo IV se desarrolla la interacción terreno – pilote y en el Capítulo V el problema de la interacción del estribo integral con el material de relleno ubicado detrás de los estribos, aspectos fundamentales que definen el comportamiento estructural de los Puentes con Estribos Integrales. El Capítulo VI trata exclusivamente sobre la parte experimental de la tesis, el modelo a escala de un puente con estribos integrales, se describe el diseño y las características geométricas del modelo a escala, las pruebas experimentales realizadas, y el análisis de los resultados en comparación con el modelo teórico. En el Capítulo VII se desarrolla un ejemplo de aplicación de un puente con estribos integrales, cuyo objetivo principal es mostrar como son tomadas las fuerzas sísmicas longitudinales a diferencia de un puente convencional.

La tesis culmina en el Capítulo VIII Conclusiones y Recomendaciones, en el cual se describen los aspectos más relevantes que han resultado de efectuar este

trabajo, para finalmente dar las recomendaciones que permitan mejorar los resultados de estas experiencias.

CAPITULO II: REVISIÓN DE LA LITERATURA Y OBRAS EXISTENTES

2.1 REVISIÓN DE LA LITERATURA EXISTENTE

Existen numerosos estudios y publicaciones internacionales sobre el comportamiento de los puentes con estribos integrales. A continuación resumiremos algunos de éstos.

- Susan Faraji et al (2001) señalan que la mayor incertidumbre en el diseño de los puentes con estribos integrales es la reacción del suelo detrás de la pantalla de los estribos y sobre los pilotes empleados como cimentación. La reacción del suelo sobre la pantalla del estribo es inherentemente no-lineal, y varía con la profundidad, magnitud y modo de desplazamiento de la pantalla del estribo (traslación y/o rotación). Esto es un problema clásico de interacción suelo-estructura, donde la magnitud y forma de deformación del suelo y la estructura son interdependientes. Realizando un estudio paramétrico de un puente con estribos integrales de 45.00m de luz sometido a un incremento de temperatura uniforme de 44.40°C, en dicho estudio los niveles de compactación del relleno ubicado detrás del estribo fueron variados de suelto a denso.

Empleando un modelo numérico en 3D incorporando la respuesta no-lineal del suelo sobre las pantallas del estribo y sobre los pilotes. Concluyen que los niveles de compactación del suelo detrás de los estribos son de vital importancia y afectan el comportamiento de todo el puente.

- Murat Dicleli (2005) señala que los puentes de múltiples tramos con estribos que son construidos en forma integral con la superestructura y que son soportados sobre una única fila de pilotes metálicos, son ahora considerados como una alternativa con respecto a los puentes tradicionales donde se emplean juntas de expansión.

En los puentes con estribos integrales, el sistema conformado por el estribo-material de relleno es influenciado considerablemente por el desplazamiento longitudinal de la superestructura del puente.

Realizando un estudio sobre el comportamiento del sistema estribo-material de relleno, para un puente con estribos integrales de 06 tramos con una longitud por tramo de 20.00m y sometido a una variación térmica

positiva, desarrolló ecuaciones para determinar la longitud máxima de los puentes con estribos integrales basados en la resistencia a la flexión de los estribos. En el modelamiento estructural consideró el comportamiento no-lineal de los pilotes y de los efectos de la interacción no-lineal suelo-estructura. La presión del relleno sobre los estribos es correlacionada con el desplazamiento del estribo hacia el material de relleno.

- Pradeep Kumar et al (2006) señalan que el comportamiento de los puentes con estribos integrales bajo varias condiciones de carga tales como: presión del terreno sobre los estribos, los efectos térmicos cíclicos, los efectos sísmicos y la interacción terreno-pilote no están del todo entendidas. En los puentes con estribos integrales, las cargas laterales son absorbidas por la interacción estribo-material de relleno ubicado detrás de los estribos. Esto es un reto para el análisis porque la superestructura, los pilares, la interacción suelo-pilote y la interacción estribo-material de relleno, deben ser consideradas dentro de un solo sistema estructural.

Empleando un modelo numérico en 2D realizado en Sap2000, evaluó el desempeño de un puente con estribos integrales de 145.00m de longitud, sometido a excitación térmica y sísmica, efectuando análisis tipo pushover y análisis no-lineal tiempo historia, considerando como lineal y no-lineal el comportamiento del suelo respectivamente. Observando que los desplazamientos y los momentos flectores en la estructura son afectados grandemente por la rigidez del suelo detrás de los estribos.

2.2 EXPERIENCIA INTERNACIONAL SOBRE PUENTES CON ESTRIBOS INTEGRALES

2.2.1 Estados Unidos

El Manual de Diseño de Puentes AASHTO LRFD señala que los estribos integrales se utilizan comúnmente para puentes de uno y dos tramos en el Estado de California, indicando que estos estribos se construyen monolíticamente con la superestructura y pueden ser apoyados directamente sobre pilotes, señalando además que el comportamiento sísmico de estos

estribos ha sido satisfactorio. Recomendando el uso de estribos integrales para los puentes ubicados en la zona sísmica 4 (zona de mayor riesgo sísmico).

El Departamento de Transportes de Tennessee señala que todos los puentes deben ser continuos de un extremo a otro, no existiendo otras juntas que las requeridas durante el proceso de construcción; lo anterior es válido tanto para juntas longitudinales como transversales. Las estructuras deben diseñarse para absorber los movimientos y los esfuerzos provocados por las dilataciones y contracciones térmicas.

El Puente Happy Hollow Creek, construido en el Estado de Tennessee, con una longitud total de 358.00m, es el puente integral más largo construido en los Estados Unidos.

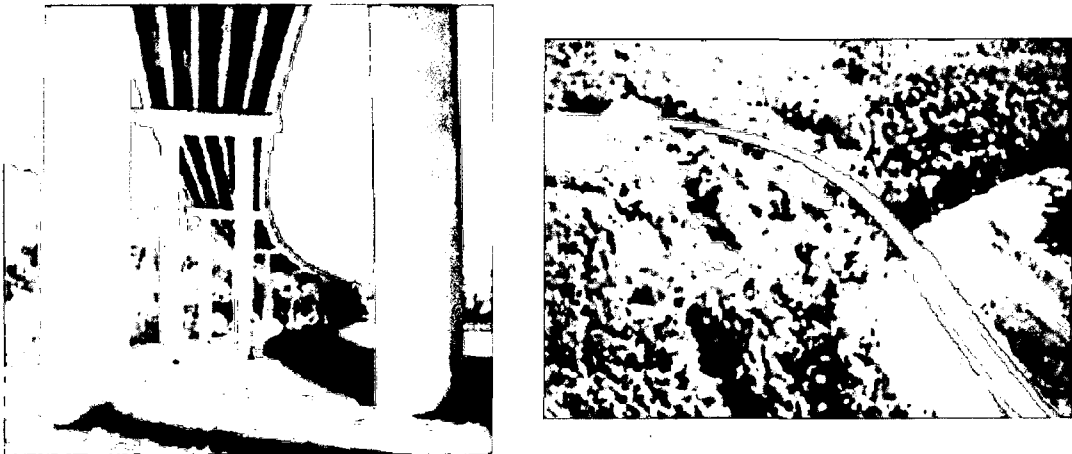


Figura 2.1: Puente Happy Hollow Creek en EEUU

Algunos detalles típicos de estribos integrales son mostrados en las siguientes figuras:

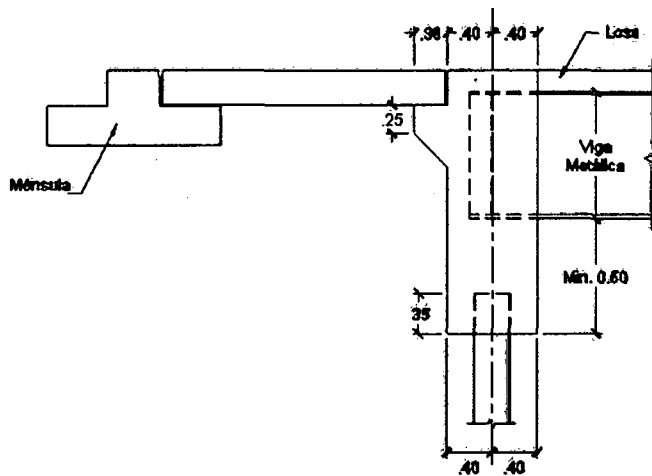


Figura 2.2: Estribo integral típico en el Estado de Tennessee,

Longitud máxima = 120.00m y esviaje máximo 45°

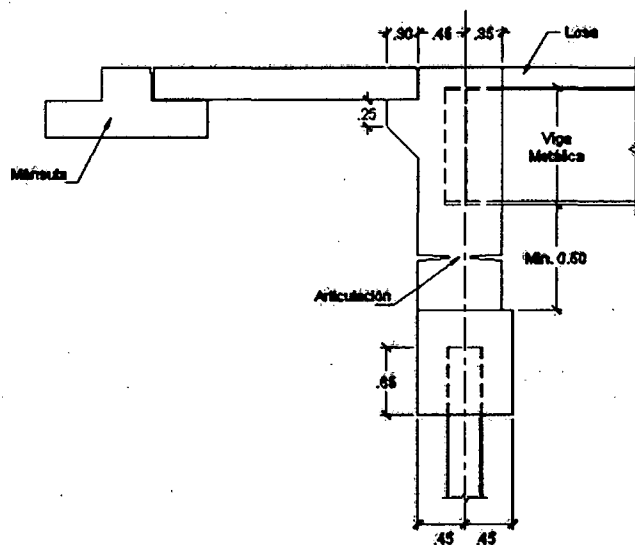


Figura 2.3: Estribo integral típico en el Estado de Ohio,

Longitud máxima = 90.00m y esviaje máximo 30°

2.2.2 Reino Unido

El Departamento de Transporte Británico (1995) publicó el Reporte BA 57/01 "Design for Durability", en el cual proponen dar continuidad en todos los pilares intermedios y, para puentes de luces pequeñas o medianas eliminar las juntas en estribos, diseñando una unión rígida entre los estribos y la superestructura.

El Departamento de Transporte Británico (2003) publicó el Reporte BA 42/96 "The Design of Integral Bridge", señalando que los puentes cuya longitud sea inferior a 60.00m y cuyo ángulo de esviaje sea inferior a 30° deberán ser diseñados como puentes con estribos integrales, con los estribos conectados rígidamente con la superestructura del puente, sin el empleo de juntas para la expansión y/o contracción de la superestructura. La resistencia a los movimientos longitudinales será proporcionada por la rigidez del suelo de relleno detrás de los estribos y en algunos casos por la rigidez de los pilares intermedios.

Es importante indicar que en el Reporte BA 42/96 se establecen límites para el desplazamiento horizontal del puente, expresiones para el cálculo de la distribución de presiones del terreno en función del desplazamiento longitudinal horizontal del estribo del puente, etc. Todo esto solo para efectos del cambio de temperatura; no se considera el efecto sísmico sobre el desplazamiento horizontal del puente.

2.2.3 España

El Ministerio de Fomento de España (2000) publicó la "Guía para la Concepción de Puente Integrales en Carreteras", en la cual recoge antecedentes históricos y resumen experiencias internacionales. Dicha guía sirve para la comprensión del problema estructural y para el dimensionamiento de los puentes con estribos integrales.

Sin embargo, el empleo de puentes con estribos integrales no se ha generalizado en España y por lo tanto no cuentan con datos que permitan comprobar la bondad de la solución o detectar los posibles problemas que pudieran producirse.

2.2.4 Chile

El Sismo de Maule en el año 2010 produjo daños en la infraestructura vial Chilena, debido principalmente a la falta de integridad estructural entre las partes componentes de los puentes, la falta de diafragmas en los extremos y de mecanismos efectivos de restricción lateral ó topes sísmicos en la dirección transversal.

El excesivo desplazamiento impuesto por el terremoto asociado a la rotación de los aparatos de apoyos con la insuficiente longitud de apoyos y cajuelas, así como la ausencia de fijaciones y restricciones sísmicas, permitieron el colapso de los puentes constituidos por tramos isostáticos.

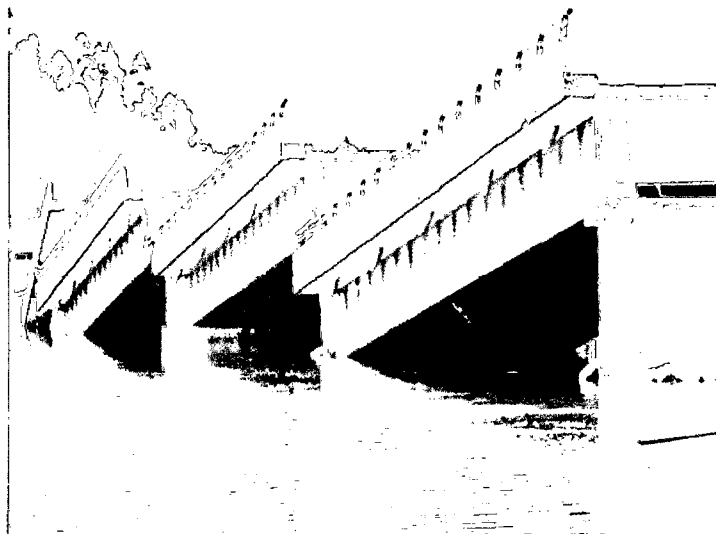


Figura 2.4: Caída de la superestructura del

Puente Tubul – Arauco, Chile, 2010

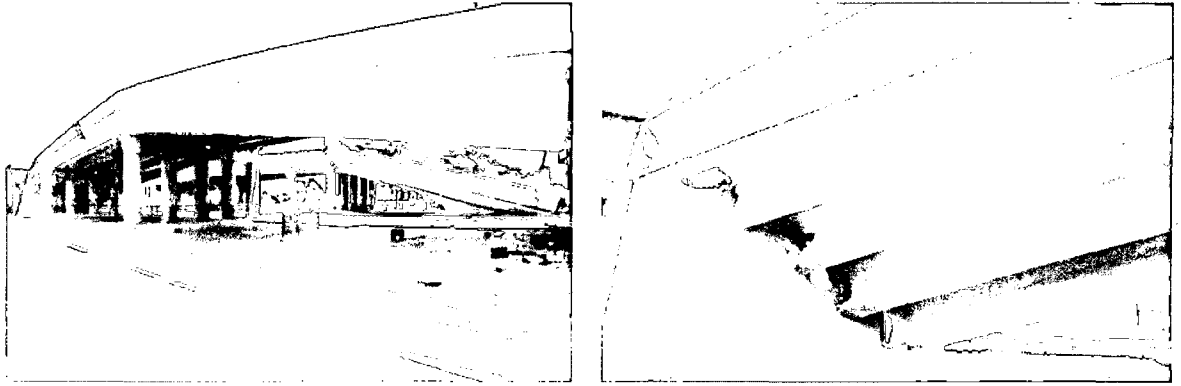


Figura 2.5: Colapso de un tramo del Paso Superior Miraflores, Chile, 2010

La Dirección de Vialidad de Chile en el año 2010 publicó “Nuevos Criterios Sísmicos Para el Diseño de Puentes en Chile” en la cual señalan que: En puentes de hasta dos tramos, donde la luz de cada tramo no exceda los 30.00m, se deberá privilegiar el uso de puentes integrales, en los cuales existe una conexión monolítica entre la losa del tablero y el coronamiento del muro espaldar del estribo. En el caso que sea un puente de dos tramos debe existir continuidad del tablero sobre el pilar. Se debe evitar el uso de juntas sobre cada pilar, privilegiando el uso de losas continuas, con el fin de evitar el movimiento relativo o choque de los tableros durante eventos sísmicos.

2.3 EXPERIENCIA PERUANA SOBRE PUENTES CON ESTRIBOS INTEGRALES

En nuestro país el análisis y diseño de los puentes con estribos integrales se basa principalmente en la experiencia de los diseñadores, debido a que el Reglamento de Diseño de Puentes del Ministerio de Transporte y Comunicaciones no contempla pautas para el dimensionamiento, análisis y diseño de este tipo de estructura.

La introducción de los puentes con estribos integrales ha sido realizada durante los últimos 10 años y han sido construidos en forma muy limitada. Esta situación se ha debido principalmente a la escasa divulgación de la información técnica y de las experiencias locales existentes, especialmente sobre la respuesta sísmica de estos puentes.

- El Puente Caynarachi (2004), proyecto desarrollado por la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería, ubicado en la carretera Tarapoto–Yurimaguas, es el primer puente con estribos integrales y de sección compuesta desarrollado en nuestro país. El puente está conformado por dos tramos laterales de 40.00m y un tramo central de 50.00m, siendo su longitud total de 140.00m.

La superestructura del Puente Caynarachi está apoyada sobre dos pilares intermedios. En los extremos las vigas se empotran en las pantallas frontales de los estribos. Las vigas longitudinales se apoyan en los pilares sobre apoyos de neopreno de gran flexibilidad, a fin de permitir el desplazamiento longitudinal de la superestructura para el caso de eventos sísmicos.

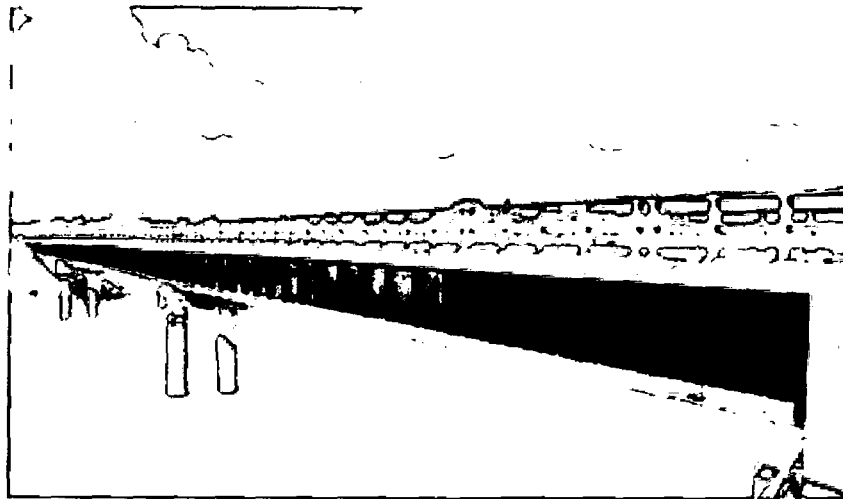


Figura 2.6: Vista del Puente Caynarachi

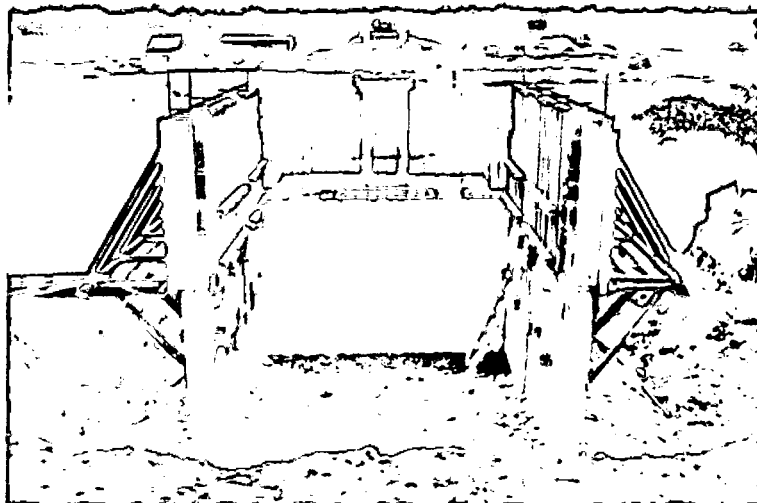


Figura 2.7: Construcción del estribo integral del Puente Caynarachi

- Puente El Silencio (2011), desarrollado por el Dr. Ing. Víctor Sánchez Moya, está ubicado en la carretera Olmos–Corral Quemado. La longitud del puente es de 70.00m entre ejes de apoyos. La solución estructural adoptada es un puente reticulado mixto tipo Warren. La superestructura consiste en dos vigas principales reticuladas mixtas de 6.50m de altura entre ejes de bridas. Las bridas superiores (elementos en compresión) son de concreto armado de sección rectangular de 0.80m de ancho y 0.70m de altura; las bridas inferiores (elementos en tracción)

son de concreto postensado de sección rectangular de 0.60m de ancho y 0.60m de altura, mientras que las diagonales son tubos de acero de 0.30m de diámetro.

La subestructura está constituida por dos estribos-pilares, los pilares son los apoyos del puente y los estribos están constituidos por pantallas verticales de 0.50m de espesor que son construidos monolíticamente con la superestructura.

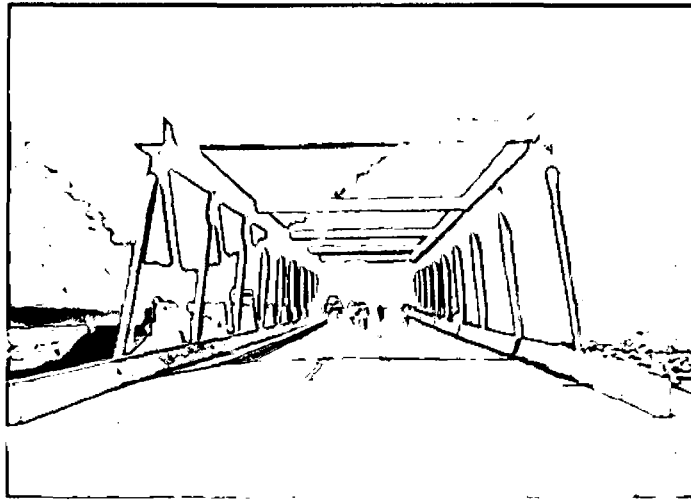


Figura 2.8: Puente El Silencio

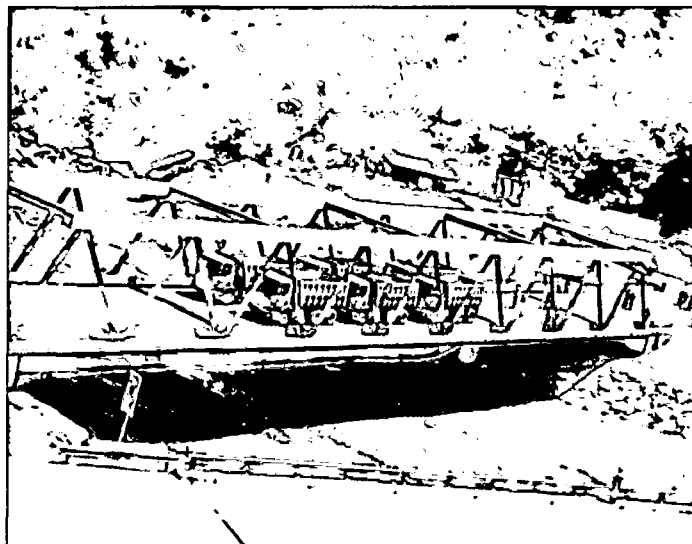


Figura 2.9: Elevación del Puente El Silencio

CAPITULO III: CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS Y CRITERIOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

3.1 INTRODUCCIÓN

Son muy variadas las configuraciones estructurales de los estribos que pueden emplearse para los puentes con estribos integrales y semi-integrales. A continuación describimos algunas alternativas empleadas en nuestro país.

3.2 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS PRINCIPALES

3.2.1 Puentes integrales

3.2.2.1 Cimentaciones piloteadas

En los casos donde el terreno de cimentación no es competente, lo habitual es cimentar la pantalla de los estribos sobre una fila de pilotes flexibles, tal como se muestra en la Figura 3.1. Esto con el objetivo de transmitir las cargas verticales hacia estratos más competentes, así como también permitir el desplazamiento lateral de la superestructura. En este caso se debe prestar atención a la unión de la pantalla del estribo con los pilotes, pues estos últimos deberán penetrar una longitud necesaria para garantizar la transmisión de cargas verticales.

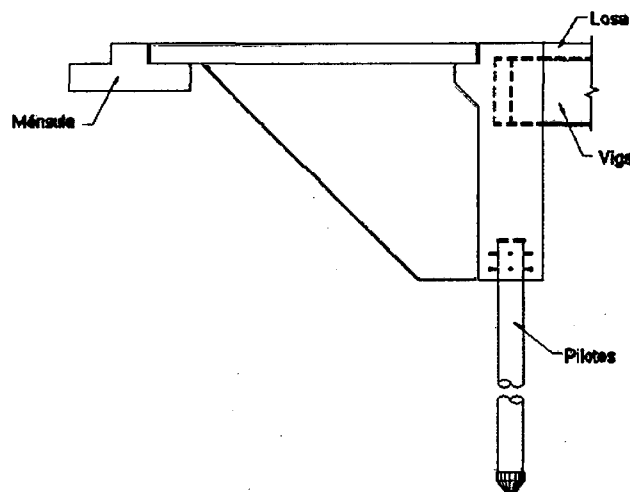


Figura 3.1: Cimentación piloteada en estribos integrales

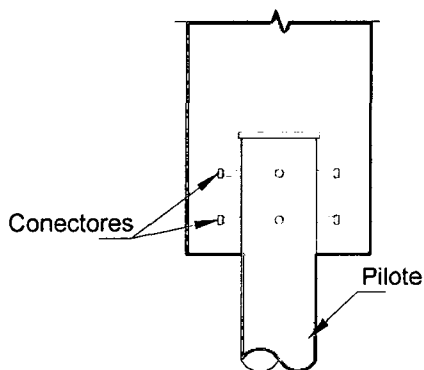


Figura 3.2: Conexión estribo integral – pilote metálico

3.2.2 Puentes semi - integrales

3.2.2.1 Pantallas rotuladas

En los casos donde el terreno de cimentación es rocoso ó muy competente, es lógico cimentar directamente el estribo empleando cimentaciones superficiales. Para cuando se empleen cimentaciones rígidas, la manera usual de dotar de flexibilidad a las pantallas de los estribos es haciéndolos semi-integrales; esto es logrado mediante la colocación de apoyos flexibles en la parte central de las pantallas tal como se muestra en la Figura 3.3, lo cual permitirá el desplazamiento horizontal de la pantalla superior de los estribos.

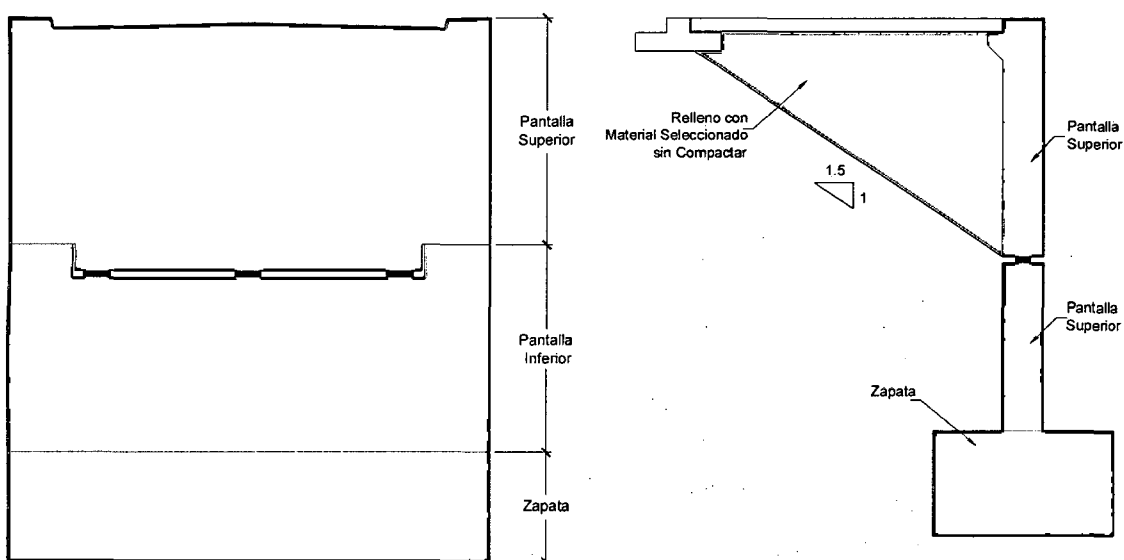


Figura 3.3: Estribos semi-integrales

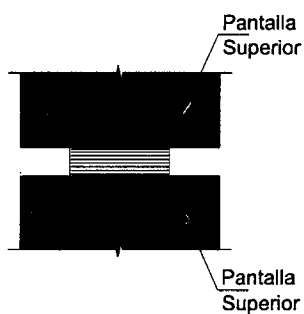


Figura 3.4: Apoyo de neopreno ubicado entre pantallas

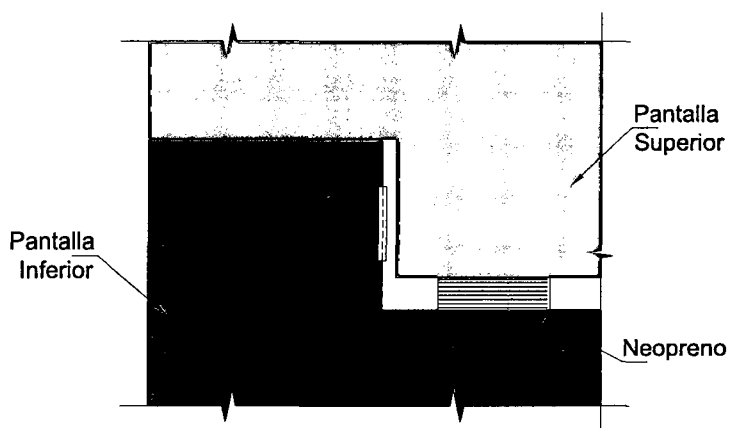


Figura 3.5: Llave de corte transversal en estribo semi-integral

Una alternativa al uso de apoyos de neopreno a media pantalla es el uso de pantallas doblemente rotuladas, conformadas por articulaciones de concreto en la parte inferior y la reducción de la sección transversal a media pantalla, tal como se muestra en la Figura 3.6. Esto con el objetivo de permitir la formación de rótulas plásticas a media pantalla solo para los estados límites de eventos extremos sísmicos. Dicho mecanismo permitirá el desplazamiento y/o rotación de la pantalla superior de los estribos

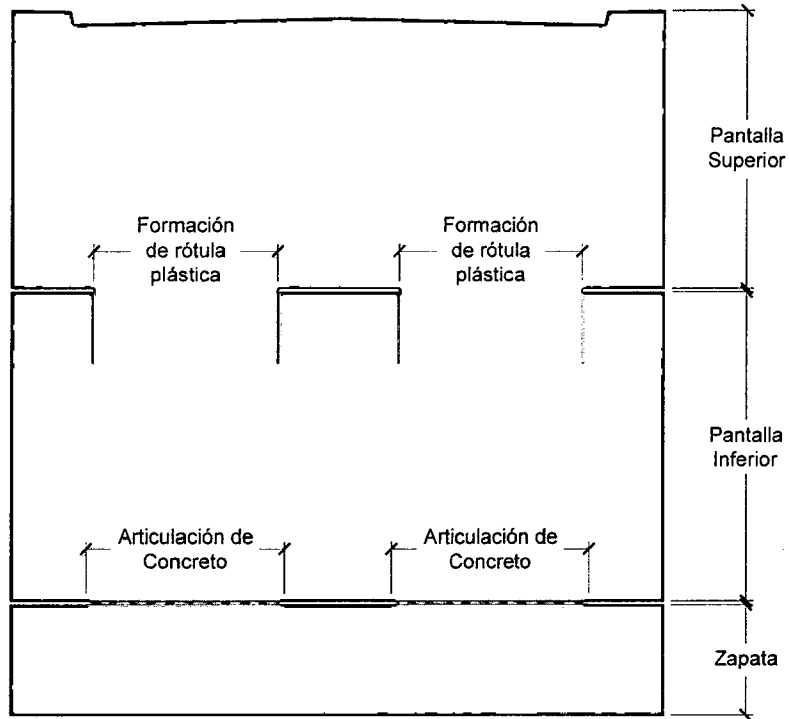


Figura 3.6: Estribo integral con pantalla doblemente rotulada

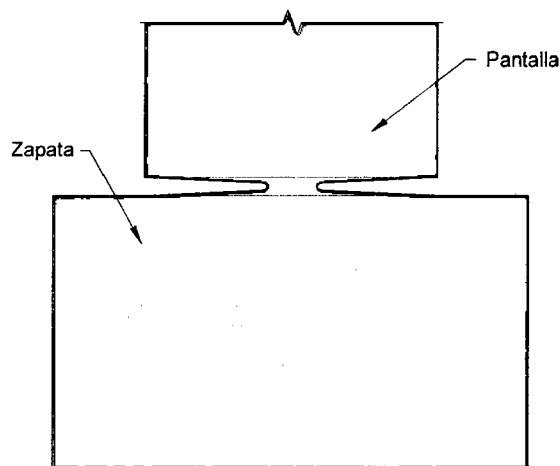


Figura 3.7: Articulación de concreto

3.2.3 Pantallas laterales y losa de aproximación

Las pantallas laterales son empleadas para confinar el relleno sin compactar de material seleccionado ubicado detrás de los estribos integrales. Dichas pantallas podrán ser independientes de la pantalla principal del estribo, en cuyo caso deberán estar conectadas mediante tirantes, tal como se muestra en la Figura 3.8.

La losa de aproximación tiene por finalidad principal mitigar las consecuencias de los desplazamientos verticales diferenciales que se producen entre la calzada de acceso a un puente y el estribo; también dificulta la filtración de agua hacia el material de relleno seleccionado, favoreciendo así su comportamiento.

En la mayoría de las soluciones empleadas en nuestro país, la losa de aproximación se apoya en una ménsula prevista sobre la parte superior de la pantalla del estribo, disponiéndose de una armadura pasante para evitar el desplazamiento relativo entre ambos elementos. En el otro extremo de la losa de aproximación se dispone de una junta que permite absorber los movimientos horizontales y bajo ésta una durmiente de concreto que impide el desplazamiento vertical de la losa de aproximación.

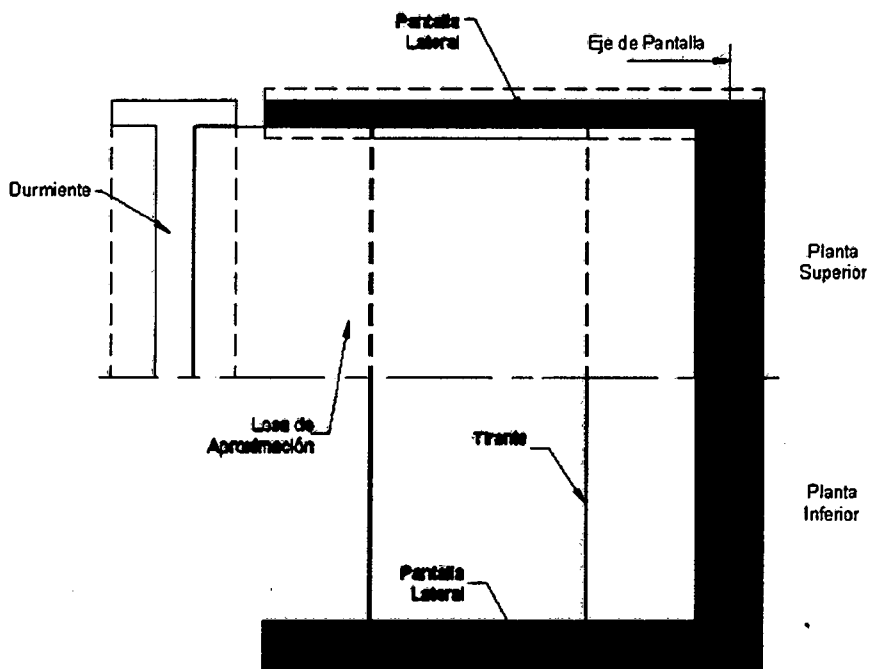


Figura 3.8: Losa de aproximación y pantallas laterales

3.3 CRITERIOS BÁSICOS DE MODELAMIENTO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Para el análisis estructural, un puente con estribos integrales puede ser modelado como un pórtico continuo con un solo elemento horizontal y dos o más elementos verticales, tal como se muestra en la Figura 3.9.

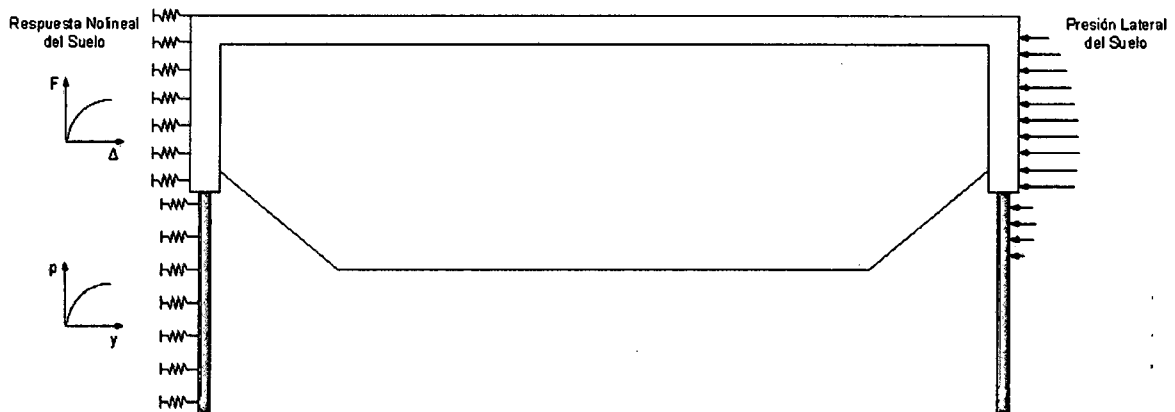


Figura 3.9: Respuesta del suelo adyacente a los pilotes y estribos

Fuente: Susan Faraji et al, *Nonlinear Analysis of Integral Bridges: Finite Element Model*, 2001

Los pilotes pueden ser modelados mediante elementos tipo viga, divididos en segmentos. Para modelar la rigidez del suelo alrededor de los pilotes podemos asignar a cada nodo intermedio resortes lineales y/o no lineales que idealicen el comportamiento del suelo. Estos resortes representarán a las características fuerza desplazamiento del suelo mediante las curvas (p-y), las cuales serán obtenidas siguiendo los métodos descritos en el Capítulo 04.

La intensidad y la distribución de las presiones ejercidas por el material de relleno sin compactar ubicado detrás de las pantallas de los estribos están en función del desplazamiento y/o rotación del estribo. Cuando la pantalla del estribo se mueve hacia el material de relleno, el coeficiente de empuje del terreno varía desde el coeficiente de empuje en reposo hasta el coeficiente del empuje pasivo, dependiendo de la magnitud del desplazamiento de la pantalla. Los estribos pueden ser modelados mediante elementos tipo viga divididos en segmentos; a cada nodo intermedio deberá asignarse un resorte con comportamiento elasto-plástico cuyas propiedades serán obtenidas siguiendo los métodos descritos en el Capítulo 05.

CAPITULO IV: INTERACCIÓN TERRENO - PILOTE

4.1 INTRODUCCIÓN

Muchas estructuras tales como: puentes, líneas de transmisión, estructuras fuera de la costa, etc. son soportadas sobre cimentaciones piloteadas, las cuales son muy eficientes para soportar elevadas cargas verticales. Sin embargo a menudo se requiere que dichas cimentaciones puedan soportar cierto nivel de carga lateral sin provocar su falla y/o deflexiones laterales excesivas en las estructuras.

Muchos son los métodos disponibles en la literatura técnica para analizar la respuesta de pilotes sometidos a cargas laterales, tales como los propuestos por Brinch Hansen (1961), Broms (1964), Poulos y Davis (1980), variando estos en complejidad y precisión.

Un método de complejidad moderada y buena precisión, que es extensamente empleado en Estados Unidos y otras partes del mundo, para el análisis y diseño de pilotes sometidos a cargas laterales es el método conocido como el de las curvas (p-y).

4.2 ECUACIÓN DIFERENCIAL

Para establecer la ecuación diferencial que gobierna el comportamiento de los pilotes sometidos a cargas laterales, se deberán considerar varias hipótesis y simplificaciones. La hipótesis fundamental para establecer la fórmula de la flexión para un elemento, es que las secciones perpendiculares al eje son planas antes y después de la flexión.

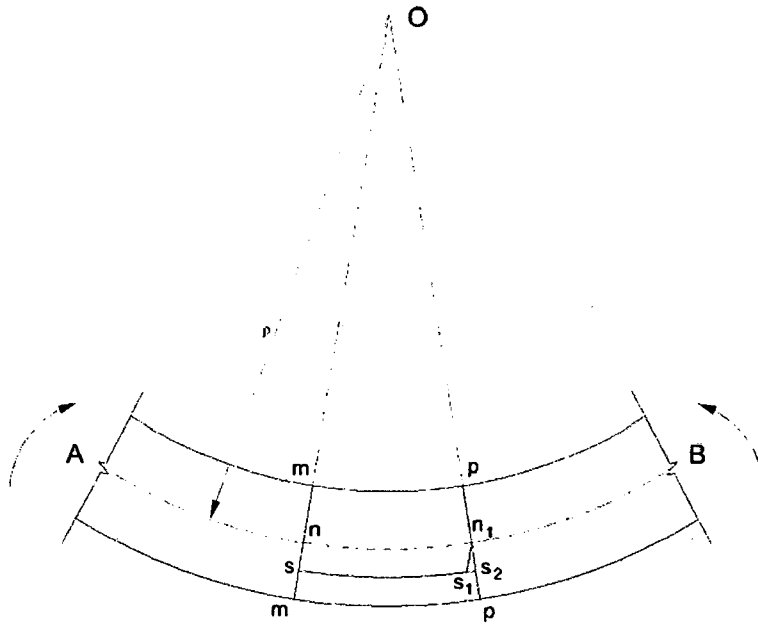


Figura 4.1: Elemento sometido a flexión

Consideramos un segmento inicialmente recto AB, que es deformado por la acción de un momento flector, tal como se muestra en la Figura 4.1. Las extensiones de las líneas $m-m$ y $p-p$ se intersecan en el punto O (centro para el radio de curvatura ρ del arco infinitesimal $n-n_1$). La línea $s-s_1$ ubicada a una distancia n de $n-n_1$, ha sido estirada debido a la flexión. La línea s_2-s_1 es determinada construyendo la línea n_1-s_1 paralela a $n-s$, por lo cual los triángulos non_1 y $s_1n_1s_2$ son semejantes.

De los triángulos semejantes obtenemos las siguientes relaciones

$$\frac{\rho}{n-n_1} = \frac{n}{s_2-s_1} \quad (4.1)$$

$$\frac{n}{\rho} = \frac{s_2 - s_1}{n - n_1} \quad (4.2)$$

La deformación unitaria en un punto a lo largo de la viga es igual a:

$$\varepsilon = \frac{s_2 - s_1}{n - n_1} \quad (4.3)$$

Sustituyendo la ecuación (4.2) en la ecuación (4.3) obtenemos:

$$\varepsilon = \frac{n}{\rho} \quad (4.4)$$

Aplicado la Ley de Hooke, la deformación unitaria del elemento $s - s_2$ es:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} \quad (4.5)$$

Donde:

σ : Esfuerzo debido a la flexión en el elemento $s - s_2$

E : Módulo de elasticidad

Combinando las ecuaciones (4.4) y (4.5) obtenemos:

$$\sigma = \frac{En}{\rho} \quad (4.6)$$

El esfuerzo de flexión a una distancia n del centro de gravedad de la sección viene dado por la siguiente ecuación:

$$\sigma = \frac{Mn}{I} \quad (4.7)$$

Igualando las ecuaciones (4.6) y (4.7) obtenemos:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{EI} \quad (4.8)$$

La curvatura es definida mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\frac{d^2y}{dx^2}}{\left[1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2\right]^{3/2}} \quad (4.9)$$

Para flexión en vigas y/o pilotes, la pendiente $\frac{dy}{dx}$ es muy pequeña. Por lo tanto el cuadrado de dicha expresión puede ser obviado, entonces obtenemos:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{d^2y}{dx^2} \quad (4.10)$$

Igualando las ecuaciones (4.8) y (4.10) obtenemos:

$$\frac{M}{EI} = \frac{d^2y}{dx^2} \quad (4.11)$$

Realizando la integración y derivación sucesiva de la ecuación anterior, obtenemos las siguientes relaciones:

$$y : \text{Deflexión de la curva elástica} \quad (4.12)$$

$$\frac{dy}{dx} = S \quad (4.13)$$

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M}{EI} \quad (4.14)$$

$$\frac{d^3y}{dx^3} = \frac{V}{EI} \quad (4.15)$$

$$\frac{d^4y}{dx^4} = \frac{p}{EI} \quad (4.16)$$

La ecuación diferencial para una viga apoyada sobre un medio elástico fue derivada por Hetenyi (1946), y es empleada para analizar el comportamiento de un pilote sometido a carga lateral.

El pilote es reemplazado por una barra, en el cual se toma un segmento infinitesimal limitado por dos planos horizontales separados una distancia dx , tal como se muestra en la Figura 4.2.

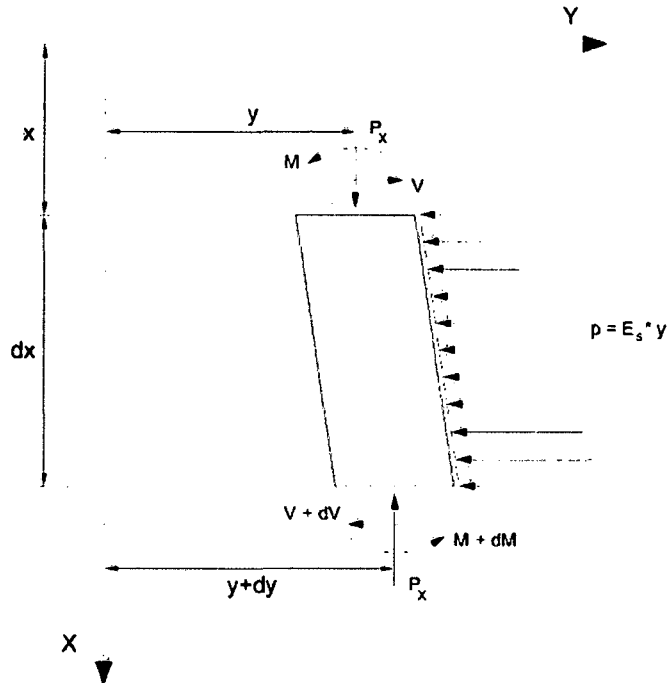


Figura 4.2: Elemento diferencial de una viga

Fuente: Lymon Reese, Behavior of Piles and Pile Groups under Lateral Load, U.S Department of Transportation Federal Highway Administration Office of Research Washington, 1983.

El segmento ha sido desplazado debido a las cargas laterales y a un par de fuerzas compresivas verticales P_x que actúan en el centro de gravedad de la sección transversal de la barra.

Realizando el equilibrio de momentos, ignorando los efectos de segundo orden. Obtenemos la siguiente ecuación:

$$(M + dM) - M + P_x dy - Vdx = 0 \quad (4.17)$$

$$\frac{dM}{dx} + P_x \frac{dy}{dx} - V = 0 \quad (4.18)$$

Derivando la ecuación (4.18) con respecto a x, obtenemos:

$$\frac{d^2M}{dx^2} + P_x \frac{d^2y}{dx^2} - \frac{dV}{dx} = 0 \quad (4.19)$$

La ecuación diferencial para pilotes sometidos a carga lateral, suponiendo que el pilote se comporta como una viga linealmente elástica es:

$$E_p I_p \frac{d^4y}{dx^4} + P_x \frac{d^2y}{dx^2} - p = 0 \quad (4.20)$$

Donde:

$E_p I_p$: Rigidez a la flexión del pilote

y : Deflexión lateral del pilote

P_x : Carga axial sobre el pilote

p : Reacción del suelo por unidad de longitud

x : Longitud a lo largo del pilote

De las expresiones anteriores (4.19) y (4.20), se pueden observar las siguientes igualdades:

$$\frac{d^2M}{dx^2} = E_p I_p \frac{d^4y}{dx^4} \quad (4.21)$$

$$\frac{dV}{dx} = p \quad (4.22)$$

$$p = -E_s y \quad (4.23)$$

Así obtenemos la siguiente ecuación diferencial de cuarto orden, que gobierna el comportamiento de los pilotes sometidos a cargas laterales.

$$E_p \frac{I_p}{p} \frac{d^4 y}{dx^4} + P_x \frac{d^2 y}{dx^2} + E_s y = 0 \quad (4.24)$$

Donde:

E_s : Módulo del suelo

Haciendo $K = E_s$, obtenemos

$$E_p \frac{I_p}{p} \frac{d^4 y}{dx^4} + P_x \frac{d^2 y}{dx^2} + Ky = 0 \quad (4.25)$$

4.3 RESISTENCIA LATERAL DEL SUELO

En esta sección describiremos los modelos desarrollados por Reese et al (1974), para explicar la respuesta del suelo ante la deflexión lateral de los pilotes. Generalmente se consideran dos tipos de comportamiento del suelo en la determinación de su resistencia lateral última.

- El primer tipo de comportamiento ocurre cerca de la superficie, donde el pilote sometido a cargas laterales puede levantar una cuña del terreno debido al movimiento lateral (falla tipo cuña), tal como se muestra en la Figura 4.3.
- En el segundo tipo de comportamiento ocurre a una profundidad alejada de la superficie, donde el terreno intenta fluir alrededor del pilote (falla por flujo lateral), tal como se muestra en la Figura 4.4.

4.3.1 Método de Reese (1974)

El modelo empleado para calcular la resistencia lateral última para suelos arenosos, a una profundidad cercana a la superficie del terreno es mostrado en la siguiente figura:

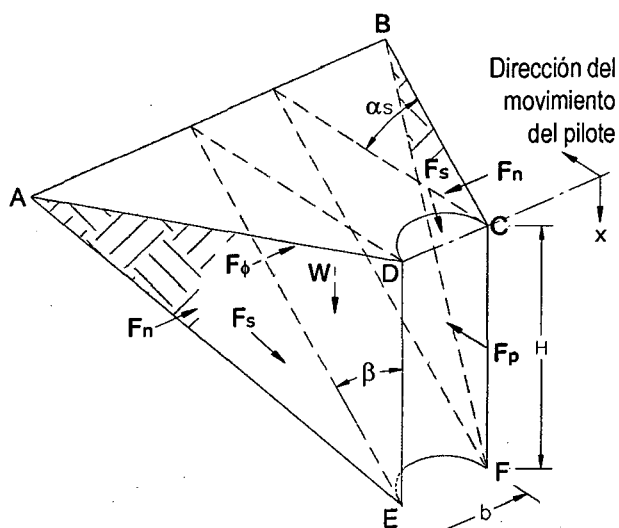


Figura 4.3: Falla tipo cuña del suelo

Fuente: Lymon Reese, Behavior of Piles and Pile Groups Under Lateral Load, U.S Department of Transportation Federal Highway Administration Office of Research Washington, 1983.

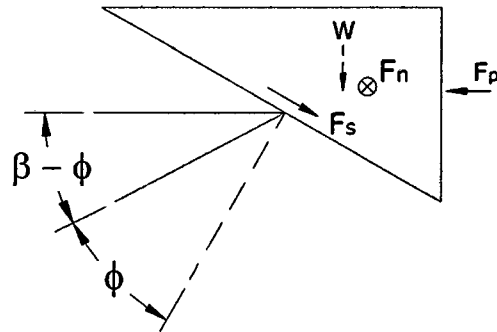


Figura 4.4: Fuerzas en la cuña

Fuente: Lymon Reese, Behavior of Piles and Pile Groups Under Lateral Load, U.S Department of Transportation Federal Highway Administration Office of Research Washington, 1983.

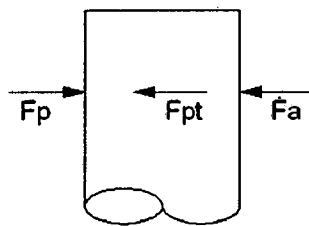


Figura 4.5: Fuerzas sobre el pilote

Fuente: Lymon Reese, Behavior of Piles and Pile Groups Under Lateral Load, U.S Department of Transportation Federal Highway Administration Office of Research Washington, 1983

La fuerza lateral total F_{lx} es calculada sustrayendo de la fuerza pasiva total F_p la fuerza activa F_a , calculada usando la teoría de Rankine. La fuerza pasiva F_p es calculada asumiendo que la condición de falla de Mohr-Coulomb es satisfecha en los planos ADE, BCE y AEFB, La dirección de las fuerzas es mostrada en la Figura 4.5. Se supone que no actúan fuerzas friccionales en la cara del pilote.

Obteniendo la siguiente ecuación para la fuerza lateral total F_{pt} :

$$F_{pt} = \gamma H^2 \left[\frac{K_o H \tan \phi \sin \beta}{3 \tan(\beta - \phi) \cos \alpha_s} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} \left(\frac{b}{2} + \frac{H}{3} \tan \beta \tan \alpha_s \right) + \right. \\ \left. + \frac{K_o H \tan \beta}{3} (\tan \phi \sin \beta - \tan \alpha_s) - K_a b \right] \quad (4.25)$$

Donde:

K_o : Coeficiente de empuje en reposo del suelo

K_a : Coeficiente de empuje activo del suelo

La resistencia lateral última del suelo cerca de la superficie, por unidad de longitud de pilote, es obtenida derivando la ecuación (4.25) con respecto a H.

$$P_{usa} = \gamma H \left[\frac{K_o H \tan \phi \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cos \alpha_s} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} (b + H \tan \beta \tan \alpha_s) + \right. \\ \left. + K_o H \tan \beta (\tan \phi \sin \beta - \tan \alpha_s) - K_a b \right] \quad (4.26)$$

Los valores para α_s varían de $\frac{\phi}{3}$ a $\frac{\phi}{2}$ para arenas sueltas, hasta ϕ para arena

densa; el valor de β es aproximadamente $\beta = 45 + \frac{\phi}{2}$

El modelo empleado para calcular la resistencia última del suelo a una profundidad lejana de la superficie del terreno es mostrado en la Figura 4.6.

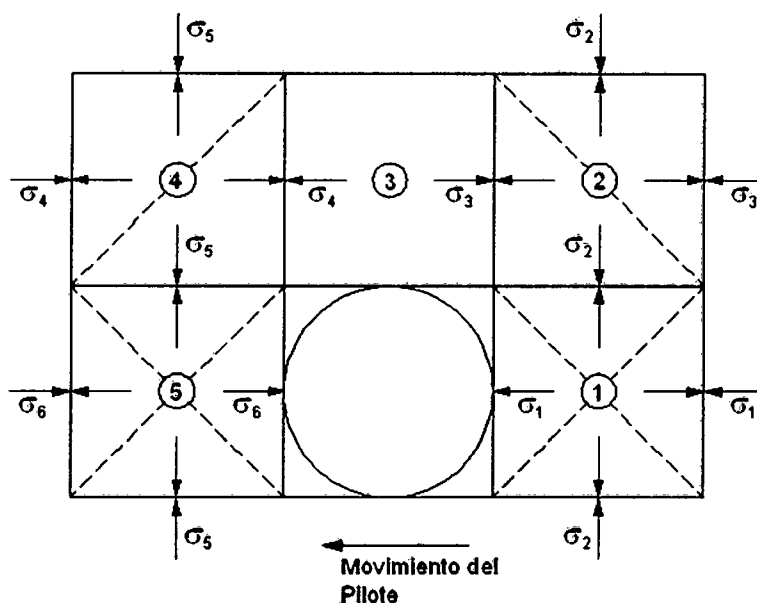


Figura 4.6: Falla por flujo lateral del suelo

Fuente: Lymon Reese, Behavior of Piles and Pile Groups Under Lateral Load, U.S Department of Transportation Federal Highway Administration Office of Research Washington, 1983

La resistencia lateral última del suelo, a una profundidad alejada de la superficie es obtenida mediante la siguiente ecuación:

$$P_{u_{sb}} = K_a b \gamma H (\tan^8(\beta) - 1) + K_o b \gamma H \tan(\phi) \tan^4(\beta) \quad (4.27)$$

Resolviendo simultáneamente ambas ecuaciones (4.26) y (4.27), obtendremos la profundidad donde puede suponerse que el tipo de falla en el suelo cambia del tipo cuña a fluir alrededor del pilote.

4.3.2 Método de Matlock (1980)

Borgard y Matlock (1980), simplificaron las expresiones propuestas por Reese (1974) para calcular la resistencia lateral última para suelos arenosos. Para lo cual agruparon términos y formaron factores que varían con el ángulo de fricción (ϕ). La resistencia lateral última P_u es tomada como el menor valor de las expresiones (4.28) y (4.29), que representan la resistencia lateral última del suelo a una profundidad cercana y alejada de la superficie respectivamente.

$$P_{u_{sa}} = (C_1x + C_2b)\gamma x \quad (4.28)$$

$$P_{u_{sb}} = C_3\gamma xb \quad (4.29)$$

Donde:

- P_u : Resistencia lateral última del suelo (KN/m)
 γ : Peso específico efectivo del suelo (KN/m³)
 x : Profundidad a la que se calcula la curva p-y (m)
 ϕ : Angulo de fricción interna (°)
 C_1, C_2, C_3 : Coeficiente en función del ángulo de fricción, Ver Figura 4.7
 b : Diámetro del pilote a la profundidad donde se calcula la curva p-y (m)

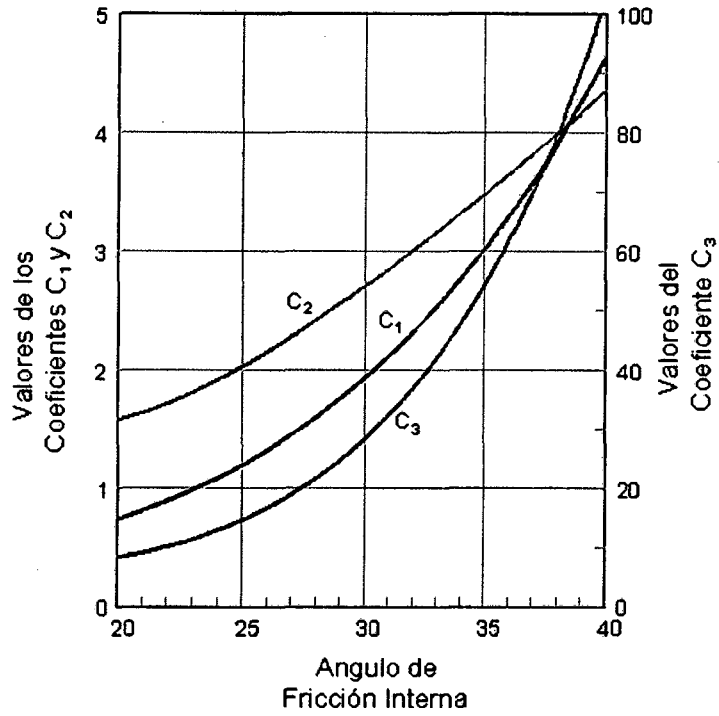


Figura 4.7: Coeficientes en función del ángulo de fricción

Fuente: API RP 2A – WSD Recommended Practice for Planning,
Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms – Working Stress
Design, 2000

4.4 FORMULACIÓN DE LAS CURVAS (P-Y)

Dada la complejidad con que es movilizada la resistencia lateral del suelo, generalmente las curvas (p-y) han sido derivadas de manera empírica, mediante pruebas experimentales de pilotes sometidos a cargas laterales.

4.4.1 Criterio hiperbólico extendido

O'Neill y Murchison (1983), desarrollaron un método para la formulación de las curvas (p-y) empleando una función tangente hiperbólica.

El procedimiento para la construcción de las curvas (p-y) mediante el criterio hiperbólico es el siguiente:

- 1) Calcular la resistencia lateral última del suelo como el menor valor obtenido mediante las ecuaciones (4.28) y (4.29) señaladas anteriormente.
- 2) Determinar la forma de la curva (p-y) mediante la siguiente ecuación:

$$p = n.A.p_u \cdot \tanh\left[\frac{K.x}{A.p_u} \cdot y\right]$$

Donde:

$A = 0.90$	Factor para carga cíclica
$A = (3.0 - 0.8 \frac{x}{b}) \geq 0.9$	Factor para carga estática
P_u	Resistencia lateral última del suelo (KN/m)
K	Módulo del suelo (KN/m ³), determinado de la Tabla 4.1
n	1.00 para pilotes de sección circular o prismática, 1.50 para pilotes de sección H

Densidad Relativa	Suelta	Media	Densa
Arena sumergida	5430KN/m ³	16300KN/m ³	33900KN/m ³
Arena sobre el nivel freático	6790KN/m ³	24430KN/m ³	61000KN/m ³

Tabla 4.1: Módulo del suelo K

Fuente: Lymon C. Reese and William F. Van Impe, Single Piles and Pile Groups Under Lateral Loading, Taylor & Francis Group, Londres, 2001

4.4.2 Curvas (p-y) en suelos no homogéneos

Existen numerosos casos donde el suelo cerca de la superficie del terreno no es homogéneo, si no que se presenta en capas. Si las capas están ubicadas en la zona donde el suelo se mueve hacia arriba y hacia afuera (falla tipo cuña) entonces será necesario hacer modificaciones para poder calcular la resistencia lateral última del suelo.

4.4.2.1 Método de Georgiadis

El método de Georgiadis (1983), se basa en la determinación de un "espesor equivalente" para todas las capas de suelo existentes debajo de la capa superior. Las curvas (p-y) para la capa de suelo superior se determinan de acuerdo a los métodos descritos para suelos homogéneos. Para calcular las curvas (p-y) en la segunda capa, el espesor equivalente H sobre la parte superior de la segunda capa se determinará mediante la suma de las resistencias últimas en la capa superior e igualando dicho valor a la suma de resistencias últimas considerando como si la capa superior estuviese compuesta por el mismo material que la segunda capa.

Por lo tanto, las siguientes dos ecuaciones se resuelven simultáneamente para calcular el espesor equivalente H.

$$F_1 = \int_0^{H_1} Pu_1 dH \quad (4.30)$$

$$F_1 = \int_0^{H_2} Pu_2 dH \quad (4.31)$$

El espesor equivalente H de la capa superior, con las propiedades del suelo de la segunda capa, se utilizará para calcular las curvas (p-y) para la segunda capa de suelo.

Este procedimiento puede ser empleado para obtener el espesor equivalente de dos o más capas de suelo que cubren la capa donde se desea calcular las curvas (p-y).

4.5 MODELAMIENTO DE LA INTERACCIÓN TERRENO - PILOTE

La interacción suelo-pilote, puede ser modelada usando una serie de resortes no-lineales desacoplados ubicados a lo largo de la longitud del pilote. El comportamiento no lineal de la reacción del suelo puede ser simplificado mediante las siguientes aproximaciones.

4.5.1 Aproximación elasto-plástica

En la interacción suelo-pilote, el comportamiento no lineal del suelo es modelado en forma de un elemento elasto-plástico, tal como se muestra en la Figura 4.9, donde hasta un nivel de esfuerzo determinado, la deformación es lineal y proporcional al esfuerzo aplicado.

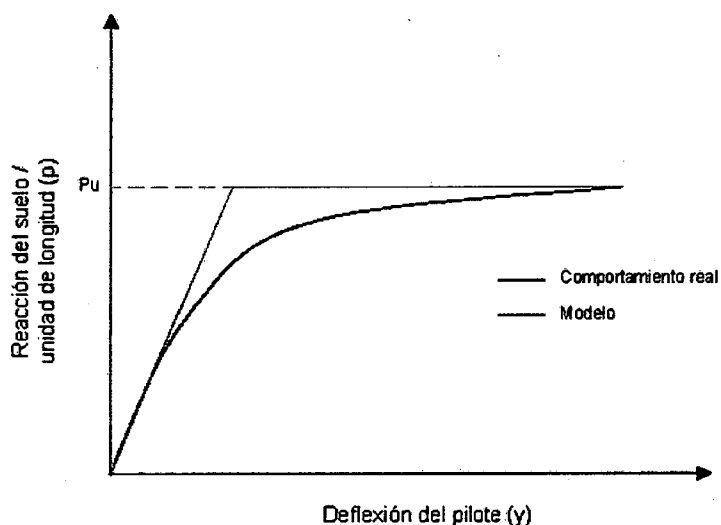


Figura 4.8: Aproximación elasto-plástica de una curva (p-y)

Fuente: Murat Dicleli, Maximum Length of Integral Bridges Supported on Steel H-Piles Driven in Sand, Elsevier, 2003

La curva elasto-plástica derivada a partir de una curva (p-y), tal como se muestra en la Figura 4.8 poseerá las siguientes características:

- La porción elástica es definida con una pendiente igual al módulo inicial del suelo K .
- La porción plástica es definida por la resistencia lateral última del suelo P_u

4.5.2 Aproximación multilínea elástica

Un procedimiento alternativo para modelar la interacción no lineal suelo-pilote, es el establecido por Jolene L. Fennema et al. (2005), quienes emplearon resortes multi-lineales unidos a cada nodo intermedio a lo largo de los pilotes. Las rigideces variable de dichos resortes son derivadas a partir de las curvas (p-y) mediante una secuencia de regresión lineal, tal como se muestra en la Figura 4.9.

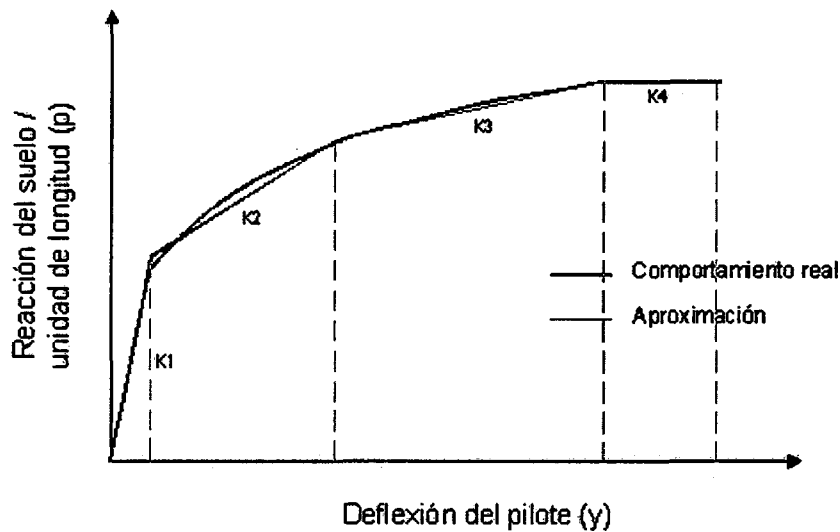


Figura 4.9: Aproximación multilínea elástica de una curva (p-y)

Fuente: Jolene Fennema et al., Predicted and Measured Response of an Integral Abutment Bridge, 2005

CAPITULO V: INTERACCIÓN ESTRIBO – MATERIAL DE RELLENO

5.1 INTRODUCCIÓN

La mayor incertidumbre para el análisis y diseño de puentes con estribos integrales es la reacción del suelo de relleno sobre las pantallas de los estribos. Esta reacción es inherentemente no lineal y depende de la magnitud y la forma del desplazamiento de la pantalla de los estribos (movimiento de traslación y/o rotación). Esto es un problema clásico de interacción suelo-estructura, donde la magnitud de la reacción del suelo, esfuerzos y deformaciones son interdependientes.

Para efectos sísmicos el coeficiente de empuje del suelo, varía desde el coeficiente de empuje en reposo K_o hasta el coeficiente de empuje pasivo K_p . Existen diferentes métodos tales como los propuestos por: Jian-Min Zhang et al (1998), Murat Dicleli (2005) entre otros, que permiten relacionar el coeficiente de empuje pasivo del suelo con los desplazamientos de la pantalla de los estribos.

5.2 COEFICIENTE DE PRESIÓN PASIVA DEL TERRENO

Jian-Min Zhang et al (1998) señala que la presión pasiva del suelo de relleno puede ser determinada empleando las fórmulas que tienen origen en las publicaciones realizadas por Coulomb (1776) y Rankine (1857). Sin embargo, la presión del suelo de relleno estimada basándose en esas teorías proporciona resultados satisfactorios solo cuando la deformación lateral del suelo es bastante grande para movilizar completamente la fuerza de corte del mismo. En muchos casos, la deformación necesaria para desarrollar el estado pasivo no llega a ocurrir en el relleno. Observaciones experimentales indican que los movimientos típicos para desarrollar por completo el empuje pasivo son $(H/10)$ para rotación del estribo y $(H/20)$ para traslación del estribo.

Importantes y valiosos trabajos tanto teóricos como experimentales, muestran que la presión pasiva del terreno es altamente dependiente del modo de desplazamiento (traslación y/o rotación) de la pantalla de los estribos.

Potts y Fourie (1986) emplearon el método de los elementos finitos para estudiar la interacción suelo-estructura de una pantalla rígida de 5.00m de alto, 1.00m de ancho, embebida en un suelo uniforme con las siguientes características $c = 0$, $\phi = 25^\circ$, $\gamma = 20KN/m^3$. Tres fueron los modos de deformación estudiados: traslación horizontal, rotación sobre la parte superior del muro e inferior del muro. Como resultado del estudio obtuvieron la variación del coeficiente de presión del terreno K en función a los modos de desplazamientos de la pared, tal como se muestra en la Figura 5.1, en la cual podemos observar que para el modo de traslación horizontal, el valor máximo de $K_p = 4.00$ solamente se alcanzará para desplazamientos muy grandes.

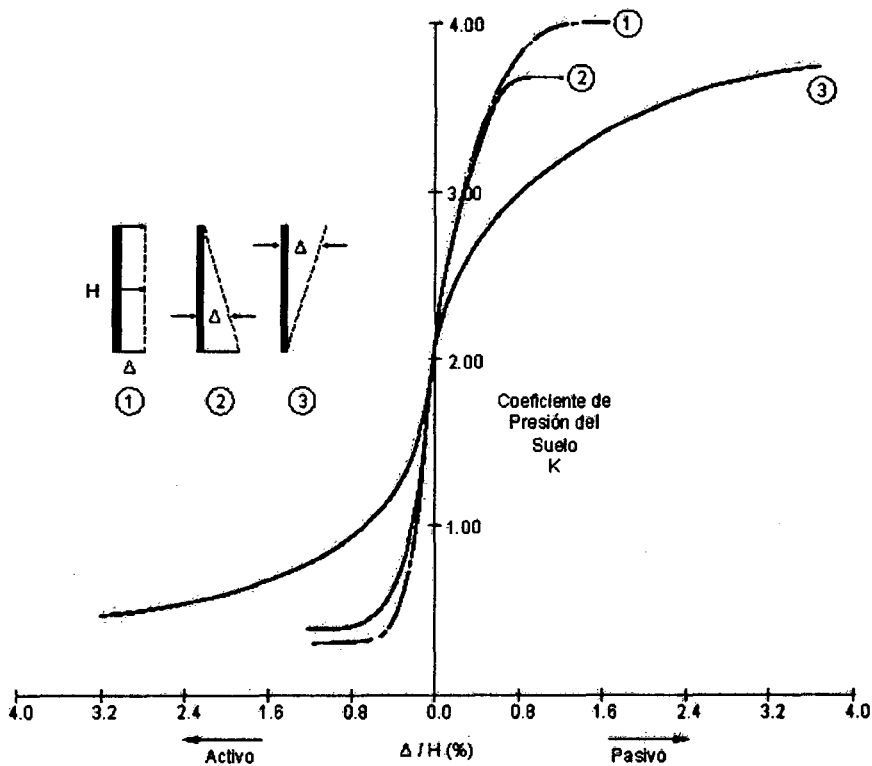


Figura 5.1: Variación del coeficiente de presión del terreno

Fuente: Potts and Fourie, A Numerical Study of The Effects of Wall Deformation on Earth Pressures, 1986

Yung-Show Fang et al (1994) investigaron la variación de la presión del suelo generada por diversos tipos de movimientos de una pantalla (traslación horizontal, rotación sobre la parte superior y/o inferior de la pantalla), para lo cual emplearon un modelo a escala que fue instrumentado mediante transductores de presión. El suelo empleado como relleno tenía las siguientes características $\phi = 30.90^\circ$ y $\gamma = 15.50 \text{KN} / \text{m}^3$.

Como resultado del trabajo experimental y para movimientos de traslación horizontal, se observa que la distribución de presiones pasivas es esencialmente lineal para cada etapa de deformación, tal como se muestra en la Figura 5.2.

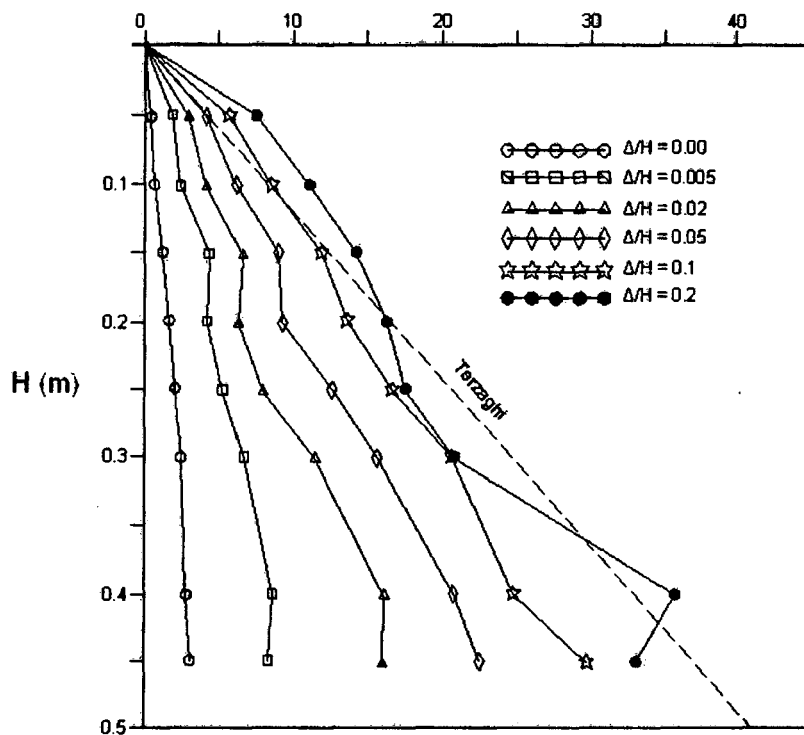


Figura 5.2: Distribución de la presión del terreno para traslación horizontal
Fuente: Yung-Show Fang et al, Passive Earth Pressures With Various Wall
Movements, 1994

El coeficiente de presión pasiva del terreno K_p resultado del estudio experimental, considerando la traslación horizontal del muro, es mostrado en la Figura 5.3, en la cual podemos observar el valor máximo aproximado de $K_p = 5.40$.

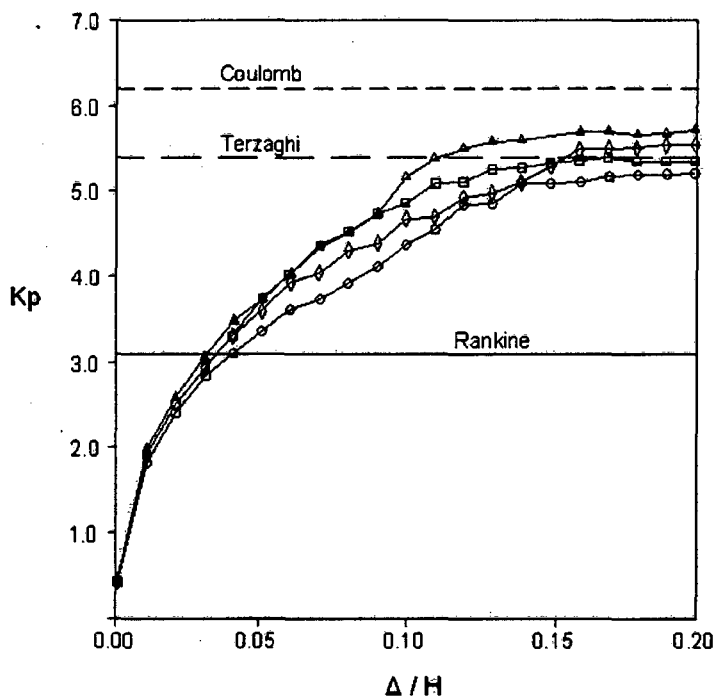


Figura 5.3: Variación del coeficiente de empuje pasivo para desplazamiento horizontal

Fuente: Yung-Show Fang et al, Passive Earth Pressures with Various Wall Movements, 1994

5.2.1 Método de Jian-Min Zhang et al (1998)

Jian-Min Zhang et al (1998) señalan que no se ha desarrollado ningún método simple para determinar la presión lateral del terreno, con excepción para los estados de reposo, activo y pasivo. En muchos casos la presión del terreno solo puede ser estimada empíricamente, por lo cual basándose en los resultados de ensayos triaxiales proponen una extensión de las fórmulas de Rankine. Estas nuevas fórmulas pueden aproximar cualquier estado intermedio de esfuerzos entre el estado activo y pasivo de Rankine.

El coeficiente de presión pasiva del terreno K_p , se puede obtener mediante las siguientes ecuaciones:

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi'_{mob}}{1 - \sin \phi'_{mob}} \quad (5.1)$$

$$\sin \phi'_{mob} = \frac{\sin \phi (R - 1)}{2 - \sin \phi (3 - R)} \quad (1 \leq R \leq 3) \quad (5.2)$$

Reemplazando la ecuación (5.2) en la ecuación (5.1) obtenemos:

$$K_p = 1 + \frac{\sin \phi}{1 - \sin \phi} (R - 1) \quad (1 \leq R \leq 3) \quad (5.3)$$

Al variar el valor del parámetro R entre -1 y 3, el coeficiente de empuje del terreno varía entre el coeficiente de empuje activo K_a y el coeficiente de empuje pasivo K_p .

El coeficiente de presiones (K_p) del terreno varía dependiendo del desplazamiento lateral de la pared (Δ), lo que ha sido confirmado con muchos modelos y pruebas experimentales como los señalados anteriormente.

El parámetro R cambia a partir de 0 a 3 cuando (Δ) cambia de 0 a (Δ_p). La relación del parámetro R con el desplazamiento (Δ) es mediante una función exponencial de ($\frac{\Delta}{\Delta_p}$), tal como se muestra en las siguientes expresiones.

$$R = \begin{cases} 3 \left(\frac{\Delta}{\Delta_p} \right)^{\beta_p} & \dots (0 \leq \Delta \leq \Delta_p) \\ 3 & \dots (\Delta > \Delta_p) \end{cases}$$

El parámetro β_p es supuesto igual a 0.50.

Tabulando valores del parámetro R y variando el ángulo de fricción interna obtenemos los siguientes gráficos:

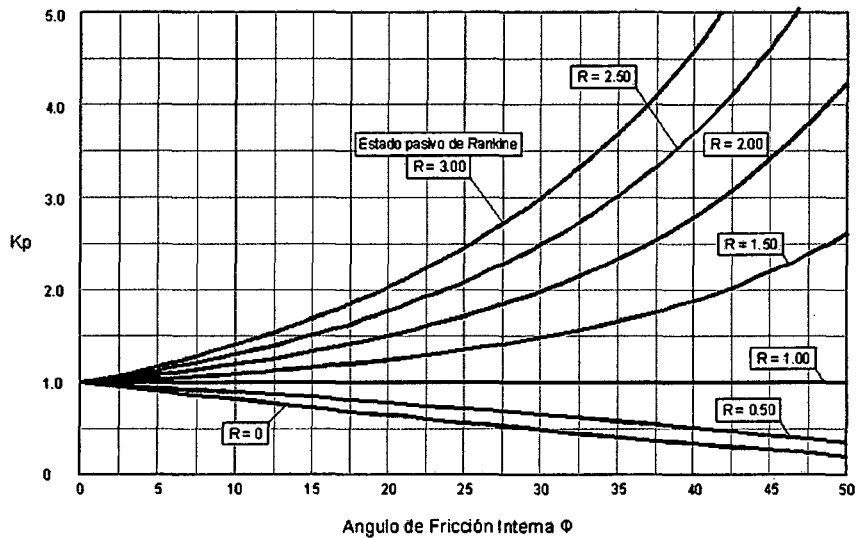


Figura 5.4: Coeficiente de presión pasiva del terreno en función del ángulo de fricción interna y el parámetro R

Fuente: Jian-Min Zhang et al, Evaluation of Earth Pressure Under Any Deformation Lateral, Japanese Geotechnical Society, 1998.

5.3 CARACTERÍSTICAS DEL MATERIAL DE RELLENO SIN COMPACTAR EMPLEADO COMO RELLENO EN LOS ESTRIBOS

El material de relleno sin compactar a ser empleado detrás de la pantalla de los estribos integrales, deberá ser resistente a las expansiones y ser poco vulnerable a los asentamientos.

Se recomienda emplear una mezcla bien graduada de gravas y arenas con tamaño máximo de 1", dicha mezcla deberá cumplir con los requerimientos para el grupo A1 del Sistema de Clasificación de Suelos AASHTO M145, establecido por la American Association of State Highway Officials.

5.4 MODELAMIENTO DE LA INTERACCIÓN ESTRIBO – MATERIAL DE RELLENO

La reacción lateral del suelo detrás de las pantallas de los estribos, puede ser modelada mediante resortes desacoplados. En general estos resortes son no-lineales y su resistencia lateral última depende del nivel de compactación, del tipo de suelo y del modo de deformación de la pantalla.

Para cargas sísmicas, la presión del material de relleno varía generalmente entre activo y pasivo, dependiendo de la magnitud del movimiento sísmico inducido en la pared del estribo, de la superestructura del puente y de la configuración puente-estribo.

Para modelar el material de relleno detrás de estribos integrales, puede emplearse la curva fuerza-deformación mostrada en la Figura 5.5.

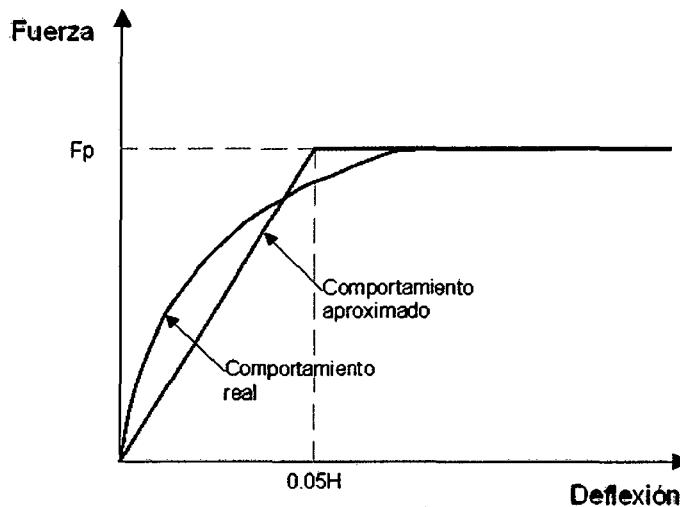


Figura 5.5: Curva fuerza-deformación para modelar la rigidez de un suelo poco cohesivo

Para un suelo poco cohesivo y no plástico (contenido de finos menor a 30%). La rigidez inicial será estimada según lo mostrado en la Figura 5.5.

$$K_{eff} = \frac{F_p}{0.05H} \quad (5.4)$$

Donde:

F_p : Fuerza del empuje pasivo

H : Altura del estribo

CAPÍTULO VI: EVALUACIÓN TEÓRICA Y EXPERIMENTAL

6.1 INTRODUCCIÓN

Con el objetivo de evaluar la respuesta tanto teórica como experimental de un puente con estribos integrales sometido a cargas laterales, se construyó e instrumentó un modelo a escala.

En el presente capítulo se describen las principales características del modelo a escala, los instrumentos empleados para el registro de datos durante el proceso experimental, se analizarán los resultados de las mediciones experimentales y finalmente se realizarán comparaciones con los resultados teóricos.

6.2 DESCRIPCIÓN DEL MODELO A ESCALA

El modelo a escala construido y posteriormente instrumentado, tal como se muestra en la Figura 6.1, es un puente de concreto de 5.90m de luz entre ejes de estribos, cuyas principales características con las siguientes:

- La superestructura está compuesta por una losa de concreto de 0.05m de espesor y por 05 viguetas prefabricadas de concreto espaciadas a cada 0.50m, haciendo en total 0.25m de altura y 2.50m de ancho. La superestructura fue construida monolíticamente con las pantallas frontales de los estribos.
- El estribo izquierdo está compuesto por una pantalla de concreto de 1.20m de altura, 2.50m de ancho y 0.20m de espesor, y está soportada sobre cinco pilotes tubulares metálicos de 3" de diámetro y espesor 3mm.
- El estribo derecho está compuesto por dos pantallas de concreto de 1.20m de altura, 2.50m de ancho y 0.20m de espesor. La pantalla inferior está cimentada sobre una zapata corrida de 2.50m de largo, 0.40m de ancho y 0.40m de altura. En la zona de encuentro entre la pantalla inferior y la zapata corrida se han dispuesto tres articulaciones de concreto; además, en el encuentro entre las pantallas superior e inferior se hicieron reducciones en la sección transversal con el objetivo de generar la formación de rótulas plásticas.

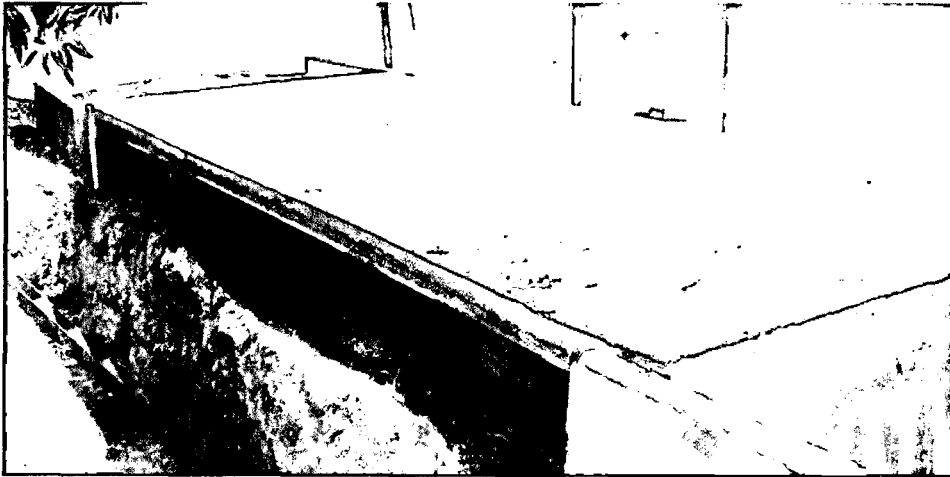


Figura 6.1: Modelo a escala de puente con estribos integrales

6.3 INSTRUMENTACIÓN DEL MODELO A ESCALA

La recopilación y registro de datos durante el proceso experimental, se hizo mediante el empleo de los siguientes dispositivos e instrumentos:

- Strain gauge, es un dispositivo que se utiliza para la medición electrónica de deformaciones. El principio de su funcionamiento está basado en que su resistencia eléctrica varía proporcionalmente con cualquier deformación aplicada sobre él. Así, registrando el cambio producido en la resistencia eléctrica podemos obtener la deformación unitaria en la dirección donde se instaló dicho dispositivo. Generalmente la magnitud de medida del strain gauge es muy pequeña por lo que es expresada en microstrain ($\mu\varepsilon$).

En el modelo a escala se instalaron 04 strain gauges sobre uno de los pilotes exteriores que soportan a la pantalla del estribo izquierdo, dichos strain gauges fueron ubicados en posiciones diametralmente opuestas a 0.30m y 1.30m por debajo del nivel inferior de la pantalla, tal como se muestra en la Figura 6.3.

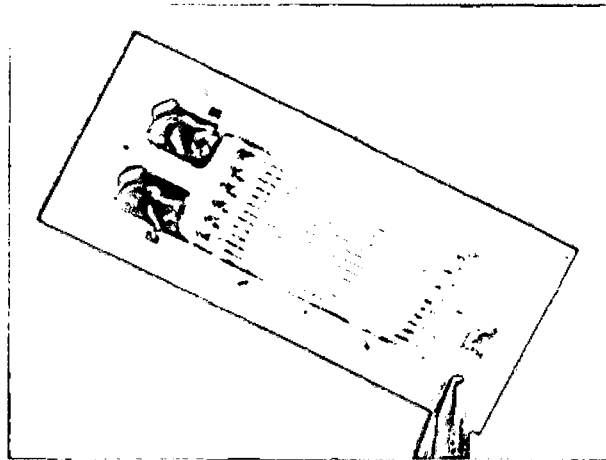


Figura 6.2: Strain gauge (medidor de deformación unitaria)

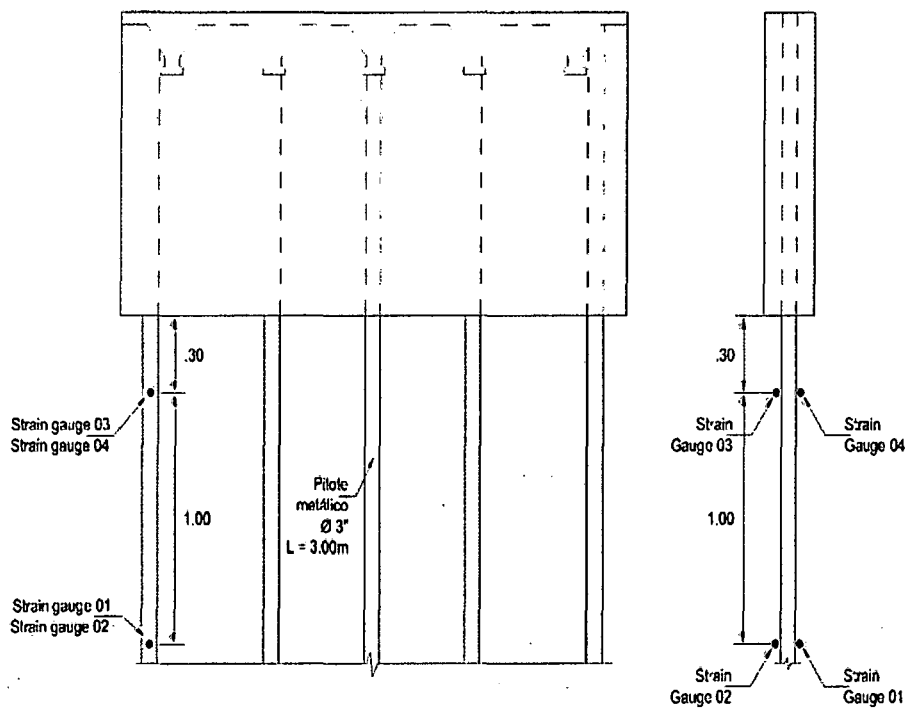


Figura 6.3: Ubicación de strain gauges en pilote del estribo izquierdo

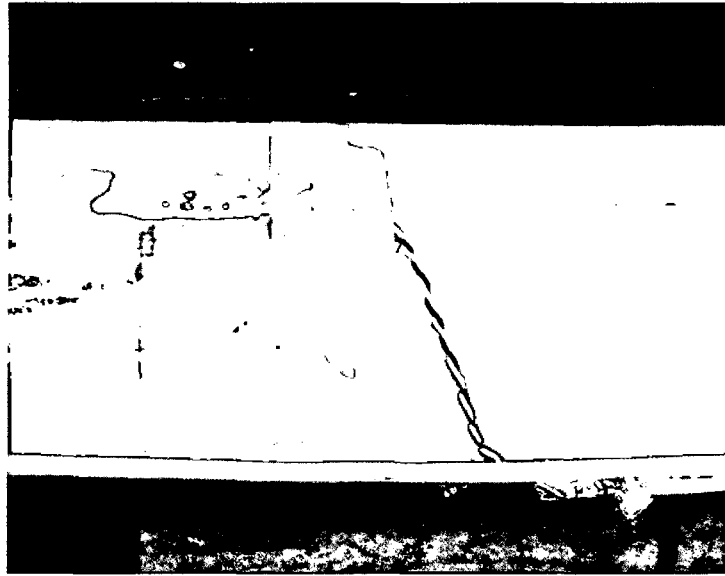


Figura 6.4: Cableado del strain gauge en pilote metálico

- El Deformímetro, es un instrumento que fue empleado para registrar los desplazamientos horizontales de la parte superior del estribo derecho, para las diversas cargas aplicadas.

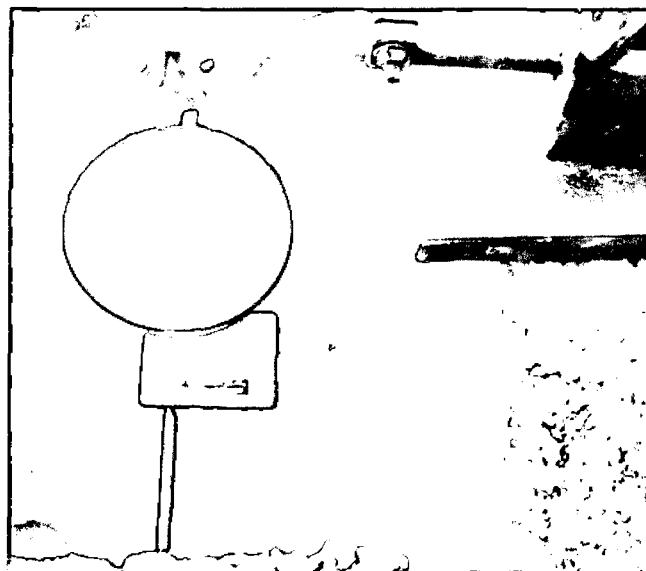


Figura 6.5: Deformímetro

- El Inclinómetro, es un instrumento desarrollado por el Instituto de Investigación de la Facultad de Ingeniería Civil (IIFIC – UNI), el cual permite medir el ángulo de inclinación del eje del mismo con respecto al eje vertical. Así, procesando los ángulos registrados, podremos obtener la deflexión del pilote a lo largo de su longitud.

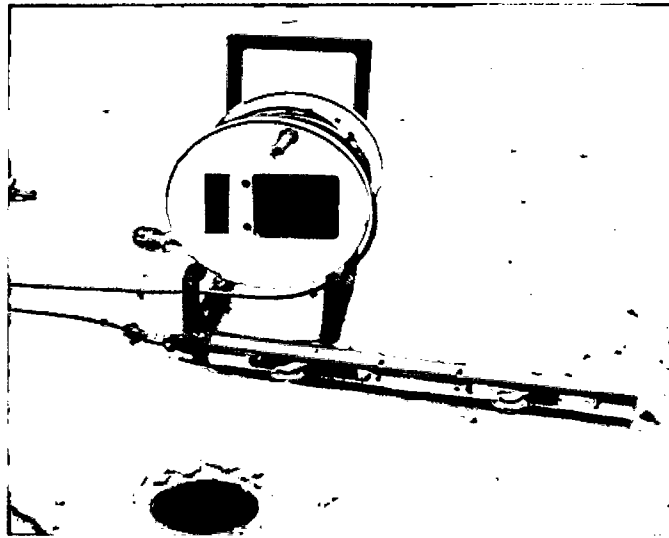


Figura 6.6: Inclinómetro

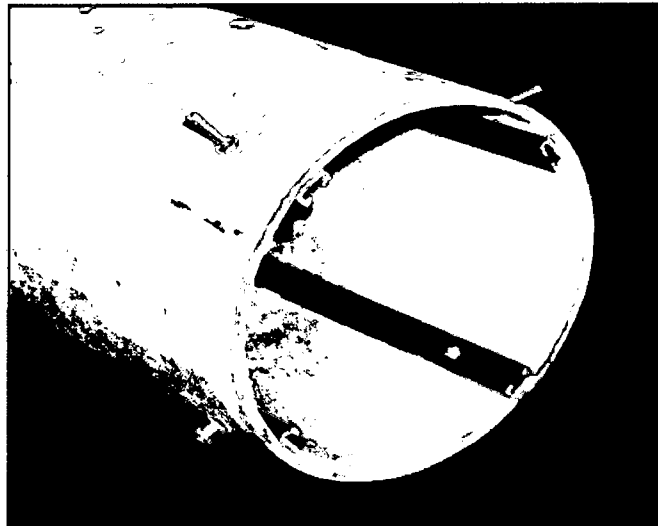


Figura 6.7: Rieles dentro de tubería metálica para el desplazamiento
del inclinómetro



Figura 6.8: Registro de medidas con el inclinómetro

La recopilación de datos con el inclinómetro fue realizado mediante el siguiente procedimiento: insertamos el inclinómetro hasta el fondo del pilote tubular, para luego efectuar la toma de medidas en forma ascendente y con intervalos iguales a 0.20m. Dichas lecturas son efectuadas sobre un plano vertical, primero en la dirección de aplicación de la carga y luego en otro a 180° respecto del primero (Ajes A y B) considerando el mismo intervalo de lectura.

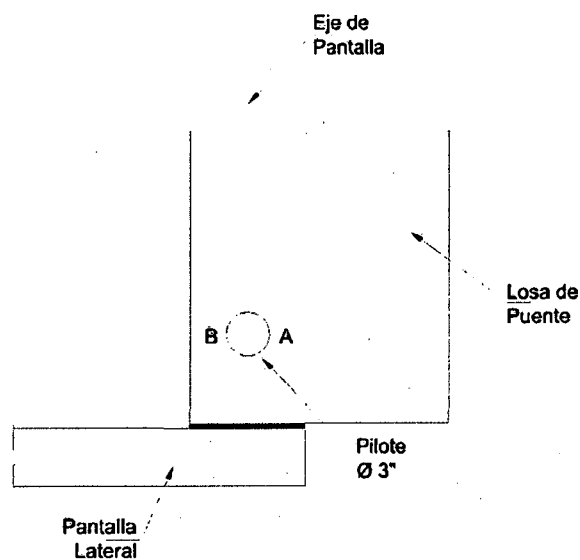


Figura 6.9: Esquema para medida de ángulos con el inclinómetro

6.4 ENSAYOS A DIFERENTES NIVELES DE CARGA, OBTENCIÓN Y PROCESAMIENTO DE DATOS

Las diversas pruebas experimentales sobre el modelo a escala consistieron en la aplicación de una fuerza horizontal en dirección longitudinal del puente.

6.4.1 Estimación de la fuerza sísmica

La fuerza aplicada que representa al efecto sísmico sobre el modelo a escala fue estimada de acuerdo a lo señalado en el Apartado 3.10.9.1 del AASHTO LRFD.

$$F_{sismo} = W * Z * S$$

Donde:

W : Peso de la estructura

Z : Coeficiente de aceleración

S : Coeficiente de sitio

Para la estimación del peso de la estructura se consideraron: el peso de losa, el peso de las pantallas de ambos estribos. Mediante un metrado de cargas obtenemos:

$$W_{losa} = 5.03t$$

$$W_{pantallaizquierda} = 1.44t$$

$$W_{pantalladerecha} = 2.84t$$

$$W = 9.31t$$

Considerando un coeficiente de aceleración igual a 0.40 y un coeficiente de sitio igual a 1.20, obtenemos:

$$F_{sismo} = 9.31 * 0.4 * 1.20 = 4.46t$$

$$F_{sismo} = 5.00t$$

El empuje activo ejercido por el relleno granular sin compactar sobre la pantalla del estribo izquierdo, considerando un coeficiente de empuje activo $K_a = 0.201$, es igual a 0.65t.

El empuje activo sísmico sobre la pantalla del estribo izquierdo es estimado mediante el enfoque pseudo estático de Mononobe-Okabe. Considerando un coeficiente de empuje activo sísmico $K_{AE} = 0.317$, obtenemos una fuerza de empuje activo sísmico igual a 0.375t.

Por lo tanto la fuerza total horizontal a ser aplicada en el modelo a escala es la sumatoria de las fuerzas determinadas anteriormente y es igual a 6.00t. Sin embargo, durante el proceso experimental la fuerza aplicada será variada desde 0.00t hasta 10.00t.

6.4.2 Ensayos a diferentes niveles de carga

- La primera prueba experimental fue realizada según el esquema mostrado en la Figura 6.10. No se consideraron los rellenos granulares ubicados detrás de las pantallas de ambos estribos, así como también no se consideró el relleno granular denso alrededor de los cinco pilotes del estribo izquierdo en una altura de 0.90m.

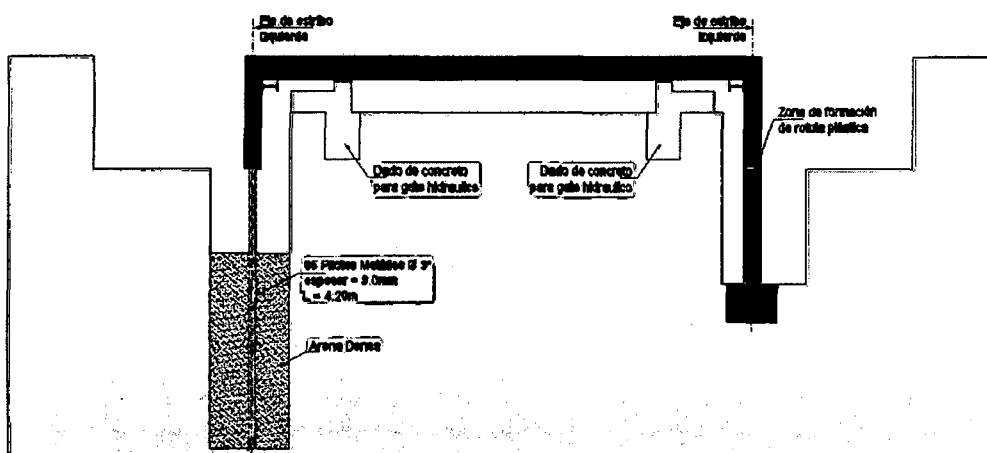


Figura 6.10: Esquema considerado para la primera prueba experimental

Luego de procesar los ángulos registrados con el inclinómetro (ver Anexo 02a), obtenemos las siguientes gráficas que muestran la posición inicial de los pilotes y de la pantalla del estribo izquierdo antes de aplicar las cargas, así como las deflexiones producidas para cargas de 5.00t, 8.00t y 10.00t.

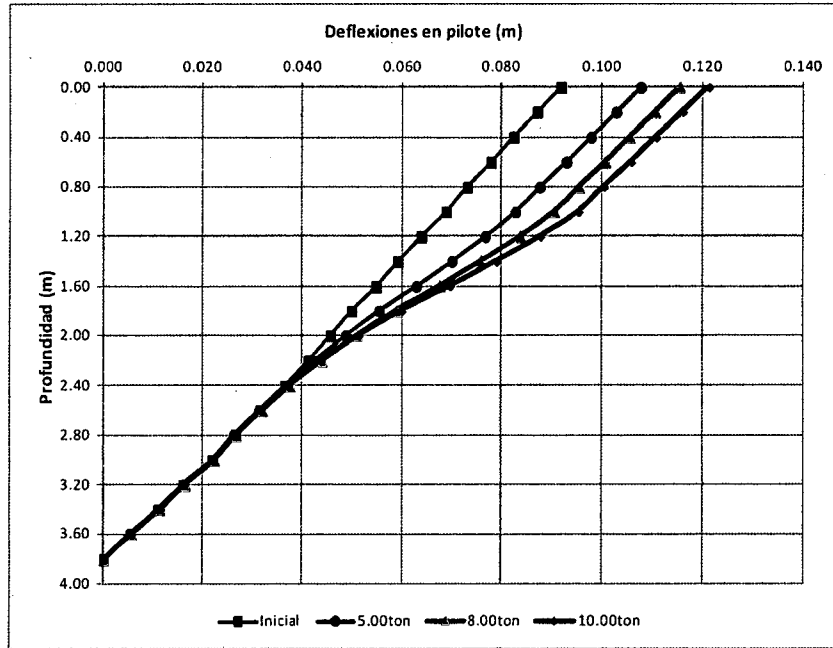


Figura 6.11: Deflexiones en pilotes y estribo izquierdo para la primera prueba experimental

De la Figura 6.11 observamos que antes de aplicar las cargas horizontales la parte superior del estribo izquierdo presenta un desplazamiento horizontal de aproximadamente 9.20cm con respecto a la vertical. Para las cargas de 5.00t, 8.00t y 10.00t obtenemos desplazamientos en la parte superior del estribo izquierdo de 1.59cm, 2.37cm y 2.93cm respectivamente. También puede observarse que a una profundidad de 1.40m medida desde la parte inferior de la pantalla izquierda, las deflexiones y los giros en los pilotes son prácticamente nulos.

De los datos registrados con el deformímetro durante la primera prueba experimental, obtenemos los desplazamientos superiores del estribo derecho, tal como se muestra en las siguientes gráficas.

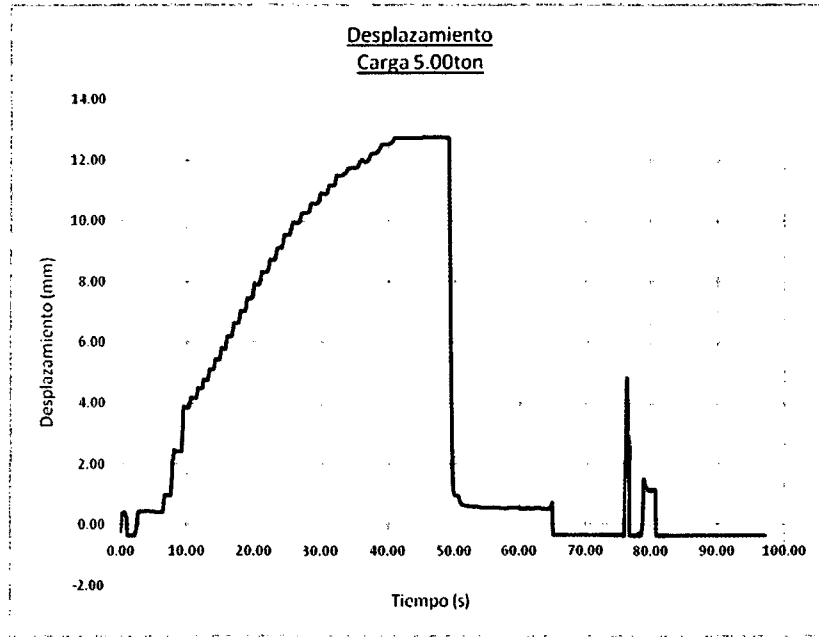


Figura 6.12: Desplazamiento superior del estribo derecho para 5.00t en la primera prueba experimental

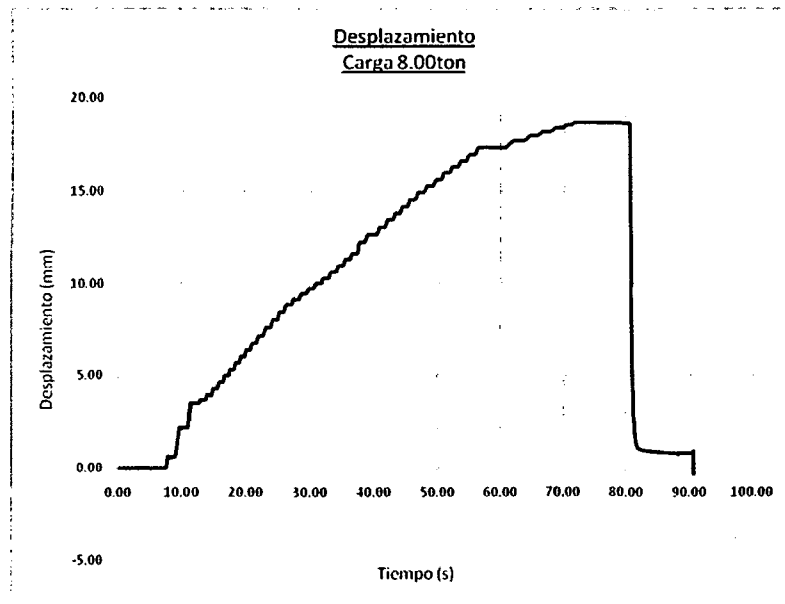


Figura 6.13: Desplazamiento superior del estribo derecho para 8.00t en la primera prueba experimental

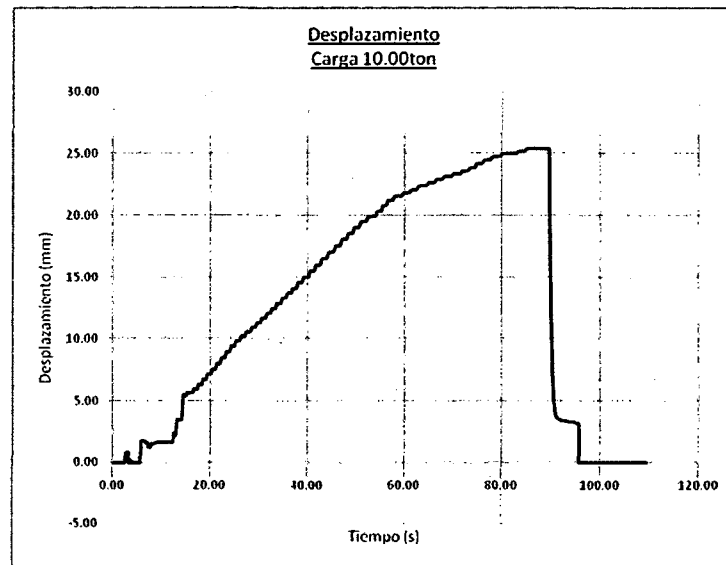


Figura 6.14: Desplazamiento superior del estribo derecho para 10.00t en la primera prueba experimental

De las figuras anteriores observamos que los desplazamientos superiores del estribo derecho para cargas de 5.00t, 8.00t y 10.00t son 1.27cm, 1.86cm y 2.50cm respectivamente. En todos los casos luego de retirada la carga horizontal aplicada, la estructura retorna a su posición inicial.

- La segunda prueba experimental fue realizada según el esquema mostrado en la Figura 6.15. Para esta prueba el modelo a escala fue flexibilizado con el objetivo de obtener mayores desplazamientos horizontales en los estribos. Para ello se redujeron a tres el número de pilotes que soportan el estribo izquierdo.

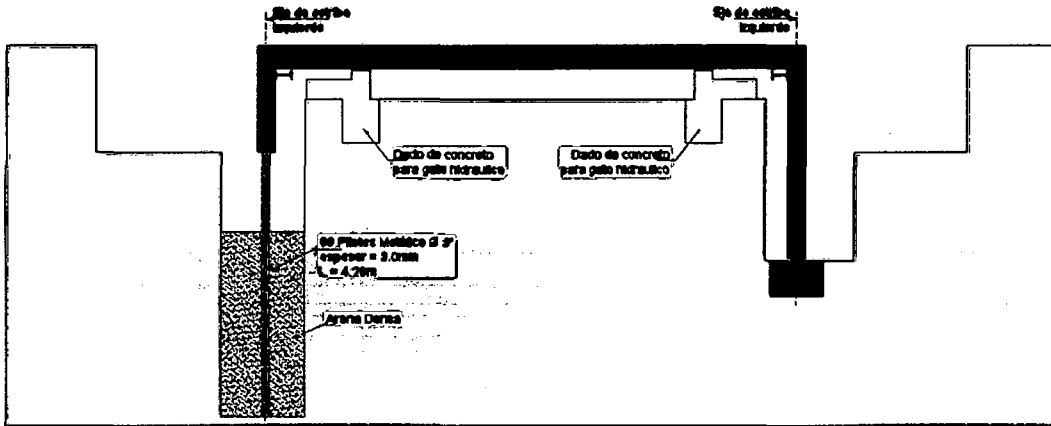


Figura 6.15: Esquema considerado para la segunda prueba experimental

Luego de procesar los ángulos registrados con el inclinómetro (Ver Anexo 02b). Obtenemos la siguiente gráfica que muestra la posición inicial de los pilotes y de la pantalla del estribo izquierdo antes de aplicar las cargas, así como las deflexiones producidas para cargas de 5.00t, 8.00t y 10.00t.

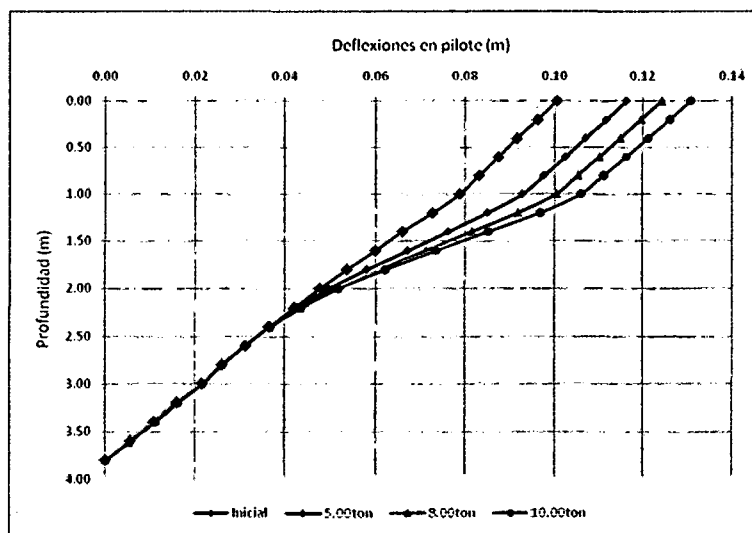


Figura 6.16: Deflexiones en pilotes y estribo izquierdo para la segunda prueba experimental

En la figura anterior observamos que para las cargas de 5.00t, 8.00t y 10.00t, obtenemos desplazamientos en la parte superior del estribo izquierdo de 1.57cm, 2.37cm y 3.02cm respectivamente.

De los datos registrados con el deformímetro durante la segunda prueba, obtenemos los desplazamientos superiores del estribo derecho, tal como se muestra en las siguientes figuras.

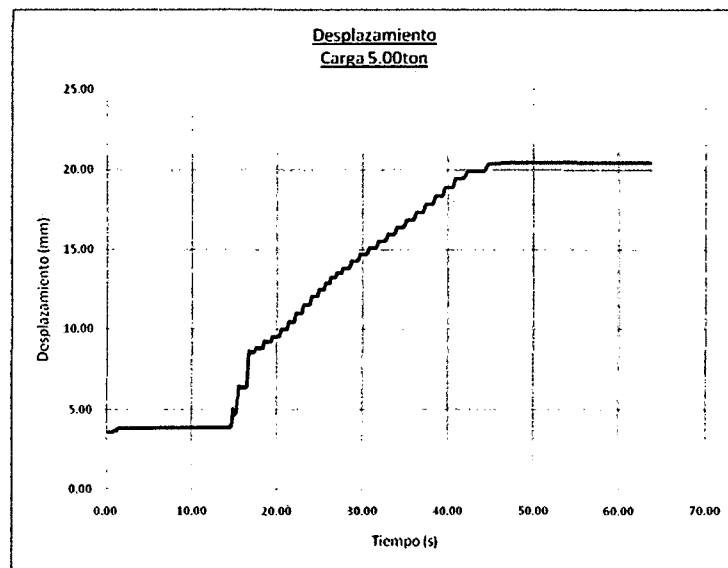


Figura 6.17: Desplazamiento superior del estribo derecho para 5.00t en la segunda prueba experimental

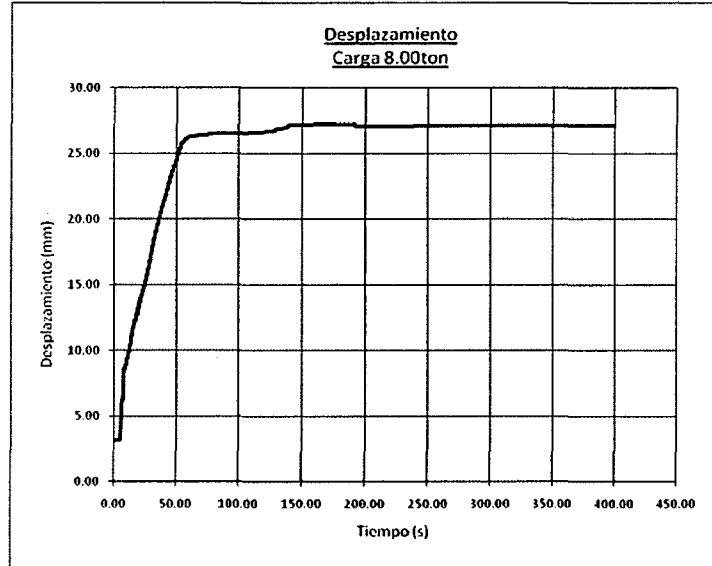


Figura 6.18: Desplazamiento superior del estribo derecho para 8.00t en la segunda prueba experimental

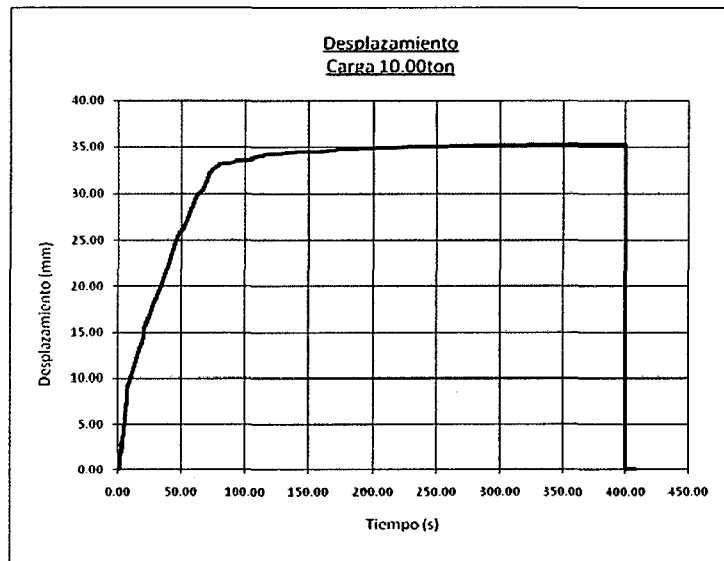


Figura 6.19: Desplazamiento superior del estribo derecho para 10.00t en la segunda prueba experimental

De las figuras anteriores, observamos que los desplazamientos superiores en el estribo derecho para cargas de 5.00t, 8.00t y 10.00t son 1.66cm, 2.40cm y 3.48cm respectivamente.

- La tercera prueba experimental fue realizada según el esquema mostrado en la Figura 6.20. Para esta prueba se empleó arena suelta como relleno en la parte superior de los pilotes en una altura de 0.90m, se redujo a seis varillas de 1/2" el refuerzo longitudinal en la zona de formación de rotulas plásticas y se consideraron los rellenos granulares sin compactar ubicados detrás de las pantallas superiores de ambos estribos y relleno granular compactado detrás de la pantalla inferior del estribo derecho.

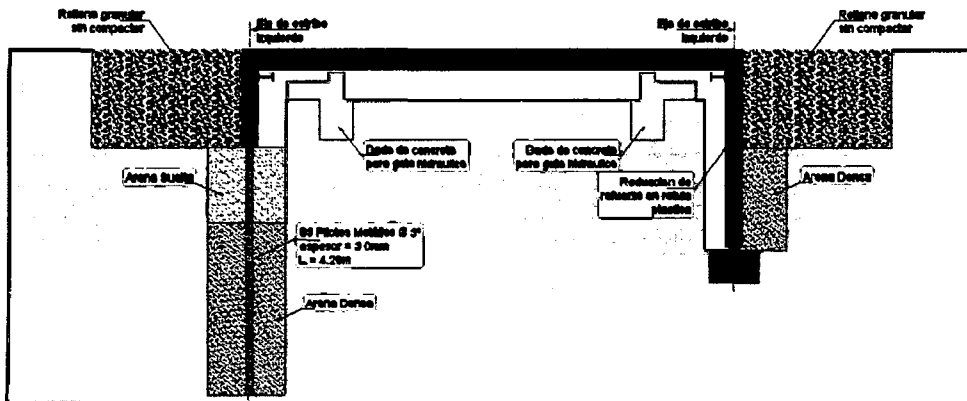


Figura 6.20: Esquema considerado para la tercera prueba experimental

Luego de procesar los ángulos registrados con el inclinómetro (Ver Anexo 02c) obtenemos las siguientes gráficas que muestran la posición del pilote antes de aplicar las cargas, así como las deflexiones producidas para cargas de 2.00t, 4.00t, 6.00t, 8.00t y 10.00t.

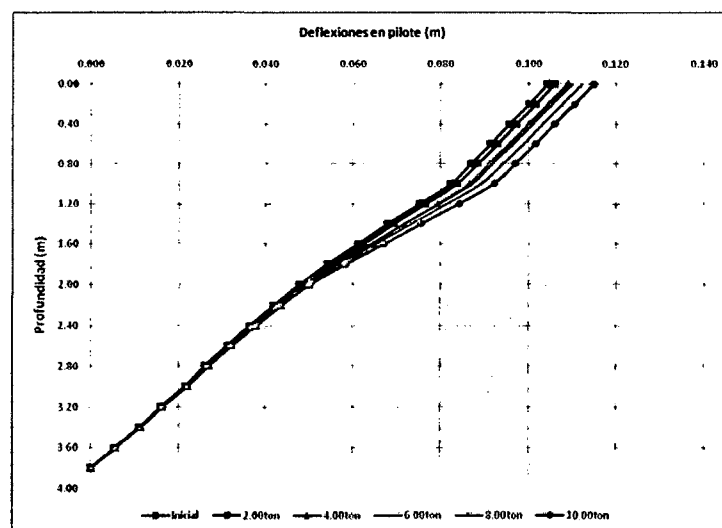


Figura 6.21: Deflexiones en pilotes y estribos para la tercera prueba experimental

Del gráfico anterior observamos que el desplazamiento máximo de la parte superior del estribo izquierdo es 0.80cm.

Las deformaciones unitarias registradas por los strain gauges 03 y 04, instalados en los pilotes del estribo izquierdo, son mostradas en las siguientes gráficas.

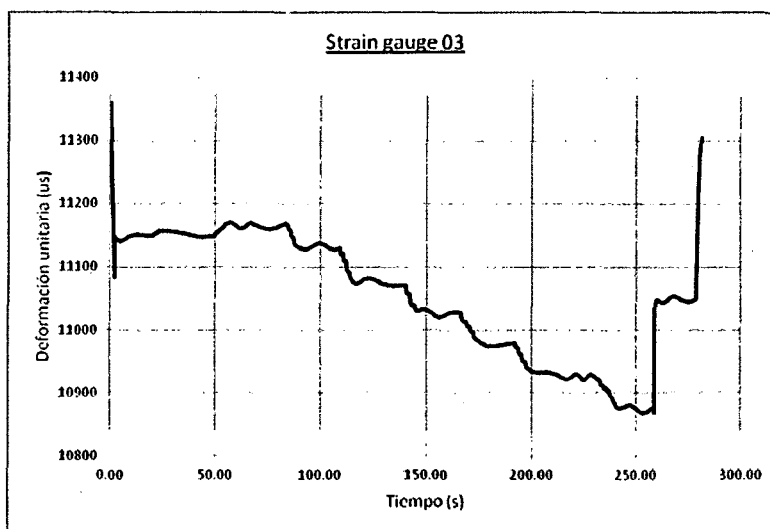


Figura 6.22: Deformaciones unitarias en strain gauge 03 para la tercera prueba experimental

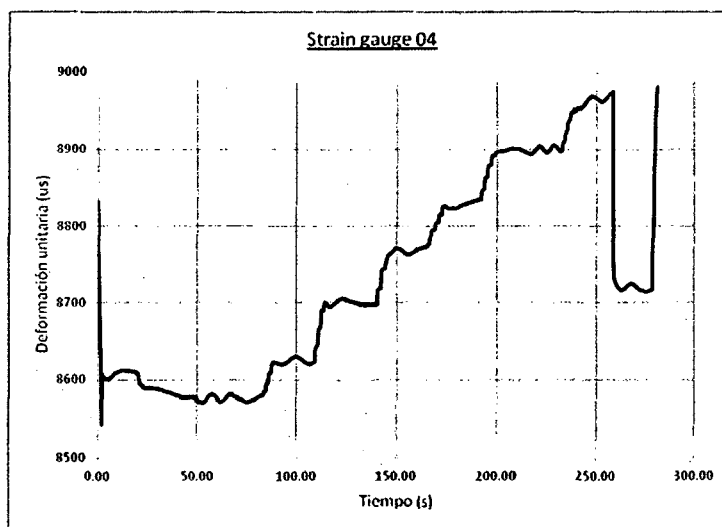


Figura 6.23: Deformaciones unitarias en strain gauge 04 para la tercera prueba experimental

De las figuras anteriores observamos que las deformaciones unitarias registradas por los strain gauges 03 y 04 son de compresión y tracción respectivamente.

De los datos registrados con el deformímetro durante la tercera prueba experimental, obtenemos los desplazamientos horizontales superiores del estribo derecho, tal como se muestra en la siguiente figura.

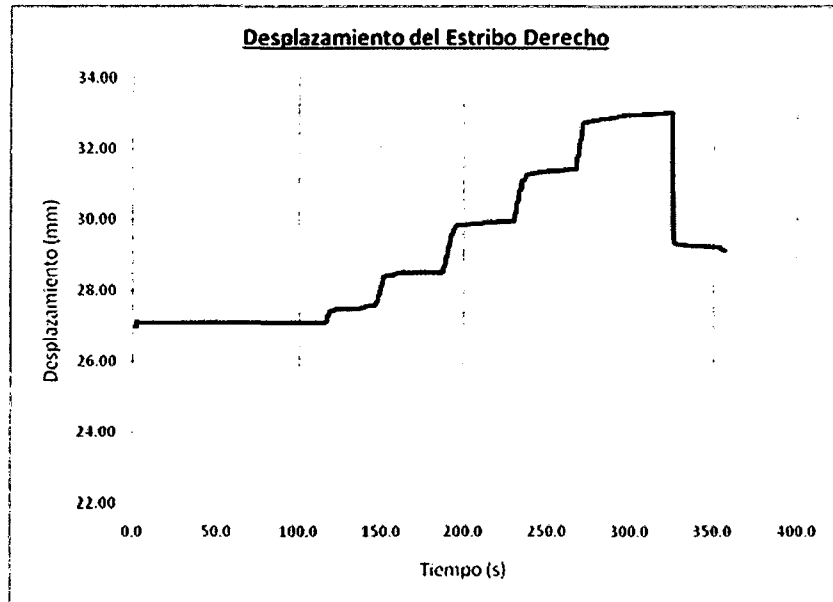


Figura 6.24: Desplazamiento superior del estribo derecho para la tercera prueba experimental

De la figura anterior, observamos que los desplazamientos obtenidos en el estribo derecho para cargas de 2.00t, 4.00t, 6.00t, 8.00t y 10.00t son 0.05cm, 0.15cm, 0.20cm, 0.43cm y 0.60cm respectivamente.

6.5 MODELAMIENTO TEÓRICO EMPLEANDO SAP2000

Para evaluar teóricamente la respuesta longitudinal del modelo a escala para cada una de las diversas pruebas experimentales descritas anteriormente, emplearemos modelos tridimensionales realizados en el programa de cómputo Sap2000 V14.2, en los cuales consideramos lo siguiente:

- Los pilotes son modelados con elementos tipo barra (FRAME), los estribos son modelados con elementos tipo área (SHELL) y las articulaciones de concreto son consideradas como apoyos fijos.
- La interacción no-lineal suelo-pilote, es modelada mediante resortes de rigidez variable. Dichas rigideces son derivadas a partir de las curvas (p-y) empleando para ello la aproximación multilineal elástica (Ver Capítulo 04).
- La interacción no-lineal estribo-material de relleno, es modelada mediante resortes no-lineales cuya rigidez es estimada en función del desplazamiento horizontal producido en la pantalla de los estribos (Ver Capítulo 05)
- Las propiedades de la zona de formación de rótulas plásticas, ubicado entre las pantallas del estribo derecho, serán obtenidas del diagrama momento-curvatura.

6.5.1 Materiales

Concreto

- Concreto en cimentaciones $f'c=175\text{kg/cm}^2$
- Concreto en losa $f'c=210\text{kg/cm}^2$
- Concreto en pantallas $f'c=210\text{kg/cm}^2$
- Concreto en alas de estribos $f'c=210\text{kg/cm}^2$
- Mortero en articulaciones $f'c=350\text{Kg/cm}^2$

Acero de Refuerzo

- Acero de refuerzo ASTM A615 Grado 60 $F_y=4200\text{Kg/cm}^2$
- Acero ASTM A36

Suelo

- Arena densa

Peso específico: 1.60t/m^3

Ángulo de fricción: 36°

Módulo del suelo: 61000KN/m^3 (Ver Capítulo 03)

- Acero suelta

Peso específico: 1.40t/m^3

Ángulo de fricción: 30°

Módulo de suelo: 6790KN/m^3 (Ver Capítulo 03)

- Material de relleno sin compactar

Peso específico: 1.8t/m^3

Ángulo de fricción: 40°

6.5.2 Modelos estructurales teóricos

- Para la primera prueba experimental, el modelo estructural teórico realizado en Sap2000 es mostrado en la Figura 6.25. Se consideran cinco pilotes para soportar la pantalla del estribo izquierdo. Las rigideces de los resortes empleados para simular la interacción suelo-pilote fueron derivadas a partir de las curvas (p-y). Dichas curvas (p-y) fueron generadas a cada 0.10m de longitud de pilote empleando el método hiperbólico (Ver Anexo 03a).

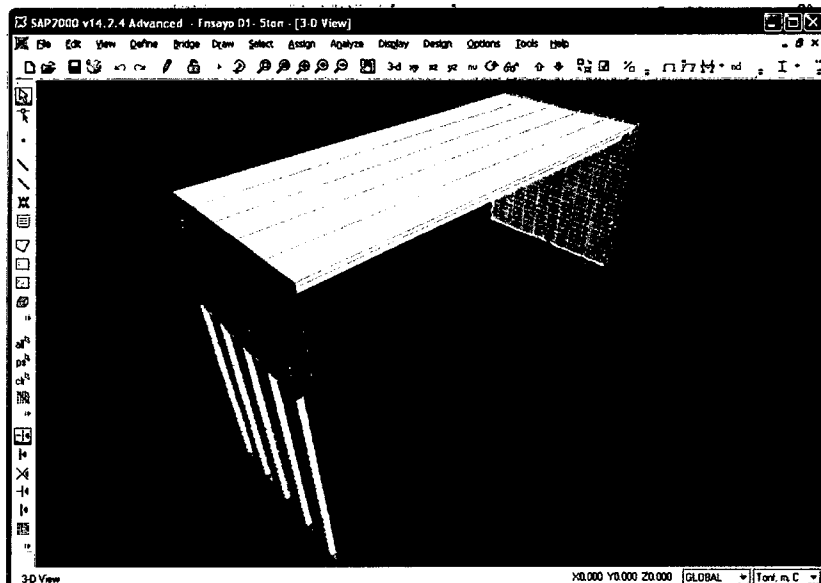


Figura 6.25: Modelo estructural teórico para la primera prueba experimental

Las propiedades de las rótulas plásticas para el primer modelo estructural teórico fueron obtenidas del diagrama momento–curvatura, considerando dichas secciones como no confinadas, esto debido a que la carga axial 1.70t sobre cada sección reducida provoca esfuerzos de compresión de $1.42\text{Kg}/\text{cm}^2$ muy inferiores a la resistencia a la compresión del concreto de $210\text{Kg}/\text{cm}^2$.

El diagrama momento - curvatura para la zona ubicada a media pantalla del estribo derecho es mostrado en la Figura 6.26 en dicho diagrama observamos que el momento de fluencia de la sección es 3.68tm.

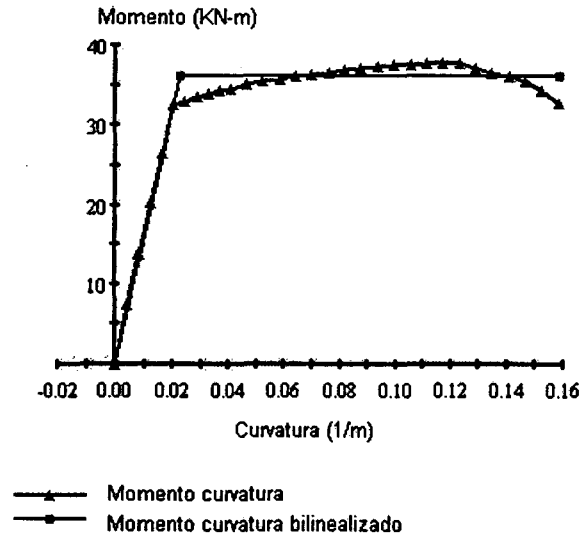


Figura 6.26: Diagrama momento-curvatura para el primer modelo estructural teórico

Del análisis estructural obtenemos los desplazamientos horizontales superiores del estribo derecho, tal como se muestra en la siguiente tabla.

Carga Aplicada (t)	Desplazamiento (cm)
5.00	1.41
8.00	2.37
10.00	2.97

Tabla 6.1: Desplazamientos superiores en el estribo derecho para el primer modelo estructural teórico

Del análisis estructural obtenemos los momentos flectores a media pantalla del estribo derecho, los cuales son resumidos en la siguiente tabla.

Carga Aplicada (t)	Momento Flector (tm)
5.00	2.56
8.00	3.95
10.00	4.84

Tabla 6.2: Momentos flectores en zona de formación de rótulas plásticas del estribo derecho para el primer modelo estructural teórico

De los resultados mostrados en la Tabla 6.02, podemos observar que el momento flector para las cargas de 8.00t y 10.00t sobrepasa el momento de fluencia de la sección; por lo tanto la sección entra en fluencia.

- Para la segunda prueba experimental, el modelo estructural teórico realizado en Sap2000 es mostrado en la Figura 6.27. Se consideran tres pilotes para soportar la pantalla del estribo izquierdo. Para simular la interacción suelo-pilote se emplearon las mismas curvas (p-y) del primer modelo estructural.

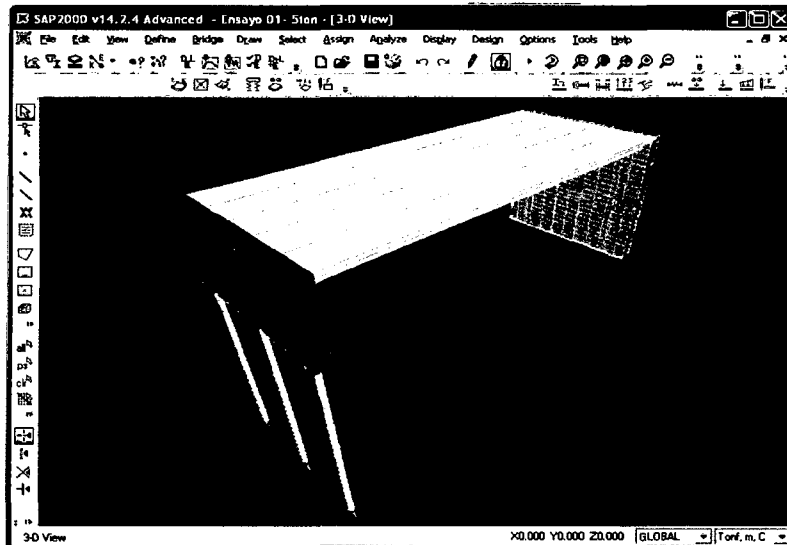


Figura 6.27: Modelo estructural teórico para la segunda prueba experimental

Del análisis estructural obtuvimos los desplazamientos horizontales superiores del estribo derecho, tal como se muestra en la siguiente tabla.

Carga Aplicada (t)	Desplazamiento (cm)
5.00	1.53
8.00	2.59
10.00	3.21

Tabla 6.3: Desplazamientos superiores en el estribo derecho para el segundo modelo estructural teórico

Del análisis estructural obtenemos los momentos flectores a media pantalla del estribo derecho, los cuales son resumidos en la siguiente tabla.

Carga Aplicada (t)	Momento Flector (tm)
5.00	2.67
8.00	4.15
10.00	5.06

Tabla 6.4: Momentos flectores en zona de formación de rótulas plásticas del estribo derecho para el segundo modelo estructural teórico

De los resultados mostrados en la Tabla 6.04, podemos observar que el momento flector para las cargas de 8.00t y 10.00t sobrepasa el momento de fluencia de la sección, por lo tanto la sección entra en fluencia.

- Para la tercera prueba experimental, el modelo estructural teórico realizado en Sap2000 es mostrado en la Figura 6.28. En este modelo incluimos la capa de arena suelta de 0.90m de altura ubicada en la parte superior de los pilotes del estribo izquierdo, el material de relleno granular sin compactar ubicado detrás de las pantallas superiores de los estribos y la reducción del refuerzo longitudinal en la zona de formación de rótulas plásticas del estribo derecho, considerando seis varillas de 1/2" en cada sección reducida.

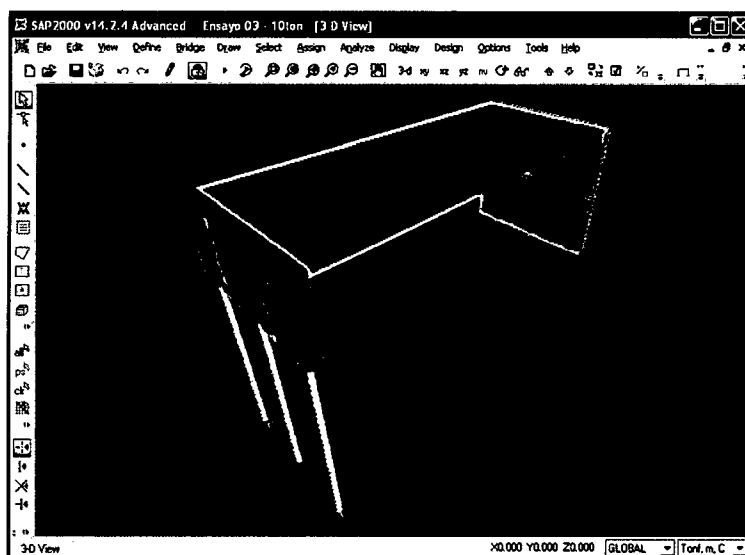


Figura 6.28: Modelo estructural teórico para la tercera prueba experimental

Alrededor de los pilotes del estribo izquierdo tenemos una capa de arena suelta sobre una capa de arena densa, entonces las curvas (p-y) que representan la interacción no-lineal suelo-pilote fueron generadas siguiendo el procedimiento establecido por Georgiadis para suelos no homogéneos (Ver Capítulo 04), obteniendo que la capa superior de arena suelta de 0.90m de altura equivale a una capa de arena densa de 0.72m de altura. Dicha altura equivalente es empleada para generar las curvas (p-y) de la capa de arena densa (Ver Anexo 03b).

La variación del empuje pasivo en función de los desplazamientos de la pantalla es calculada según el método de Jian-Min Zhang (Ver Capítulo

05), obteniendo que el máximo valor del coeficiente del empuje pasivo K_p es igual a 4.60, tal como se detalla en la siguiente tabla.

Desplazamiento (cm)	Parámetro R	K_p
0.00	0.00	0.36
0.01	1.22	1.40
0.02	1.73	2.32
0.03	2.12	3.02
0.04	2.45	3.61
0.05	2.74	4.13
0.06	3.00	4.60
0.07	3.00	4.60

Tabla 6.5: Variación del coeficiente de empuje pasivo en función del desplazamiento de la pantalla

La interacción no-lineal estribo-material de relleno es modelada mediante resortes no-lineales por unidad de área, cuya rigidez es estimada mediante el siguiente procedimiento:

$\gamma = 1.80\text{t/m}^3$ Peso específico del material de relleno

$H = 1.20\text{m}$ Altura de la pantalla inferior del estribo

$K_p = 4.60$ Coeficiente de empuje pasivo

$E_p = 5.96\text{t}$ Empuje pasivo por unidad de longitud

$L = 2.50\text{m}$ Longitud de la pantalla

$F_p = 14.90\text{t}$ Fuerza pasiva total disponible

Considerando que para desarrollar la totalidad del empuje pasivo se requiere un desplazamiento de la pantalla igual a $H/20$, equivalente a 0.06m, la rigidez del suelo por unidad de área de la pantalla superior será 82.80t/m^3

Las propiedades de las rótulas plásticas para el tercer modelo estructural fueron obtenidas del diagrama momento-curvatura. El diagrama momento - curvatura para la zona ubicada a media pantalla del estribo derecho es mostrado en la Figura 6.29. De dicho diagrama observamos que el momento de fluencia de la sección es 2.60ton*m.

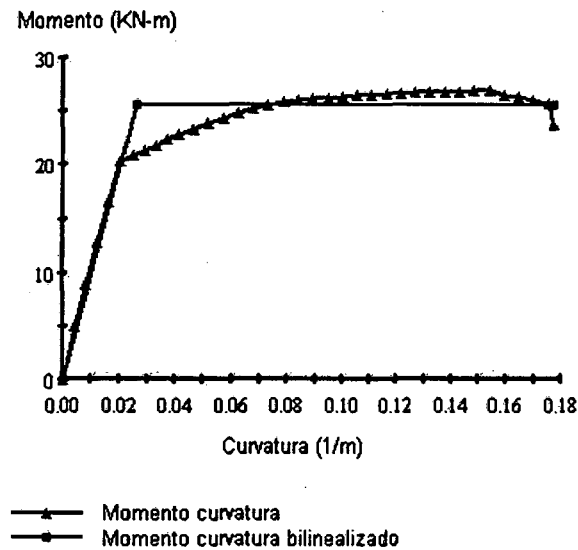


Figura 6.29: Diagrama momento-curvatura para el tercer modelo estructural teórico

Del análisis estructural obtuvimos los desplazamientos horizontales superiores del estribo derecho, tal como se muestra en la siguiente tabla.

Carga Aplicada (t)	Desplazamiento (cm)
2.00	0.12
4.00	0.50
6.00	0.87
8.00	1.22
10.00	1.51

Tabla 6.6: Desplazamientos superiores en el estribo derecho para el tercer modelo estructural

Del análisis estructural obtenemos los momentos flectores a media pantalla del estribo derecho, los cuales son resumidos en la siguiente tabla.

Carga Aplicada (t)	Momento Flector (tm)
2.00	0.65
4.00	1.17
6.00	1.69
8.00	2.20
10.00	2.66

Tabla 6.7: Momentos flectores en zona de formación de rótulas plásticas del estribo derecho para el tercer modelo estructural teórico

De los resultados mostrados en la Tabla 6.7 podemos observar que el momento flector para las cargas de 10.00t sobrepasa ligeramente el momento de fluencia de la sección, por lo tanto la sección entra en fluencia.

6.6 CALIBRACIÓN DEL MODELO A ESCALA

Antes de proceder con la calibración del tercer modelo estructural, resumimos y comparamos los desplazamientos horizontales superiores del estribo derecho, obtenidos teórica como experimentalmente en las pruebas anteriores.

Pruebas Realizadas	Carga aplicada (t)	Desplazamiento experimental (cm)	Desplazamiento teórico (cm)
Primera prueba	5.00	1.27	1.41
	8.00	1.86	2.37
	10.00	2.50	2.97
Segunda prueba	5.00	1.66	1.53
	8.00	2.40	2.59
	10.00	3.48	3.21
Tercera prueba	2.00	0.05	0.12
	4.00	0.15	0.50
	6.00	0.20	0.87
	8.00	0.43	1.22
	10.00	0.60	1.51

Tabla 6.8: Desplazamientos obtenidos en el estribo derecho para las pruebas experimentales

De la tabla anterior observamos que para la primera y segunda prueba no existe gran diferencia entre los desplazamientos teóricos y experimentales, todo lo contrario sucede en la tercera prueba experimental donde apreciamos diferencias significativas en los desplazamientos del estribo derecho. Por lo tanto debemos compatibilizar los desplazamientos laterales del estribo derecho y las deformaciones unitarias en los pilotes del estribo izquierdo, empleando para ello un proceso de calibración.

Para la calibración del tercer modelo teórico, incluiremos en el modelo estructural la rigidez del material de relleno ubicado detrás de la pantalla inferior del estribo derecho. Dicha rigidez es estimada en 1900ton/m^3 y posteriormente aplicamos una carga de 10.00t .

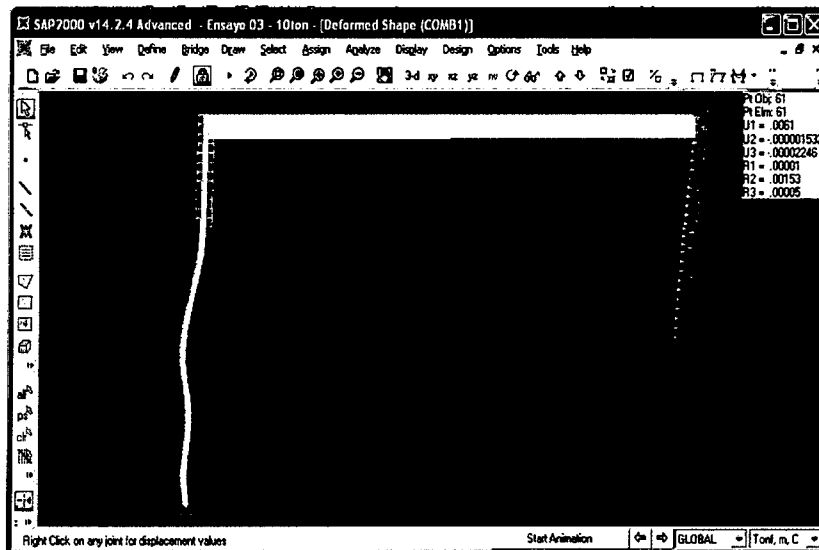


Figura 6.30: Desplazamientos en modelo teórico calibrado

Tal como se muestra en la Figura 6.30, el desplazamiento horizontal teórico del estribo derecho del modelo calibrado es 0.61cm . Comparando dicho valor con el desplazamiento medido experimentalmente igual a 0.60cm , podemos concluir que la compatibilización de desplazamientos en la parte superior de las pantallas de los estribos ha sido exitoso.

El cálculo de las deformaciones unitarias en los pilotes del modelo estructural calibrado, para las mismas ubicaciones donde se instalaron los strain gauges 03 y 04 es detallado a continuación.

$E_p =$	20000000	t/m^2	Módulo de elasticidad del material del pilote
$A_p =$	$6.79\text{E-}04$	m^2	Área de la sección transversal de pilote
$I_p =$	$4.41\text{E-}07$	m^4	Momento de inercia de la sección transversal del pilote
$n =$	0.0375	m	Distancia del centro de gravedad a la fibra extrema

$$P_x = -0.7636 \quad \text{t} \quad \text{Fuerza axial sobre el pilote}$$

$$M = -0.077369 \quad \text{tm} \quad \text{Momento flector}$$

Dicho momento flector genera esfuerzos en tracción y compresión iguales a $6.59E-3t/m^2$. Multiplicando dicho valor por el módulo de elasticidad obtenemos una deformación unitaria de tracción igual a $+329.32 \mu\varepsilon$ en la posición donde se instaló el strain gauge 04 y una deformación unitaria de compresión igual a $-329.32 \mu\varepsilon$ en la posición donde se instaló el strain gauge 03.

De las Figuras 6.22 y 6.23 obtenemos las deformaciones unitarias de tracción y compresión medidas experimentalmente y que son iguales a $+320 \mu\varepsilon$ y $-300.00 \mu\varepsilon$ en los strain gauges 04 y 03 respectivamente.

Finalmente comparando los desplazamientos en el estribo derecho y las deformaciones unitarias en los pilotes, obtenidos del modelo estructural teórico con respecto a las medidas registradas para la tercera prueba experimental, podemos concluir que el proceso de calibración ha sido exitoso.

6.7 EVALUACIÓN DEL EMPUJE PASIVO Y MOMENTOS FLECTORES

Luego del proceso de calibración, podemos estimar la fuerza del empuje pasivo desarrollada en toda la pantalla del estribo derecho, cuando la fuerza aplicada sobre el modelo estructural sea igual a 10.00t.

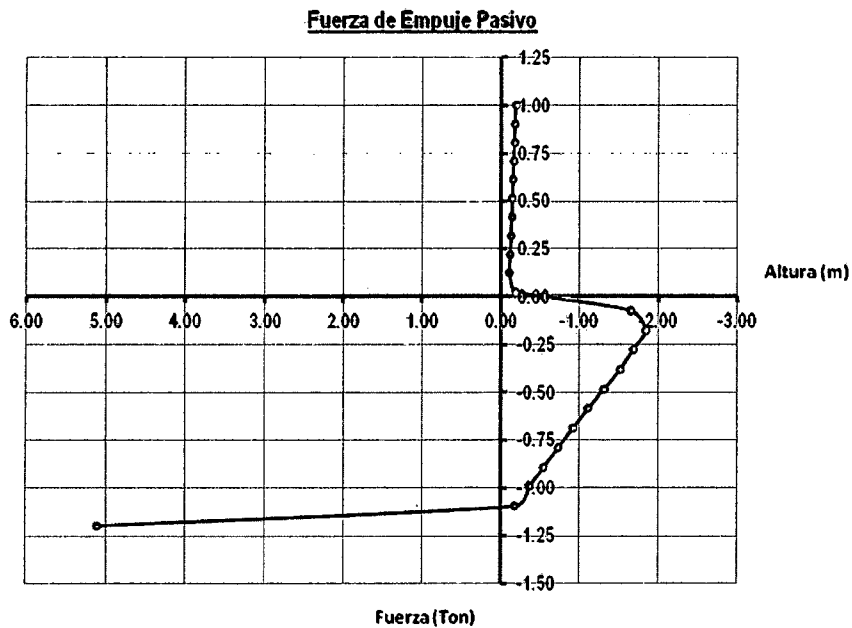


Figura 6.31: Fuerzas sobre el estribo derecho para el modelo teórico calibrado

En la figura anterior representamos la variación de las fuerzas del empuje pasivo en función de la altura de la pantalla. La fuerza resultante sobre la pantalla inferior es igual a 1.19t y es mucho mayor que la fuerza resultante sobre la pantalla superior, que es igual a 0.16t. Así también observamos que la reacción total en la base del estribo es 5.11t y tiene el mismo sentido que la fuerza aplicada sobre el modelo estructural.

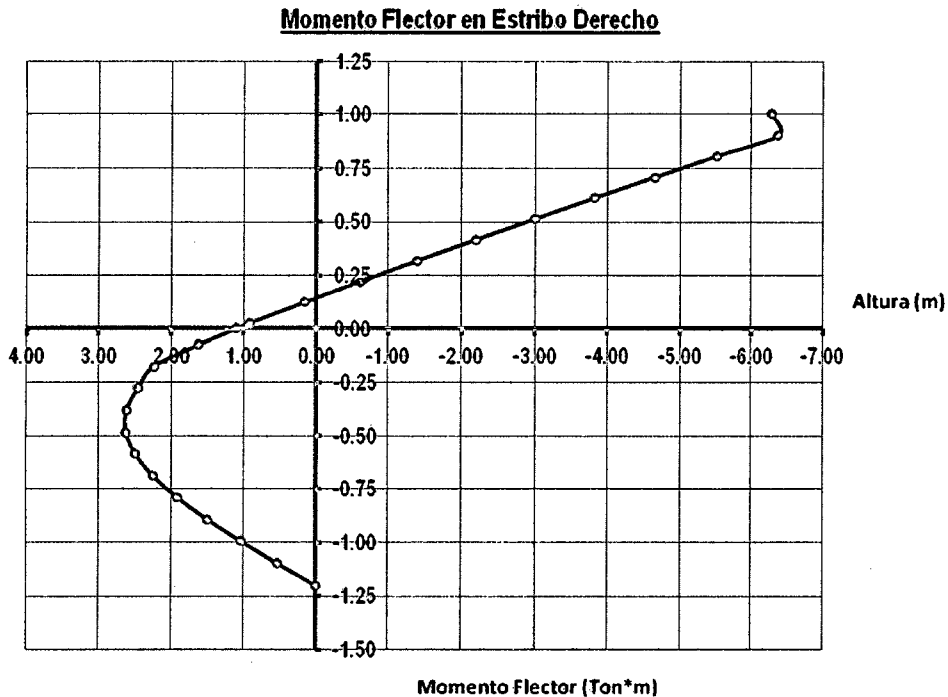


Figura 6.32: Momentos flectores en el estribo derecho para el modelo teórico calibrado

En la figura anterior representamos el diagrama de momentos flectores en función de la altura de la pantalla. El momento flector a media pantalla es de aproximadamente 0.55tm que es muy inferior al momento de fluencia de la sección estimado en 2.60tm (Ver Figura 6.28). Por lo tanto no se alcanza el momento de fluencia de la sección y no se produce la formación de las rótulas plásticas a media pantalla.

Los resultados experimentales muestran que para desarrollar el empuje pasivo en el relleno de material seleccionado es necesario que la estructura sea mucho más flexible. Aquello es conseguido haciendo que las pantallas estén doblemente articuladas en su parte intermedia e inferior y además el relleno en toda la altura de la pantalla deberá ser de material granular seleccionado sin compactar.

La interacción no-lineal estribo-material de relleno para la pantalla inferior es modelada mediante resortes no-lineales por unidad de área, cuya rigidez es estimada mediante el siguiente procedimiento:

$\gamma = 1.80\text{t/m}^3$	Peso específico del material de relleno
$H = 1.20\text{m}$	Altura de la pantalla inferior del estribo
$K_p = 4.60$	Coefficiente de empuje pasivo
$E_p = 5.96\text{t}$	Empuje pasivo por unidad de longitud
$L = 2.50\text{m}$	Longitud de la pantalla
$F_p = 14.90\text{t}$	Fuerza del empuje pasivo

Para desarrollar la totalidad del empuje pasivo se requiere un desplazamiento debido a la rotación de la pantalla inferior igual a $H/10$, equivalente a 0.12m . Por lo tanto la rigidez del suelo por unidad de área de la pantalla inferior será 41.40t/m^3 .

Introduciendo dicha rigidez en el modelo estructural, obtenemos una estructura más flexible, en la cual se produce la rotación de la pantalla inferior y el desplazamiento horizontal de la pantalla superior. Los desplazamientos superiores son iguales a 3.79cm , tal como se muestra en la siguiente figura.

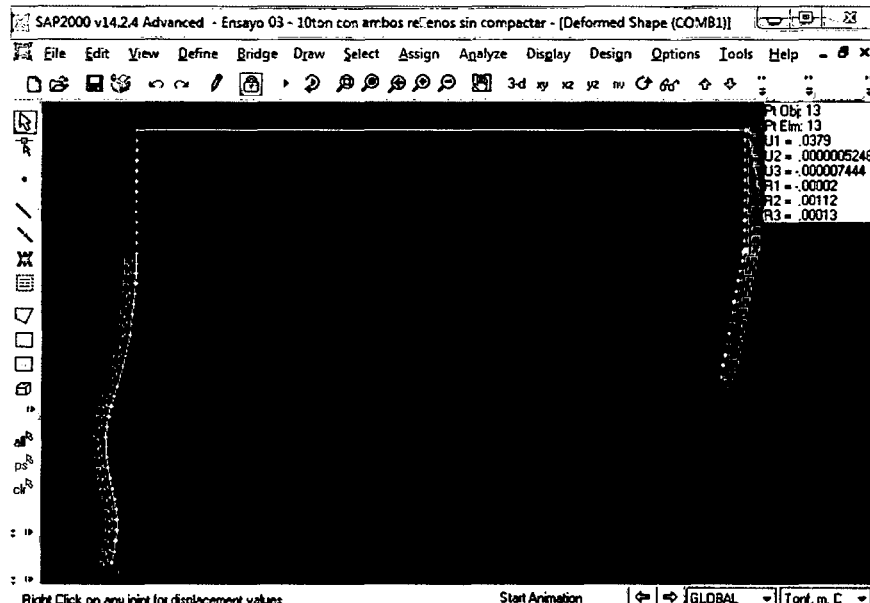


Figura 6.33: Desplazamientos en modelo teórico biarticulado

La variación de las fuerzas del empuje pasivo en función de la altura de la pantalla para la estructura doblemente articulada, se muestra en la siguiente figura:

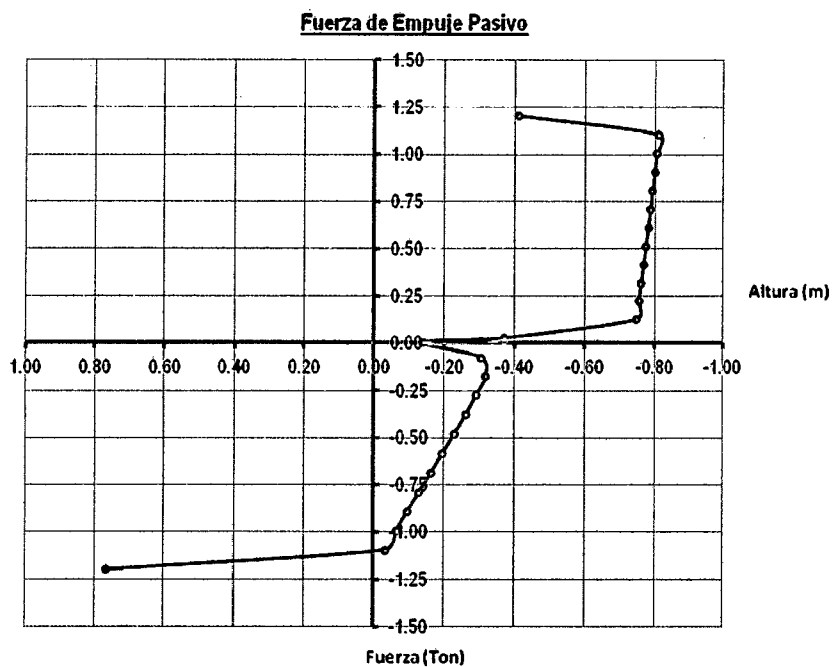


Figura 6.34: Fuerzas sobre el estribo derecho en el modelo estructural biarticulado

La fuerza resultante sobre la pantalla inferior es igual a $0.22t$ y es mucho menor que la fuerza resultante sobre la pantalla superior que es igual a $0.90t$. Así también observamos que la reacción total en la base del estribo es $0.76t$ y tiene el mismo sentido que la fuerza aplicada sobre el modelo estructural.

CAPITULO VII: EJEMPLO DE APLICACIÓN: ANÁLISIS SÍSMICO DE UN PUENTE INTEGRAL

7.1 INTRODUCCIÓN

En el presente capítulo describiremos el proceso de modelamiento y análisis estructural de un puente existente, tomando para ello el Puente Genepanshea ubicado en la Provincia de Pucallpa, Departamento de Ucayali.

7.2 CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

El Puente Genepanshea es un puente con estribos integrales y de tres tramos continuos. Las longitudes por tramo son 18.00m, 24.00m y 18.00m, haciendo un total de 60.00m.

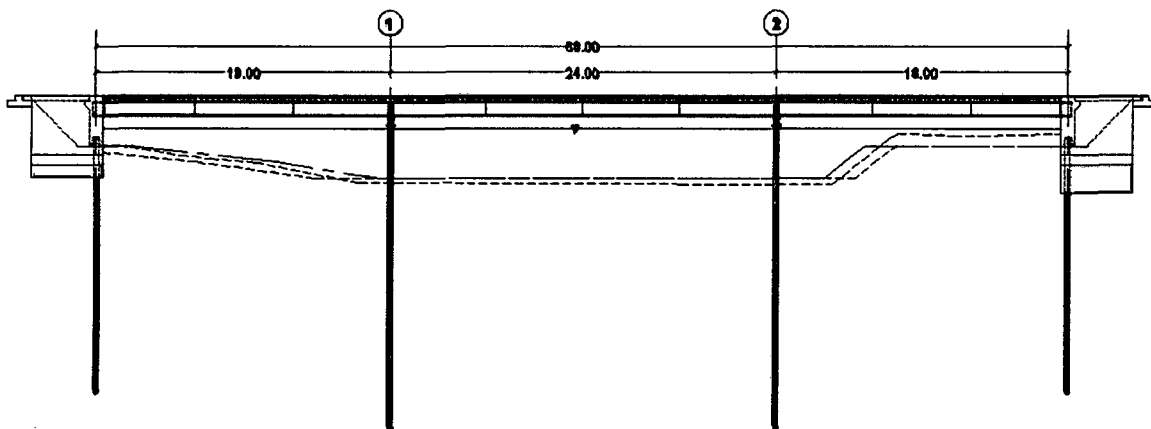


Figura 7.1: Puente Genepanshea

7.2.1 Superestructura

La superestructura del puente está formada por cuatro vigas metálicas longitudinales W33x152, espaciadas 1.20m entre ejes. Sobre las vigas se dispondrá de un tablero conformado por elementos de madera de 6" x 10" espaciados 0.35m entre ejes.

La sección transversal corresponde a una vía de tráfico, con un ancho de calzada de 3.60m y un ancho total de 4.80m.

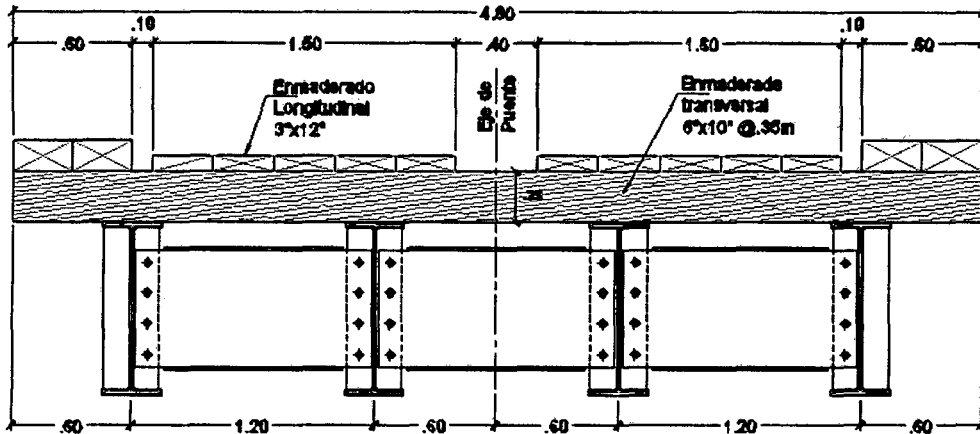


Figura 7.2: Sección transversal del Puente Genepanshea

Las vigas diafragmas están conformadas por perfiles metálicos W24x68, las cuales estarán ubicados en los extremos del puente, sobre los pilares intermedios y a cada 6.00m en cada uno de los tramos del puente.

En la zona de los apoyos sobre los pilares, las vigas longitudinales se basan sobre cuatro apoyos de neopreno reforzados con planchas de acero.

7.2.2 Infraestructura

Pilares

La infraestructura del puente está constituida por dos estribos y por dos pilares intermedios. Los pilares están constituidos por cuatro columnas tubulares de 323.85mm de diámetro exterior, espesor 10.31mm y espaciadas 1.20m entre ejes. En la parte superior llevarán vigas cabezales conformada por perfiles metálicos W14x90 de 4.60m de longitud. Sobre la viga cabezal se ubicarán los dispositivos de apoyo rectangulares de 0.25m x 0.25m y 74mm de altura incluyendo el espesor de las planchas de refuerzo. Estos apoyos están vulcanizados a dos planchas exteriores de acero de 25mm de espesor.

Estribos

La superestructura del puente en ambos extremos termina en una pantalla de concreto cuya altura es 3.00m, ancho 4.80m y espesor 0.80m. Ambas pantallas se apoyan sobre tres pilotes metálicos tubulares de 323.85mm de diámetro exterior, espesor 10.31mm y longitud mínima de 15.00m.

El material de relleno granular sin compactar ubicado detrás de las pantallas, estará confinado por dos pantallas paralelas a la dirección longitudinal del eje del puente y serán independientes de la pantalla principal. Las pantallas paralelas tendrán 3.55m de altura, 4.40m de largo y 0.60m de espesor. Dichas pantallas serán cimentadas sobre zapatas de 0.60m de alto y 0.60m de ancho, y serán unidas por 04 tirantes dispuestos en un arreglo de dos capas verticales y dos capas horizontales. Dichos tirantes estarán conformados por barras helicoidales de acero de 7/8" de diámetro ancladas en ambas pantallas.

7.3 MATERIALES

Concreto

- Concreto en pantalla de estribos $f'c = 210\text{Kg/cm}^2$
- Concreto falsa zapata $f'c = 100\text{Kg/cm}^2$

Acero en armaduras

- Acero ASTM A615 Grado 60 $Fy = 4200\text{Kg/cm}^2$

Acero estructural

- Vigas (Acero ASTM A572 Grado 50) $Fy = 3500\text{Kg/cm}^2$
- Planchas de apoyo (Acero ASTM A36) $Fy = 2500\text{Kg/cm}^2$
- Rigidizadores (Acero ASTM A36) $Fy = 2500\text{Kg/cm}^2$
- Pilotes (Acero ASTM A53 Grado B) $Fy = 2400\text{Kg/cm}^2$
- Pernos ASTM A325
- Arriostres (Acero ASTM A36) $Fy = 2500\text{Kg/cm}^2$

Madera estructural

- Maderas del Grupo B, cuyo esfuerzo admisible en flexión en condiciones de servicio de 150Kg/cm^2 .

7.4 CARGAS

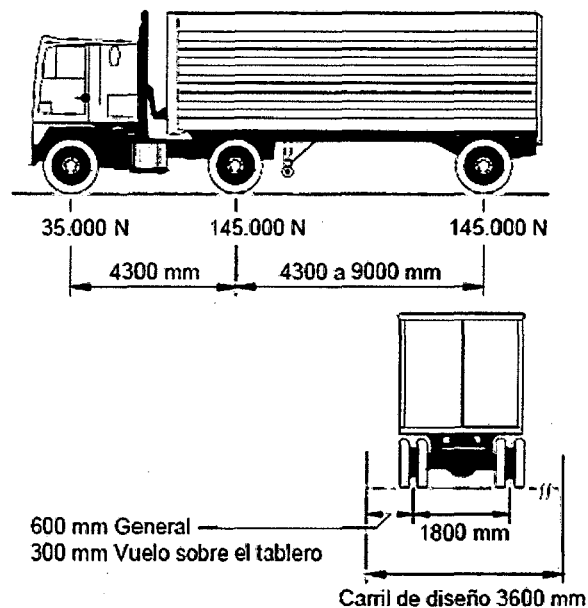
7.4.1 Peso Propio y Cargas Muertas

El programa CsiBridge V15.2.0 considera automáticamente las cargas debidas al peso propio de los elementos resistentes (vigas longitudinales, vigas diafragmas, arriostres superiores e inferiores, pantalla de estribos, pilares). Se añadió el peso del tablero de madera, estimado en $1.00t/m^2$

7.4.2 Sobrecarga de diseño

La sobrecarga aplicada al tablero corresponde a un camión cuyo peso es 1.25 veces la sobrecarga designada como HL93, dicha sobrecarga consiste en:

Camión de diseño.- Es un vehículo de 325KN de peso, distribuido en tres ejes (35KN + 145KN + 145KN). La distancia entre el primer y segundo eje es de 4.30m y la del segundo con el tercero varía entre 4.30m y 9.0m. La separación transversal de las ruedas se tomará como 1.80m. Se considerará el incremento dinámico (33%).



Tándem de diseño.- Consistirá en un par de ejes de 110KN con una separación de 1.20m, La separación transversal de las ruedas se tomará como 1.80m. Se considerará el incremento dinámico.

Carga de carril de diseño.- Consistirá en una carga distribuida de 9.30KN/m, uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga de carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3.0m. No se considerará el incremento dinámico.

7.4.3 Empuje activo del suelo

El coeficiente de empuje activo está basado en las teorías de empuje del suelo de Coulomb, descrito en el Apartado 3.11.5.3 del AASHTO LRFD.

$\gamma = 1.60\text{t/m}^3$ Peso específico del suelo

$H = 2.75\text{m}$ Altura del relleno retenido

$\phi = 35^\circ$ Ángulo de fricción interna del material de relleno

$\delta = 15^\circ$ Ángulo de fricción entre el relleno y el estribo

$\alpha = 0^\circ$ Ángulo de inclinación del relleno respecto de la horizontal

$\beta = 90^\circ$ Ángulo entre el respaldo del muro respecto de la horizontal

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi)}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \alpha)}{\sin(\beta - \delta)\sin(\alpha + \beta)}}\right]^2 [\sin^2 \beta \sin(\beta - \delta)]} \quad (7.1)$$

Reemplazando los valores en (7.1), obtenemos el coeficiente de empuje activo $K_a = 0.248$. La distribución de presiones del empuje activo es mostrada en la siguiente tabla:

Altura (m)	γ (t/m ³)	P_a (t/m ²)
0.00	1.60	0
2.75	1.60	1.09

Tabla 7.1: Distribución del empuje activo

7.4.4 Empuje activo sísmico del suelo

Para calcular los esfuerzos sísmicos del suelo que actúan sobre un estribo de un puente, empleamos el enfoque pseudo-estático desarrollado por Mononobe Okabe, descrito en el Anexo A.11.11.1.1 del AASHTO LRFD.

$\gamma = 1.60 \text{ t/m}^3$ Peso específico del suelo

$H = 2.75 \text{ m}$ Altura del relleno retenido

$\phi = 35^\circ$ Ángulo de fricción interna del material de relleno

$\delta = 15^\circ$ Ángulo de fricción entre el relleno y el estribo

$K_h = 0.15$ Coeficiente de aceleración horizontal igual a $Z/2$

$K_v = 0$ Coeficiente de aceleración vertical

$\theta' = 8.53^\circ$ $\arctan(kh/(1-kv))$

$\alpha = 0^\circ$ Ángulo de inclinación del relleno respecto de la horizontal

$\beta = 90^\circ$ Ángulo entre el respaldo del muro respecto de la horizontal

$$K_{AE} = \frac{\sin^2(\phi + \beta - \theta')}{\cos \theta' \sin^2 \beta \sin(\beta - \theta' - \delta)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta' - \alpha)}{\sin(\beta - \delta - \theta') \sin(\alpha + \beta)}} \right]^{-2} \quad (7.2)$$

Remplazando los valores en (7.2), obtenemos un coeficiente de empuje activo sísmico $K_{AE} = 0.341$. La distribución de presiones activas sísmicas es mostrada en la siguiente tabla:

Altura (m)	γ (t/m ³)	P_{AE} (t/m ²)
0.00	1.60	0.41
2.75	1.60	0.00

Tabla 7.2: Distribución del empuje activo sísmico

7.4.5 Carga Sísmica

Los efectos del sismo se han analizado de acuerdo a lo indicado en el Apartado 3.10.6 del AASHTO LRFD, considerando los siguientes parámetros:

$Z = 0.30$ Coeficiente de aceleración sísmica

$S = 1.30$ Coeficiente de sitio

El coeficiente de respuesta sísmica elástica C_{sm} , para el modo de vibración m

se deberá tomar como $C_{sm} = \frac{1.2ZS}{T_m^{2/3}} \leq 2.5Z$

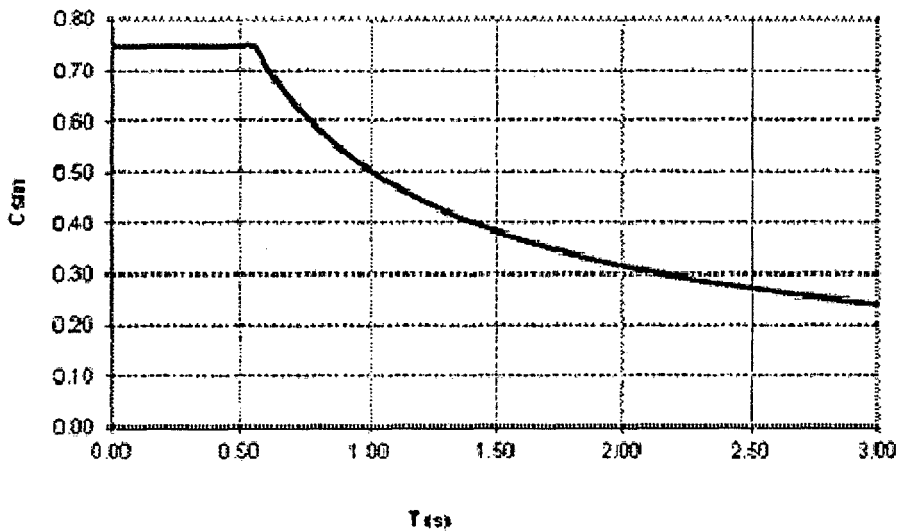


Figura 7.3: Coeficiente de respuesta sísmica elástica

7.5 ANÁLISIS Y MODELAMIENTO ESTRUCTURAL

Para evaluar la respuesta longitudinal de la estructura para efectos sísmicos, se empleó un modelo estructural en 3D realizado en el software de análisis estructural CsiBridge V15.2.0.

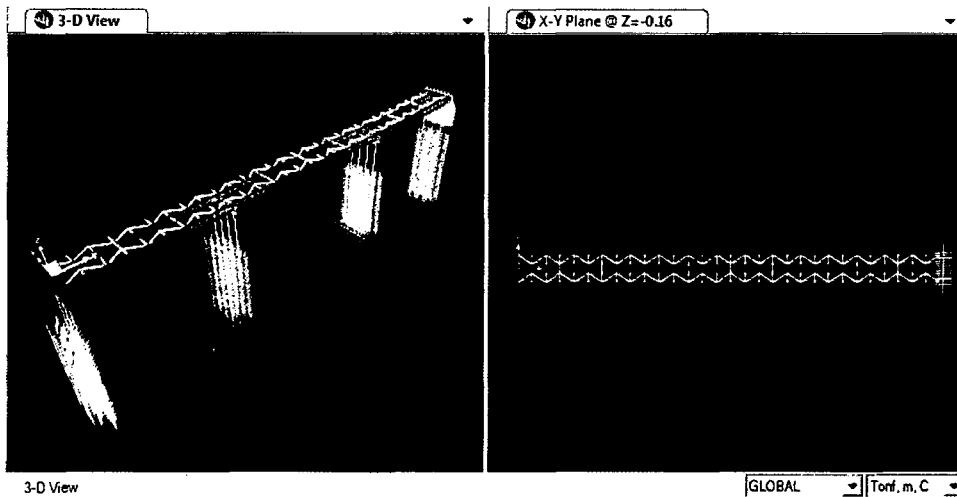


Figura 7.4: Modelo estructural del Puente Genepanshea

Para el análisis estructural se consideró la interacción suelo-estructura, al incorporar en el modelo estructural la rigidez lateral del suelo. Las rigideces laterales de los resortes que representan la interacción suelo – pilote, fueron obtenidas a partir de las curvas (p-y). Dichas curvas fueron derivadas según el criterio hiperbólico descrito en el Capítulo 04, empleando para ello el programa de cómputo Lpile V6.0.10. Las características de cada estrato del terreno considerado son listadas en la siguiente tabla.

Profundidad (m)	γ (KN/m ³)	ϕ (°)	K (KN/m ³)
2.50 – 5.00	19.00	37.00	12000
2.00 – 9.00	18.00	35.00	9000
9.00 – 20.45	20.00	40.00	18000

Tabla 7.3: Características de estratos de suelo

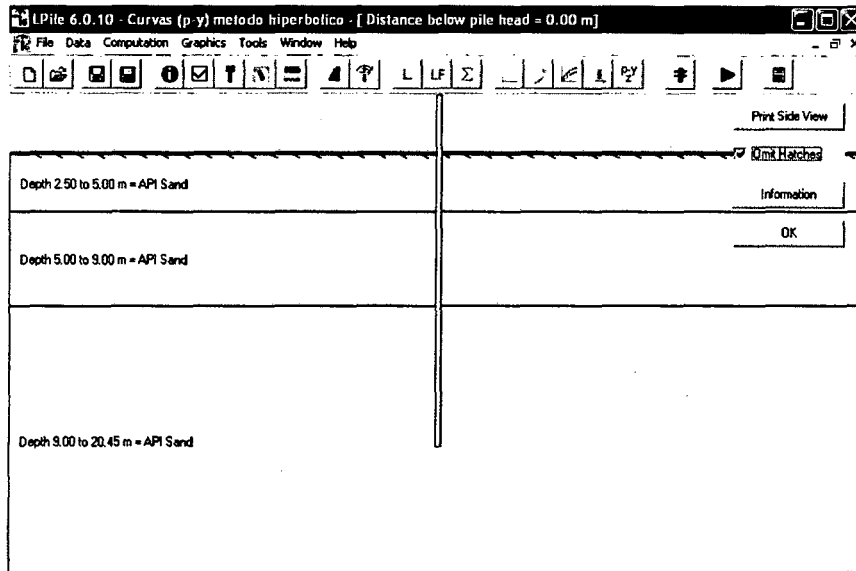


Figura 7.5: Estratos de suelo considerados para determinar las curvas (p-y)

La rigidez lateral del material de relleno ubicado detrás de la pantalla del estribo es calculada mediante:

$$K_{eff} = \frac{F_p}{0.05H}$$

Donde:

F_p Fuerza del empuje pasivo

H Altura del relleno

El empuje pasivo disponible para una pantalla de altura $H = 3.00\text{m}$ es de:

$\gamma = 1.60\text{t/m}^3$ Peso específico del material de relleno

$H = 3.00\text{m}$ Altura de la pantalla del estribo

$K_p = 4.00$ Coeficiente de empuje pasivo

$E_p = 28.80 \frac{\text{t}}{\text{m}}$ Empuje pasivo por unidad de longitud

$L = 4.80\text{m}$ Longitud de la pantalla del estribo

$$F_p = 138.24t \quad \text{Fuerza del empuje pasivo}$$

Se considera que para desarrollar la totalidad del empuje pasivo, en una pantalla de altura H se requiere un desplazamiento igual a $H/20 = 3.00/20 = 0.15m$.

En el análisis estructural, la reacción del suelo se ha idealizado mediante elementos tipo joint-spring.

$$K_{eff} = \frac{138.24t}{0.15m}$$

$$K_{eff} = 922.00 \frac{t}{m}$$

Se han distribuido 165 joint-spring en la pantalla, cada uno con una rigidez de 5.60t/m.

Para el estado de Evento Extremo I en la dirección longitudinal del puente, obtenemos los siguientes desplazamientos.

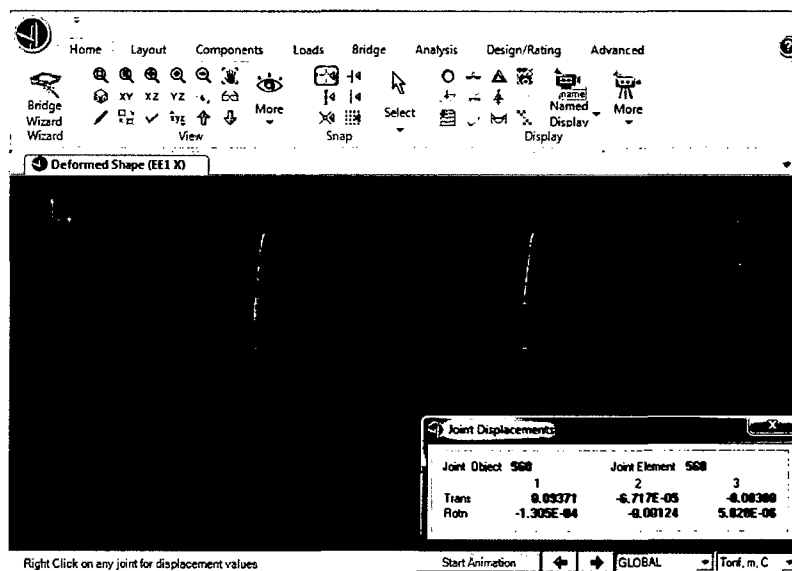


Figura 7.6: Desplazamiento en dirección longitudinal del Puente Genepanshea

Tal como se muestra en la figura anterior, para el estado límite de Evento Extremo I en la dirección longitudinal del puente el desplazamiento obtenido es aproximadamente 9.40cm.

7.6 ESTIMACIÓN DE FUERZAS LATERALES

Del modelo estructural considerando el Estado Límite de Evento Extremo I, obtenemos las fuerzas en los resortes ubicados detrás de la pantalla derecha. Dicha fuerza resultante será equivalente a la fuerza del empuje pasivo desarrollada sobre la pantalla. La fuerza resultante que ejerce el suelo sobre los pilotes será equivalente a la fuerza de corte en la parte superior del mismo. El resumen de fuerzas es mostrado en la siguiente tabla:

Elemento	Fuerza (t)	Porcentaje (%)
Relleno de estribos	83.19	65.19
Pilotes de estribos	38.43	30.11
Pilares	6.00	4.70
Total	127.62	

Tabla 7.4: Fuerzas laterales para Evento Extremo I – Puente Genepanshea

De la tabla anterior observamos que la fuerza de empuje pasivo desarrollada en el material de relleno ubicado detrás de las pantallas contrarresta gran parte de la fuerza sísmica aplicada sobre el puente y que la fuerza horizontal tomada por los pilares intermedios es despreciable. Esto es debido a que sobre los pilares intermedios se dispuso apoyos de neopreno muy flexibles, los cuales transmiten fuerzas cortantes despreciables.

CAPITULO VIII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1 CONCLUSIONES

- 1) El estudio realizado tanto de los aspectos teóricos como experimentales sobre el comportamiento de puentes con estribos integrales bajo la acción de fuerzas horizontales, ha permitido:
 - Confirmar la importante contribución del empuje pasivo en contrarrestar las fuerzas horizontales, reduciendo sus efectos sobre la subestructura. Lo cual constituye la principal ventaja y fortaleza de este tipo de puentes.
 - Mejorar el modelamiento en lo que se refiere a la rigidez equivalente del suelo, tomando en cuenta su interacción con la estructura.
 - Apreciar la importancia que tiene la flexibilidad de las cimentaciones, tanto en lo que se refiere a los elementos estructurales como a las características del suelo.
 - Mejorar los aspectos constructivos en el caso de cimentaciones piloteadas, especialmente en lo que se refiere a la calidad del suelo circundante a los pilotes en su parte superior.
 - Evaluar el comportamiento y modelamiento de una nueva propuesta de estribo integral basado en el uso de pantallas doblemente articuladas, una de las cuales sería una rótula plástica a desarrollarse a partir de ciertos valores de las fuerzas horizontales.
- 2) El modelo experimental desarrollado resultó demasiado rígido para la fuerza horizontal máxima que se podía aplicar en las instalaciones existentes, lo cual impidió sacar el máximo provecho al trabajo experimental. Esto se debió principalmente al haber tratado dos tipos de estribos en forma simultánea, el primero cimentado sobre pilotes y el segundo del tipo semi-integral mediante el desarrollo de rótulas plásticas, y al no haber considerado la rigidez lateral del relleno ubicado detrás de la pantalla inferior en el segundo tipo de estribo.

A pesar de dichas limitaciones el trabajo experimental fue de gran utilidad, primeramente por la experiencia ganada en los procesos de medición con sensores electrónicos, y en segundo lugar por el conocimiento adquirido sobre el comportamiento de los dos tipos de estribos integrales utilizados, al tratar de hacerlos cada vez más flexibles y calibrar los resultados experimentales con los modelos teóricos.

- 3) El estribo integral cimentado sobre pilotes metálicos flexibles mostró un comportamiento concordante con lo esperado, después de haber flexibilizado el suelo ubicado en la parte superior del pilote.
- 4) Los resultados experimentales mostraron que en el estribo conformado por pantallas articuladas en su parte inferior las fuerzas horizontales de sismo son resistidas principalmente por el suelo ubicado detrás de la pantalla inferior y que las fuerzas horizontales desarrolladas sobre la pantalla superior son despreciables. Esto origina que los momentos flectores ubicados en la zona intermedia con reducciones en la pantalla no alcancen al momento de fluencia de dicha sección. Por lo tanto el desplazamiento de la pantalla superior es mínimo y no se desarrollan las fuerzas del empuje pasivo.
- 5) El resultado del análisis muestra que el momento flector máximo en las pantallas ocurre en la parte superior de la pantalla, donde la resistencia a la flexión es máxima. Esto origina que las fuerzas de sismo sean resistidas por las pantallas de los estribos y que la contribución del relleno superior sea mínima, resultado opuesto a lo esperado.
- 6) Los resultados experimentales muestran que para desarrollar el empuje pasivo en la zona de relleno de material seleccionado, es necesario que las pantallas estén doblemente articuladas en su parte intermedia e inferior y además el relleno en toda la altura de la pantalla deberá ser de material granular seleccionado sin compactar.

8.2 RECOMENDACIONES

- 1) Emplear puentes con estribos integrales en zonas de alto riesgo sísmico.
- 2) Considerar como alternativa a las soluciones clásicas de puentes con estribos integrales y semi-integrales, el empleo de pantallas doblemente articuladas con el empleo de relleno granular sin compactar ubicado detrás de las pantallas.

BIBLIOGRAFÍA

1. American Association of State Highway and Transportation Officials, *LRFD Bridge Design Specifications*, SI Units Third Edition, Interim Revisions, 2007.
2. American Iron and Steel Institute, *Integral Abutment for Steel Bridges*, 1996.
3. American Petroleum Institute, *API RP2A Recommended Practice for Planning and Construction Fixed Offshore Platforms Working Stress Design*, 2000.
4. D. M. Potts and A. B. Fourie, "A Numerically Study of the Effects of Wall Deformation on Earth Pressures", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 1986.
5. Department for Transport U. K., BA 42/96 "The Design of Integral Bridges", *Design Manual for Roads and Bridges*, 2003.
6. Department for Transport U. K., BA 57/01 "Design for Durability", *Design Manual for Roads and Bridges*, 1995.
7. Georgiadis M., "Development of p-y Curves for Layered Soils", *Geotechnical Practice in Offshore Engineering*, ASCE, 1983
8. Jian-Min Zhang, Yasuhiro Shamoto and Kohji Tokimatsu, "Evaluation of Earth Pressure under Any Lateral Deformation", Japanese Geotechnical Society, 1998.
9. Jolene L. Fennema, Jeffrey A. Laman, Daniel Linzell, "Predicted and Measured Response of an Integral Abutment Bridge", *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, 2005.
10. Ministerio de Fomento de España, *Guía para la Concepción de Puente Integrales en Carreteras*, 2000.
11. Murat Dicleli, "Integral Abutment-Backfill Behavior on Sand Soil-Pushover Analysis Approach", *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, 2005.
12. Murat Dicleli, Suhail M. Albhaisi, "Maximun Length of Integral Bridges Supported on Steel H-Piles Driven in Sand", *Engineering Structures*, Elsevier, 2003.
13. Murchison J. M and O'Neill M. W., "Evaluation of p-y Relationships in Cohesionless Soils", *Analysis and Design of Pile Foundations*, ASCE, 1984.

14. Pradeep Kumar T. V, D. K. Paul, Ram Kumar and Pankaj Agarwal, "Behavior of Integral Bridges under Temperature and Seismic Loading", *Advances in Bridge Engineering*, 2006.
15. Prakash Shamsher, Sharma Hari, *Pile Foundations in Engineering Practice*, John Wiley & Sons, 1990.
16. Lymon Reese, *Behavior of Piles and Pile Groups under Lateral Load*, U.S Department of Transportation Federal Highway Administration Office of Research, Washington, 1983.
17. Lymon C. Reese and William F. Van Impe, *Single Piles and Pile Groups Under Lateral Loading*, Taylor & Francis Group, Londres, 2001.
18. Susan Faraji, John M. Ting, Daniel S. Crovo and Helmut Ernst, "Nonlinear Analysis of Integral Bridges: Finite – Element Model", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 2001.
19. Washington State Department of Transportation, *WA-RD 153.1, Development of p-y Curves for Analysis of Laterally Loaded Piles in Western Washington*, 1988.
20. Yung-Show Fang, Tsang-Jiang Chen and Bin-Ferng Wu, "Passive Earth Pressures with Various Wall Movements", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 1994.

ANEXO 01: PLANOS DEL MODELO A ESCALA

ANEXO 02: MEDICIONES Y RESULTADOS DEL PROCESO EXPERIMENTAL

a) Procesamiento de datos registrados con el inclinómetro, para la primera prueba experimental

Medida	Angulos Registrados								Angulos Promediados				Prof. en Pilote	Deflexiones en Pilote			
	Inicial		5.00 ton		8.00 ton		10.00 ton		Inicial	5.00 ton	8.00 ton	10.00 ton		Inicial	5.00 ton	8.00 Ton	10.00 Ton
N°	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1	-1.50	1.60	-1.40	1.70	-1.40	1.80	-1.40	1.70	1.55	1.55	1.60	1.55	3.80	0.000	0.000	0.000	0.000
2	-1.60	1.60	-1.60	1.70	-1.60	1.70	-1.50	1.70	1.60	1.65	1.65	1.60	3.60	0.005	0.005	0.006	0.005
3	-1.40	1.50	-1.30	1.50	-1.30	1.60	-1.30	1.60	1.45	1.40	1.45	1.45	3.40	0.011	0.011	0.011	0.011
4	-1.70	1.60	-1.60	1.70	-1.60	1.70	-1.60	1.70	1.65	1.65	1.65	1.65	3.20	0.016	0.016	0.016	0.016
5	-1.20	1.40	-1.10	1.30	-1.10	1.40	-1.10	1.40	1.30	1.20	1.25	1.25	3.00	0.022	0.022	0.022	0.022
6	-1.40	1.50	-1.40	1.50	-1.40	1.60	-1.40	1.60	1.45	1.45	1.50	1.50	2.80	0.026	0.026	0.027	0.026
7	-1.40	1.40	-1.40	1.60	-1.50	1.70	-1.40	1.70	1.40	1.50	1.60	1.55	2.60	0.031	0.031	0.032	0.031
8	-1.30	1.40	-1.60	1.80	-1.70	2.00	-1.80	2.10	1.35	1.70	1.85	1.95	2.40	0.036	0.036	0.037	0.037
9	-1.30	1.30	-1.70	1.90	-1.90	2.10	-2.00	2.30	1.30	1.80	2.00	2.15	2.20	0.041	0.042	0.044	0.044
10	-1.10	1.30	-1.70	2.10	-2.00	2.50	-2.20	2.70	1.30	1.80	2.00	2.15	2.00	0.046	0.049	0.051	0.051
11	-1.10	1.30	-1.70	2.10	-2.00	2.50	-2.20	2.70	1.20	1.90	2.25	2.45	1.80	0.050	0.055	0.059	0.060
12	-1.30	1.50	-2.00	2.30	-2.30	2.70	-2.60	3.00	1.40	2.15	2.50	2.80	1.60	0.055	0.063	0.067	0.069
13	-1.10	1.40	-1.80	2.30	-2.20	2.60	-2.50	2.90	1.40	2.15	2.50	2.80	1.60	0.059	0.070	0.076	0.079
14	-1.20	1.50	-1.80	2.10	-2.10	2.50	-2.40	2.70	1.25	2.05	2.40	2.70	1.40	0.059	0.070	0.076	0.079
15	-1.30	1.50	-1.60	1.90	-1.80	2.10	-2.00	2.30	1.35	1.95	2.30	2.55	1.20	0.064	0.077	0.084	0.088
16	-1.30	1.50	-1.60	1.90	-1.80	2.10	-2.00	2.30	1.40	1.75	1.95	2.15	1.00	0.069	0.083	0.091	0.095
17	-1.10	1.40	-1.20	1.60	-1.20	1.60	-1.30	1.60	1.25	1.40	1.40	1.45	0.80	0.073	0.088	0.095	0.100
18	-1.30	1.50	-1.30	1.70	-1.30	1.70	-1.40	1.70	1.40	1.50	1.50	1.55	0.60	0.078	0.093	0.101	0.106
19	-1.20	1.40	-1.20	1.60	-1.20	1.60	-1.20	1.70	1.30	1.40	1.40	1.45	0.40	0.082	0.098	0.106	0.111
18	-1.20	1.50	-1.20	1.70	-1.20	1.70	-1.30	1.70	1.35	1.45	1.45	1.50	0.20	0.087	0.103	0.111	0.116
19	-1.20	1.50	-1.20	1.60	-1.20	1.60	-1.30	1.60	1.35	1.40	1.40	1.45	0.00	0.092	0.108	0.116	0.121

b) Procesamiento de datos registrados con el inclinómetro, para la segunda prueba experimental

Medida N°	Angulos Registrados										Angulos Promediados					Prof. en Pilote (m)	Deflexiones en Pilote				
	Inicial		Carga 5.00ton		Carga 8.00ton		Carga 10.00ton		0.00 ton		Inicial	5.00 ton	8.00 ton	10.00 ton	0.00 ton		Inicial	5.00 ton	8.00 ton	10.00 ton	0.00 ton
	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)		(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
																3.8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1	1.50	-1.70	1.60	-1.50	1.60	-1.50	1.70	-1.50	1.70	-1.50	1.60	1.55	1.55	1.60	1.60	3.60	0.006	0.005	0.005	0.006	0.006
2	1.40	-1.60	1.60	-1.50	1.60	-1.50	1.60	-1.60	1.60	-1.50	1.50	1.55	1.55	1.60	1.55	3.40	0.011	0.011	0.011	0.011	0.011
3	1.40	-1.50	1.50	-1.30	1.50	-1.30	1.50	-1.30	1.50	-1.30	1.45	1.40	1.40	1.40	1.40	3.20	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016
4	1.50	-1.70	1.60	-1.70	1.60	-1.70	1.60	-1.60	1.60	-1.70	1.60	1.65	1.65	1.60	1.65	3.00	0.021	0.021	0.021	0.022	0.022
5	1.20	-1.40	1.30	-1.20	1.30	-1.20	1.30	-1.20	1.40	-1.20	1.30	1.25	1.25	1.25	1.30	2.80	0.026	0.026	0.026	0.026	0.026
6	1.40	-1.60	1.50	-1.50	1.50	-1.50	1.50	-1.40	1.50	-1.40	1.50	1.50	1.50	1.45	1.45	2.60	0.031	0.031	0.031	0.031	0.031
7	1.50	-1.50	1.60	-1.50	1.70	-1.50	1.60	-1.60	1.60	-1.40	1.50	1.55	1.60	1.60	1.50	2.40	0.036	0.036	0.037	0.037	0.036
8	1.50	-1.70	1.80	-1.70	2.00	-1.90	2.00	-1.90	1.70	-1.60	1.60	1.75	1.95	1.95	1.65	2.20	0.042	0.043	0.043	0.043	0.042
9	1.50	-1.70	2.00	-2.00	2.30	-2.20	2.40	-2.30	1.70	-1.70	1.60	2.00	2.25	2.35	1.70	2.00	0.048	0.050	0.051	0.052	0.048
10	1.70	-1.70	2.50	-2.30	2.90	-2.50	3.10	-2.80	2.00	-1.60	1.70	2.40	2.70	2.95	1.80	1.80	0.054	0.058	0.061	0.062	0.054
11	1.70	-1.90	2.70	-2.50	3.00	-2.90	3.30	-3.20	2.00	-1.80	1.80	2.60	2.95	3.25	1.90	1.60	0.060	0.067	0.071	0.073	0.061
12	1.70	-1.70	2.70	-2.50	3.10	-2.90	3.50	-3.30	2.00	-1.70	1.70	2.60	3.00	3.40	1.85	1.40	0.066	0.076	0.081	0.085	0.068
13	1.90	-2.00	2.60	-2.50	3.00	-2.90	3.30	-3.30	2.20	-1.90	1.95	2.55	2.95	3.30	2.05	1.20	0.073	0.085	0.092	0.097	0.075
14	1.70	-1.80	2.30	-2.20	2.50	-2.40	2.70	-2.60	2.10	-1.90	1.75	2.25	2.45	2.65	2.00	1.00	0.079	0.093	0.100	0.106	0.082
15	1.20	-1.30	1.40	-1.30	1.50	-1.30	1.50	-1.40	1.50	-1.20	1.25	1.35	1.40	1.45	1.35	0.80	0.083	0.098	0.105	0.111	0.086
16	1.20	-1.30	1.50	-1.30	1.50	-1.30	1.60	-1.40	1.40	-1.20	1.25	1.40	1.40	1.50	1.30	0.60	0.087	0.102	0.110	0.116	0.091
17	1.20	-1.20	1.40	-1.20	1.50	-1.20	1.50	-1.30	1.40	-1.10	1.20	1.30	1.35	1.40	1.25	0.40	0.092	0.107	0.115	0.121	0.095
18	1.30	-1.30	1.50	-1.20	1.50	-1.20	1.60	-1.20	1.50	-1.10	1.30	1.35	1.35	1.40	1.30	0.20	0.096	0.112	0.120	0.126	0.100
19	1.20	-1.30	1.40	-1.20	1.50	-1.20	1.50	-1.20	1.40	-1.10	1.25	1.30	1.35	1.35	1.25	0.00	0.101	0.116	0.124	0.131	0.104

c) Procesamiento de datos registrados con el inclinómetro, para la tercera prueba experimental

Medida N°	Angulos Registrados												Angulos Promediados							Prof. en Pilote (m)	Deflexiones en Pilote					
	Inicial		2.00 ton		4.00 ton		6.00 ton		8.00 ton		10.00ton		Inicial	2.00 Tn	4.00 Tn	6.00 Tn	8.00 ton	10.00 ton	Descarga		Inicial	2.00Ton	4.00Ton	6.00Ton	8.00Ton	10.00Ton
	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)		(°)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1	1.70	-1.50	1.70	-1.60	1.80	-1.50	1.70	-1.50	1.70	-1.50	1.70	-1.50	1.60	1.65	1.65	1.60	1.60	1.60	1.60	3.80	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	1.70	-1.50	1.70	-1.50	1.70	-1.50	1.70	-1.50	1.70	-1.50	1.60	-1.50	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.55	1.55	3.40	0.011	0.011	0.011	0.011	0.011	0.011
3	1.70	-1.20	1.60	-1.30	1.70	-1.20	1.60	-1.30	1.60	-1.30	1.50	-1.30	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.40	1.40	3.20	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016
4	1.70	-1.60	1.60	-1.60	1.70	-1.60	1.60	-1.60	1.60	-1.60	1.60	-1.60	1.65	1.60	1.65	1.60	1.60	1.60	1.60	3.00	0.022	0.022	0.022	0.022	0.022	0.021
5	1.60	-1.10	1.50	-1.25	1.60	-1.20	1.40	-1.20	1.40	-1.20	1.40	-1.20	1.35	1.38	1.40	1.30	1.30	1.30	1.30	2.80	0.027	0.027	0.027	0.026	0.026	0.026
6	1.70	-1.40	1.60	-1.50	1.70	-1.40	1.50	-1.40	1.60	-1.40	1.60	-1.40	1.55	1.55	1.55	1.45	1.50	1.50	1.45	2.60	0.032	0.032	0.032	0.031	0.032	0.031
7	1.80	-1.30	1.60	-1.55	1.80	-1.40	1.60	-1.40	1.60	-1.40	1.70	-1.50	1.55	1.58	1.60	1.50	1.50	1.60	1.55	2.40	0.038	0.038	0.038	0.037	0.037	0.037
8	1.80	-1.40	1.70	-1.60	1.80	-1.50	1.80	-1.70	1.80	-1.70	1.90	-1.70	1.60	1.65	1.65	1.75	1.75	1.80	1.75	2.20	0.043	0.043	0.044	0.043	0.043	0.043
9	1.80	-1.60	1.70	-1.70	1.90	-1.70	1.80	-1.80	1.90	-1.90	2.00	-2.00	1.70	1.70	1.80	1.80	1.90	2.00	1.85	2.00	0.049	0.049	0.050	0.049	0.050	0.050
10	2.10	-1.60	2.00	-1.80	2.20	-1.80	2.20	-1.90	2.30	-2.00	2.50	-2.20	1.85	1.90	2.00	2.05	2.15	2.35	2.10	1.80	0.055	0.056	0.057	0.056	0.057	0.058
11	2.20	-1.80	2.20	-1.90	2.30	-2.00	2.40	-2.10	2.50	-2.20	2.60	-2.40	2.00	2.05	2.15	2.25	2.35	2.50	2.25	1.60	0.062	0.063	0.065	0.064	0.065	0.067
12	2.20	-1.70	2.20	-1.80	2.30	-1.80	2.40	-2.10	2.50	-2.10	2.60	-2.20	1.95	2.00	2.05	2.25	2.30	2.40	2.20	1.40	0.069	0.070	0.072	0.072	0.073	0.075
13	2.30	-1.90	2.30	-1.90	2.40	-2.00	2.50	-2.10	2.50	-2.20	2.60	-2.10	2.10	2.10	2.20	2.30	2.35	2.35	2.30	1.20	0.077	0.077	0.079	0.080	0.081	0.084
14	2.20	-1.90	2.20	-1.95	2.30	-1.90	2.30	-2.10	2.40	-2.10	2.40	-2.10	2.05	2.08	2.10	2.20	2.25	2.25	2.15	1.00	0.084	0.085	0.087	0.088	0.089	0.091
15	1.60	-1.10	1.50	-1.20	1.50	-1.10	1.50	-1.10	1.60	-1.10	1.50	-1.10	1.35	1.35	1.30	1.30	1.35	1.30	1.30	0.80	0.088	0.089	0.091	0.092	0.094	0.096
16	1.50	-1.10	1.50	-1.20	1.50	-1.10	1.50	-1.10	1.50	-1.10	1.50	-1.10	1.30	1.35	1.30	1.30	1.30	1.30	1.25	0.60	0.093	0.094	0.096	0.097	0.099	0.101
17	1.40	-1.00	1.40	-1.10	1.40	-1.10	1.40	-1.10	1.40	-1.10	1.40	-1.10	1.20	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	0.40	0.097	0.099	0.100	0.101	0.103	0.105
18	1.50	-1.10	1.50	-1.10	1.50	-1.10	1.50	-1.10	1.50	-1.10	1.50	-1.10	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	0.20	0.102	0.103	0.105	0.106	0.107	0.109
19	1.40	-1.00	1.40	-1.00	1.50	-1.00	1.50	-1.10	1.40	-1.10	1.40	-1.10	1.20	1.20	1.25	1.30	1.25	1.25	1.25	0.00	0.106	0.107	0.109	0.110	0.112	0.114

ANEXO 03: CURVAS (P-Y) PARA MODELOS TEÓRICOS

a) Curvas (p-y) para primer y segundo modelo teórico

Cota (m)	0.10	Cota (m)	0.20	Cota (m)	0.30	Cota (m)	0.40	Cota (m)	0.50	Cota (m)	0.60	Cota (m)	0.70
y	P	y	P	y	P	y	P	y	P	y	P	y	P
(m)	(KN/m)	(m)	(KN/m)	(m)	(KN/m)	(m)	(KN/m)	(m)	(KN/m)	(m)	(KN/m)	(m)	(KN/m)
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.001	1.861	0.001	2.657	0.001	5.374	0.001	8.968	0.001	13.339	0.001	18.355	0.001	23.874
0.002	1.866	0.002	2.658	0.002	5.386	0.002	9.050	0.002	13.645	0.002	19.162	0.002	25.582
0.003	1.866	0.003	2.658	0.003	5.386	0.003	9.050	0.003	13.648	0.003	19.180	0.003	25.645
0.004	1.866	0.004	2.658	0.004	5.386	0.004	9.050	0.004	13.649	0.004	19.181	0.004	25.647
0.005	1.866	0.005	2.658	0.005	5.386	0.005	9.050	0.005	13.649	0.005	19.181	0.005	25.647
0.006	1.866	0.006	2.658	0.006	5.386	0.006	9.050	0.006	13.649	0.006	19.181	0.006	25.647
0.007	1.866	0.007	2.658	0.007	5.386	0.007	9.050	0.007	13.649	0.007	19.181	0.007	25.647
0.008	1.866	0.008	2.658	0.008	5.386	0.008	9.050	0.008	13.649	0.008	19.181	0.008	25.647
0.009	1.866	0.009	2.658	0.009	5.386	0.009	9.050	0.009	13.649	0.009	19.181	0.009	25.647
0.010	1.866	0.010	2.658	0.010	5.386	0.010	9.050	0.010	13.649	0.010	19.181	0.010	25.647
0.011	1.866	0.011	2.658	0.011	5.386	0.011	9.050	0.011	13.649	0.011	19.181	0.011	25.647
0.012	1.866	0.012	2.658	0.012	5.386	0.012	9.050	0.012	13.649	0.012	19.181	0.012	25.647
0.013	1.866	0.013	2.658	0.013	5.386	0.013	9.050	0.013	13.649	0.013	19.181	0.013	25.647
0.014	1.866	0.014	2.658	0.014	5.386	0.014	9.050	0.014	13.649	0.014	19.181	0.014	25.647
0.015	1.866	0.015	2.658	0.015	5.386	0.015	9.050	0.015	13.649	0.015	19.181	0.015	25.647
0.016	1.866	0.016	2.658	0.016	5.386	0.016	9.050	0.016	13.649	0.016	19.181	0.016	25.647
0.017	1.866	0.017	2.658	0.017	5.386	0.017	9.050	0.017	13.649	0.017	19.181	0.017	25.647
0.018	1.866	0.018	2.658	0.018	5.386	0.018	9.050	0.018	13.649	0.018	19.181	0.018	25.647

Cota (m)	0.80	Cota (m)	0.90	Cota (m)	1.00	Cota (m)	1.10	Cota (m)	1.20	Cota (m)	1.30	Cota (m)	1.40
y	P	y	P	y	P	y	P	y	P	y	P	y	P
(m)	(KN/m)	(m)	(KN/m)	(m)	(KN/m)	(m)	(KN/m)	(m)	(KN/m)	(m)	(KN/m)	(m)	(KN/m)
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.001	29.771	0.001	35.938	0.001	42.293	0.001	48.772	0.001	55.330	0.001	61.934	0.001	67.724
0.002	32.869	0.002	40.975	0.002	49.839	0.002	59.395	0.002	69.569	0.002	80.289	0.002	89.175
0.003	33.039	0.003	41.354	0.003	50.579	0.003	60.693	0.003	71.671	0.003	83.482	0.003	93.212
0.004	33.048	0.004	41.381	0.004	50.646	0.004	60.838	0.004	71.951	0.004	83.977	0.004	93.885
0.005	33.048	0.005	41.383	0.005	50.652	0.005	60.854	0.005	71.988	0.005	84.052	0.005	93.995
0.006	33.048	0.006	41.383	0.006	50.652	0.006	60.856	0.006	71.993	0.006	84.063	0.006	94.013
0.007	33.048	0.007	41.383	0.007	50.652	0.007	60.856	0.007	71.993	0.007	84.065	0.007	94.015
0.008	33.048	0.008	41.383	0.008	50.652	0.008	60.856	0.008	71.993	0.008	84.065	0.008	94.016
0.009	33.048	0.009	41.383	0.009	50.652	0.009	60.856	0.009	71.993	0.009	84.065	0.009	94.016
0.010	33.048	0.010	41.383	0.010	50.652	0.010	60.856	0.010	71.993	0.010	84.065	0.010	94.016
0.011	33.048	0.011	41.383	0.011	50.652	0.011	60.856	0.011	71.993	0.011	84.065	0.011	94.016
0.012	33.048	0.012	41.383	0.012	50.652	0.012	60.856	0.012	71.993	0.012	84.065	0.012	94.016
0.013	33.048	0.013	41.383	0.013	50.652	0.013	60.856	0.013	71.993	0.013	84.065	0.013	94.016
0.014	33.048	0.014	41.383	0.014	50.652	0.014	60.856	0.014	71.993	0.014	84.065	0.014	94.016
0.015	33.048	0.015	41.383	0.015	50.652	0.015	60.856	0.015	71.993	0.015	84.065	0.015	94.016
0.016	33.048	0.016	41.383	0.016	50.652	0.016	60.856	0.016	71.993	0.016	84.065	0.016	94.016
0.017	33.048	0.017	41.383	0.017	50.652	0.017	60.856	0.017	71.993	0.017	84.065	0.017	94.016
0.018	33.048	0.018	41.383	0.018	50.652	0.018	60.856	0.018	71.993	0.018	84.065	0.018	94.016

Cota (m)	1.50	Cota (m)	1.60	Cota (m)	1.70	Cota (m)	1.80	Cota (m)	1.90	Cota (m)	2.00	Cota (m)	2.10
y	P	y	P	y	P	y	P	y	P	y	P	y	P
(m)	(KN/m)	(m)	(KN/m)	(m)	(KN/m)	(m)	(KN/m)	(m)	(KN/m)	(m)	(KN/m)	(m)	(KN/m)
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.001	72.561	0.001	77.399	0.001	82.236	0.001	87.073	0.001	91.911	0.001	96.748	0.001	101.586
0.002	95.545	0.002	101.914	0.002	108.284	0.002	114.654	0.002	121.023	0.002	127.393	0.002	133.763
0.003	99.870	0.003	106.528	0.003	113.186	0.003	119.844	0.003	126.502	0.003	133.160	0.003	139.818
0.004	100.591	0.004	107.297	0.004	114.003	0.004	120.709	0.004	127.415	0.004	134.121	0.004	140.827
0.005	100.709	0.005	107.422	0.005	114.136	0.005	120.850	0.005	127.564	0.005	134.278	0.005	140.992
0.006	100.728	0.006	107.443	0.006	114.158	0.006	120.873	0.006	127.588	0.006	134.304	0.006	141.019
0.007	100.731	0.007	107.446	0.007	114.162	0.007	120.877	0.007	127.592	0.007	134.308	0.007	141.023
0.008	100.731	0.008	107.447	0.008	114.162	0.008	120.878	0.008	127.593	0.008	134.308	0.008	141.024
0.009	100.731	0.009	107.447	0.009	114.162	0.009	120.878	0.009	127.593	0.009	134.309	0.009	141.024
0.010	100.731	0.010	107.447	0.010	114.162	0.010	120.878	0.010	127.593	0.010	134.309	0.010	141.024
0.011	100.731	0.011	107.447	0.011	114.162	0.011	120.878	0.011	127.593	0.011	134.309	0.011	141.024
0.012	100.731	0.012	107.447	0.012	114.162	0.012	120.878	0.012	127.593	0.012	134.309	0.012	141.024
0.013	100.731	0.013	107.447	0.013	114.162	0.013	120.878	0.013	127.593	0.013	134.309	0.013	141.024
0.014	100.731	0.014	107.447	0.014	114.162	0.014	120.878	0.014	127.593	0.014	134.309	0.014	141.024
0.015	100.731	0.015	107.447	0.015	114.162	0.015	120.878	0.015	127.593	0.015	134.309	0.015	141.024
0.016	100.731	0.016	107.447	0.016	114.162	0.016	120.878	0.016	127.593	0.016	134.309	0.016	141.024
0.017	100.731	0.017	107.447	0.017	114.162	0.017	120.878	0.017	127.593	0.017	134.309	0.017	141.024
0.018	100.731	0.018	107.447	0.018	114.162	0.018	120.878	0.018	127.593	0.018	134.309	0.018	141.024

b) Curvas (p-y) para tercer modelo teórico

Cota (m)	0.10	Cota (m)	0.20	Cota (m)	0.30	Cota (m)	0.40	Cota (m)	0.50	Cota (m)	0.60	Cota (m)	0.70
y	P	y	P	y	P	y	P	y	P	y	P	y	P
(m)	(KN/m)	(m)	(KN/m)	(m)	(KN/m)	(m)	(KN/m)	(m)	(KN/m)	(m)	(KN/m)	(m)	(KN/m)
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.001	0.601	0.001	1.071	0.001	1.763	0.001	2.466	0.001	3.170	0.001	3.871	0.001	4.568
0.002	0.917	0.002	1.403	0.002	2.591	0.002	3.928	0.002	5.334	0.002	6.768	0.002	8.210
0.003	1.029	0.003	1.464	0.003	2.846	0.003	4.544	0.003	6.457	0.003	8.501	0.003	10.623
0.004	1.063	0.004	1.474	0.004	2.913	0.004	4.766	0.004	6.956	0.004	9.403	0.004	12.032
0.005	1.073	0.005	1.476	0.005	2.930	0.005	4.841	0.005	7.164	0.005	9.837	0.005	12.795
0.006	1.076	0.006	1.476	0.006	2.935	0.006	4.866	0.006	7.247	0.006	10.039	0.006	13.192
0.007	1.076	0.007	1.476	0.007	2.936	0.007	4.874	0.007	7.280	0.007	10.132	0.007	13.393
0.008	1.077	0.008	1.476	0.008	2.936	0.008	4.877	0.008	7.293	0.008	10.173	0.008	13.494
0.009	1.077	0.009	1.476	0.009	2.936	0.009	4.878	0.009	7.299	0.009	10.192	0.009	13.545
0.010	1.077	0.010	1.476	0.010	2.936	0.010	4.878	0.010	7.301	0.010	10.201	0.010	13.570
0.011	1.077	0.011	1.476	0.011	2.936	0.011	4.878	0.011	7.302	0.011	10.205	0.011	13.583
0.012	1.077	0.012	1.476	0.012	2.936	0.012	4.878	0.012	7.302	0.012	10.206	0.012	13.589
0.013	1.077	0.013	1.476	0.013	2.936	0.013	4.878	0.013	7.302	0.013	10.207	0.013	13.592
0.014	1.077	0.014	1.476	0.014	2.936	0.014	4.878	0.014	7.302	0.014	10.207	0.014	13.594
0.015	1.077	0.015	1.476	0.015	2.936	0.015	4.878	0.015	7.302	0.015	10.208	0.015	13.594
0.016	1.077	0.016	1.476	0.016	2.936	0.016	4.878	0.016	7.302	0.016	10.208	0.016	13.595
0.017	1.077	0.017	1.476	0.017	2.936	0.017	4.878	0.017	7.302	0.017	10.208	0.017	13.595
0.018	1.077	0.018	1.476	0.018	2.936	0.018	4.878	0.018	7.302	0.018	10.208	0.018	13.595

Cota (m)	0.80	Cota (m)	0.90	Cota (m)	1.00	Cota (m)	1.10	Cota (m)	1.20	Cota (m)	1.30	Cota (m)	1.40
y	P	y	P	y	P	y	P	y	P	y	P	y	P
(m)	(KN/m)	(m)	(KN/m)	(m)	(KN/m)	(m)	(KN/m)	(m)	(KN/m)	(m)	(KN/m)	(m)	(KN/m)
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.001	5.263	0.001	5.956	0.001	30.986	0.001	37.196	0.001	43.580	0.001	50.078	0.001	56.648
0.002	9.650	0.002	11.086	0.002	34.426	0.002	42.689	0.002	51.697	0.002	61.382	0.002	71.671
0.003	12.785	0.003	14.965	0.003	34.628	0.003	43.127	0.003	52.531	0.003	62.820	0.003	73.968
0.004	14.786	0.004	17.621	0.004	34.640	0.004	43.160	0.004	52.610	0.004	62.987	0.004	74.284
0.005	15.973	0.005	19.317	0.005	34.640	0.005	43.162	0.005	52.618	0.005	63.006	0.005	74.326
0.006	16.648	0.006	20.353	0.006	34.640	0.006	43.162	0.006	52.618	0.006	63.008	0.006	74.332
0.007	17.021	0.007	20.968	0.007	34.640	0.007	43.162	0.007	52.618	0.007	63.009	0.007	74.333
0.008	17.225	0.008	21.327	0.008	34.640	0.008	43.162	0.008	52.618	0.008	63.009	0.008	74.333
0.009	17.335	0.009	21.535	0.009	34.640	0.009	43.162	0.009	52.618	0.009	63.009	0.009	74.333
0.010	17.395	0.010	21.655	0.010	34.640	0.010	43.162	0.010	52.618	0.010	63.009	0.010	74.333
0.011	17.427	0.011	21.723	0.011	34.640	0.011	43.162	0.011	52.618	0.011	63.009	0.011	74.333
0.012	17.444	0.012	21.763	0.012	34.640	0.012	43.162	0.012	52.618	0.012	63.009	0.012	74.333
0.013	17.453	0.013	21.785	0.013	34.640	0.013	43.162	0.013	52.618	0.013	63.009	0.013	74.333
0.014	17.458	0.014	21.798	0.014	34.640	0.014	43.162	0.014	52.618	0.014	63.009	0.014	74.333
0.015	17.461	0.015	21.805	0.015	34.640	0.015	43.162	0.015	52.618	0.015	63.009	0.015	74.333
0.016	17.463	0.016	21.810	0.016	34.640	0.016	43.162	0.016	52.618	0.016	63.009	0.016	74.333
0.017	17.463	0.017	21.812	0.017	34.640	0.017	43.162	0.017	52.618	0.017	63.009	0.017	74.333
0.018	17.464	0.018	21.813	0.018	34.640	0.018	43.162	0.018	52.618	0.018	63.009	0.018	74.333

Cota (m) 1.50		Cota (m) 1.60		Cota (m) 1.70		Cota (m) 1.80		Cota (m) 1.90		Cota (m) 2.00		Cota (m) 2.10	
y	P	y	P	y	P	y	P	y	P	y	P	y	P
(m)	(KN/m)	(m)	(KN/m)	(m)	(KN/m)	(m)	(KN/m)	(m)	(KN/m)	(m)	(KN/m)	(m)	(KN/m)
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.001	63.259	0.001	68.691	0.001	73.529	0.001	78.366	0.001	83.203	0.001	88.041	0.001	92.878
0.002	82.492	0.002	90.449	0.002	96.819	0.002	103.188	0.002	109.558	0.002	115.928	0.002	122.297
0.003	85.940	0.003	94.543	0.003	101.201	0.003	107.859	0.003	114.517	0.003	121.175	0.003	127.833
0.004	86.490	0.004	95.226	0.004	101.932	0.004	108.638	0.004	115.344	0.004	122.050	0.004	128.756
0.005	86.576	0.005	95.337	0.005	102.051	0.005	108.765	0.005	115.479	0.005	122.193	0.005	128.907
0.006	86.589	0.006	95.356	0.006	102.071	0.006	108.786	0.006	115.501	0.006	122.216	0.006	128.932
0.007	86.591	0.007	95.359	0.007	102.074	0.007	108.789	0.007	115.505	0.007	122.220	0.007	128.935
0.008	86.592	0.008	95.359	0.008	102.074	0.008	108.790	0.008	115.505	0.008	122.221	0.008	128.936
0.009	86.592	0.009	95.359	0.009	102.075	0.009	108.790	0.009	115.505	0.009	122.221	0.009	128.936
0.010	86.592	0.010	95.359	0.010	102.075	0.010	108.790	0.010	115.505	0.010	122.221	0.010	128.936
0.011	86.592	0.011	95.359	0.011	102.075	0.011	108.790	0.011	115.505	0.011	122.221	0.011	128.936
0.012	86.592	0.012	95.359	0.012	102.075	0.012	108.790	0.012	115.505	0.012	122.221	0.012	128.936
0.013	86.592	0.013	95.359	0.013	102.075	0.013	108.790	0.013	115.505	0.013	122.221	0.013	128.936
0.014	86.592	0.014	95.359	0.014	102.075	0.014	108.790	0.014	115.505	0.014	122.221	0.014	128.936
0.015	86.592	0.015	95.359	0.015	102.075	0.015	108.790	0.015	115.505	0.015	122.221	0.015	128.936
0.016	86.592	0.016	95.359	0.016	102.075	0.016	108.790	0.016	115.505	0.016	122.221	0.016	128.936
0.017	86.592	0.017	95.359	0.017	102.075	0.017	108.790	0.017	115.505	0.017	122.221	0.017	128.936
0.018	86.592	0.018	95.359	0.018	102.075	0.018	108.790	0.018	115.505	0.018	122.221	0.018	128.936

Cota (m) 2.20		Cota (m) 2.30		Cota (m) 2.40		Cota (m) 2.50		Cota (m) 2.60		Cota (m) 2.70		Cota (m) 2.80	
y	P	y	P	y	P	y	P	y	P	y	P	y	P
(m)	(KN/m)	(m)	(KN/m)	(m)	(KN/m)	(m)	(KN/m)	(m)	(KN/m)	(m)	(KN/m)	(m)	(KN/m)
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.001	97.716	0.001	102.553	0.001	107.390	0.001	112.228	0.001	117.065	0.001	121.903	0.001	126.740
0.002	128.667	0.002	135.037	0.002	141.406	0.002	147.776	0.002	154.146	0.002	160.515	0.002	166.885
0.003	134.491	0.003	141.149	0.003	147.807	0.003	154.465	0.003	161.123	0.003	167.781	0.003	174.439
0.004	135.462	0.004	142.168	0.004	148.874	0.004	155.581	0.004	162.287	0.004	168.993	0.004	175.699
0.005	135.621	0.005	142.335	0.005	149.049	0.005	155.763	0.005	162.477	0.005	169.190	0.005	175.904
0.006	135.647	0.006	142.362	0.006	149.077	0.006	155.792	0.006	162.507	0.006	169.223	0.006	175.938
0.007	135.651	0.007	142.366	0.007	149.082	0.007	155.797	0.007	162.512	0.007	169.228	0.007	175.943
0.008	135.652	0.008	142.367	0.008	149.082	0.008	155.798	0.008	162.513	0.008	169.229	0.008	175.944
0.009	135.652	0.009	142.367	0.009	149.083	0.009	155.798	0.009	162.513	0.009	169.229	0.009	175.944
0.010	135.652	0.010	142.367	0.010	149.083	0.010	155.798	0.010	162.513	0.010	169.229	0.010	175.944
0.011	135.652	0.011	142.367	0.011	149.083	0.011	155.798	0.011	162.513	0.011	169.229	0.011	175.944
0.012	135.652	0.012	142.367	0.012	149.083	0.012	155.798	0.012	162.513	0.012	169.229	0.012	175.944
0.013	135.652	0.013	142.367	0.013	149.083	0.013	155.798	0.013	162.513	0.013	169.229	0.013	175.944
0.014	135.652	0.014	142.367	0.014	149.083	0.014	155.798	0.014	162.513	0.014	169.229	0.014	175.944
0.015	135.652	0.015	142.367	0.015	149.083	0.015	155.798	0.015	162.513	0.015	169.229	0.015	175.944
0.016	135.652	0.016	142.367	0.016	149.083	0.016	155.798	0.016	162.513	0.016	169.229	0.016	175.944
0.017	135.652	0.017	142.367	0.017	149.083	0.017	155.798	0.017	162.513	0.017	169.229	0.017	175.944
0.018	135.652	0.018	142.367	0.018	149.083	0.018	155.798	0.018	162.513	0.018	169.229	0.018	175.944

Cota (m)	2.90	Cota (m)	3.00
y	P	y	P
(m)	(KN/m)	(m)	(KN/m)
0.000	0.000	0.000	0.000
0.001	131.577	0.001	136.415
0.002	173.254	0.002	179.624
0.003	181.097	0.003	187.755
0.004	182.405	0.004	189.111
0.005	182.618	0.005	189.332
0.006	182.653	0.006	189.368
0.007	182.659	0.007	189.374
0.008	182.660	0.008	189.375
0.009	182.660	0.009	189.375
0.010	182.660	0.010	189.375
0.011	182.660	0.011	189.375
0.012	182.660	0.012	189.375
0.013	182.660	0.013	189.375
0.014	182.660	0.014	189.375
0.015	182.660	0.015	189.375
0.016	182.660	0.016	189.375
0.017	182.660	0.017	189.375
0.018	182.660	0.018	189.375

ANEXO 04: PLANOS DEL EJEMPLO DE APLICACIÓN