

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**TESIS**

**DISEÑO SÍSMICO POR DESPLAZAMIENTO DE PUENTES  
RECTOS CON PILARES DE CONCRETO ARMADO**

**PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL**

**ELABORADO POR**

**ROGER ALEXANDER JULIAN MENA**

**ASESOR**

**Dr. VÍCTOR IVAN FERNÁNDEZ-DÁVILA GONZALES**

**LIMA- PERÚ**

**2023**

© 2023, Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los derechos reservados.

**“El autor autoriza a la UNI a reproducir la tesis en su totalidad o en parte, con fines estrictamente académicos.”**

Julian Mena, Roger Alexander

rjulianmena@gmail.com

997-578929

*Dedicatoria*

*A mis padres, hermanos, a mi compañera de vida Yuli y mi hijo Sebastián por todo su apoyo y comprensión.*

## **AGRADECIMIENTOS**

Esta tesis significa la culminación de mucho esfuerzo y sobre todo el apoyo de muchas personas e instituciones que de alguna forma estuvieron presentes durante su realización.

Primero quiero agradecer a Dios por haberme permitido tener una vida feliz y darme la oportunidad de conocer a las personas correctas en el momento indicado.

A mis padres Hilda Mena y Rolando Julian por todo su esfuerzo, consejos y amor que siempre me han brindado durante toda mi vida.

A mi compañera de vida Yulisa Principe y mi hijo Sebastián Julian por todo su amor, comprensión y apoyo que he sentido en todo momento y sobre todo en la realización de esta tesis.

Agradezco a mi asesor el Dr. Victor I. Fernández-Dávila por su apoyo desinteresado y sus consejos que siempre me dio durante la realización de esta tesis. Por sus palabras de aliento y todas las horas que dedicó para brindarme sus conocimientos con el fin de superar todas las adversidades que se presentaron.

Un agradecimiento especial al Ing. Francisco Arellano Gómez que es la persona que me brindó siempre su apoyo no sólo en el ámbito profesional sino también de manera muy personal ya que siempre me hizo sentir como parte de su familia.

Al Instituto de la Construcción y Gerencia (ICG) y en especial al Ing. Angel Gómez por permitirme el uso del programa CSIBridge.

Finalmente, quisiera agradecer a mi alma máter la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI) por haberme brindado una excelente formación que hasta el día de hoy son la base de mi desarrollo profesional.

## ÍNDICE

<b>RESUMEN .....</b>	<b>5</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>7</b>
<b>PRÓLOGO.....</b>	<b>9</b>
<b>LISTA DE TABLAS .....</b>	<b>10</b>
<b>LISTA DE FIGURAS .....</b>	<b>14</b>
<b>LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS.....</b>	<b>20</b>
<b>CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>26</b>
1.1 GENERALIDADES .....	26
1.2 PROBLEMÁTICA.....	27
1.3 ALCANCE .....	28
1.4 DISEÑO SÍSMICO POR AASHTO.....	29
<b>CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO Y CONCEPTUAL .....</b>	<b>30</b>
2.1 DESPLAZAMIENTOS SÍSMICOS.....	30
2.1.1 Falla en los tramos debido al desapoyo de las juntas de movimiento .....	30
2.1.2 Amplificación de desplazamientos debido a efectos del suelo .....	31
2.1.3 Golpeteo entre estructuras de puentes.....	31
2.2 TIPOS DE FALLAS EN LAS COLUMNAS.....	32
2.2.1 Falla por flexión y ductilidad .....	32
2.2.2 Fallas por cortante.....	38
2.3 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES .....	39
2.3.1 Propiedades del concreto .....	40
2.3.2 Propiedades del acero .....	54
2.4 DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA .....	58
2.5 DUCTILIDAD Y RÓTULA PLÁSTICA.....	62
2.5.1 Ductilidad .....	62
2.5.2 Rótula plástica.....	64
<b>CAPÍTULO III: CONSIDERACIONES PARA MODELAMIENTO DE PUENTES .....</b>	<b>67</b>
3.1 MODELAMIENTO ESTRUCTURAL EN PUENTES .....	67
3.1.1 Superestructura .....	68
3.1.2 Apoyos.....	69
3.1.3 Infraestructura: columnas y multicolumnas.....	69

3.1.4 Cimentación.....	72
3.2 TIPOS DE ANÁLISIS SÍSMICO .....	75
3.2.1 Análisis elástico multimodal .....	76
3.2.2 Análisis estático no lineal “pushover” .....	77
<b>CAPÍTULO IV: DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS</b>	
<b>SEGÚN AASHTO GUIDE SPECIFICATIONS FOR LRFD SEISMIC BRIDGE</b>	
<b>DESIGN .....</b>	<b>81</b>
4.1 ELEMENTOS RESISTENTES A SISMOS (ERE) .....	81
4.2 SISTEMAS RESISTENTES A SISMOS (ERS).....	82
4.2.1 Tipo 1: Subestructura dúctil con superestructura esencialmente elástica.....	85
4.2.2 Tipo 2: Subestructura esencialmente elástica con superestructura dúctil .....	86
4.2.3 Tipo 3: Superestructura elástica y subestructura con un mecanismo de fusible entre los dos .....	87
4.3 AMENAZA SÍSMICA DE SITIO.....	87
4.3.1 Espectro de diseño basado en procedimiento general.....	87
4.3.2 Espectro de diseño específico del sitio .....	94
4.3.3 Aceleraciones de tiempo - historia .....	95
4.4 CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO .....	95
4.4.1 SDC “A” .....	96
4.4.2 SDC “B” .....	96
4.4.3 SDC “C” .....	97
4.4.4 SDC “D” .....	97
4.5 CONSIDERACIONES DE DISEÑO PARA COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO .....	98
4.5.1 Balanceo de rigideces en sistemas SDC “D” .....	98
4.5.2 Geometría de miembros balanceados en sistemas SDC “D” .....	99
4.5.3 Selección del procedimiento de análisis para el cálculo de la demanda .....	100
4.5.4 Magnificación de desplazamientos para estructuras con periodos cortos .....	102
4.5.5 Propiedades esperadas de los materiales .....	102
4.5.6 Requerimientos de diseño para SDC “A” .....	105
4.5.7 Requerimientos de diseño para SDC “B”, “C” Y “D” .....	105

4.6 PROCEDIMIENTO PARA EL DISEÑO POR DESPLAZAMIENTO.....	118
<b>CAPÍTULO V: CARACTERÍSTICAS DE PUENTES PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO POR RESISTENCIA DE LOS PUENTES EN ESTUDIO .....</b>	<b>120</b>
5.1 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LOS PUENTES A ESTUDIAR .....	120
5.1.1 Superestructura .....	120
5.1.2 Subestructura .....	121
5.2 MODELAMIENTO DE PUENTES .....	123
5.2.1 Superestructura .....	123
5.2.2 Aparatos de apoyo .....	124
5.2.3 Pilares intermedios.....	125
5.3 DISEÑO POR RESISTENCIA DE PILARES INTERMEDIOS .....	126
5.3.1 Materiales.....	126
5.3.2 Secciones.....	127
5.3.3 Cargas permanentes sobre las estructuras .....	129
5.4 DISEÑO POR RESISTENCIA DE LOS PUENTES ESTUDIADOS .....	134
5.4.1 Filosofía de Diseño de acuerdo con el reglamento AASHTO LRFD 2017.....	134
5.4.2 Estados Límites, combinaciones de carga y factores de carga.....	136
<b>CAPÍTULO VI: ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE PUENTES EN ESTUDIO .....</b>	<b>142</b>
6.1 PROPIEDADES NO LINEALES DE LOS MATERIALES .....	142
6.1.1 Acero de refuerzo .....	142
6.1.2 Concreto .....	143
6.2 SUPERESTRUCTURA.....	144
6.3 COLUMNAS.....	144
6.4 RESTRICCIÓN LATERAL AL DESPLAZAMIENTO .....	147
6.5 LONGITUD Y DEFINICIÓN DE RÓTULA PLÁSTICA.....	147
6.6 PATRÓN DE CARGA LATERAL .....	148
6.7 FUENTE DE MASA .....	149
6.8 EFECTO P-DELTA .....	151
6.9 DUCTILIDAD .....	151
<b>CAPÍTULO VII: ANÁLISIS DE RESULTADOS.....</b>	<b>153</b>
7.1 FÓRMULAS EMPÍRICAS PARA EL CÁLCULO DE LA CAPACIDAD POR DESPLAZAMIENTO.....	153

---

7.2 APLICACIÓN DE LAS EXPRESIONES EMPÍRICAS .....	188
<b>CONCLUSIONES .....</b>	<b>200</b>
<b>RECOMENDACIONES.....</b>	<b>202</b>
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>203</b>
<b>ANEXOS .....</b>	<b>206</b>



## RESUMEN

En este trabajo de investigación se desarrollaron expresiones empíricas que permiten calcular la capacidad de desplazamiento lateral de los pilares de concreto armado para una familia de puentes definida paramétricamente. La capacidad de desplazamiento lateral de todos los casos estudiados se obtuvo mediante el análisis estático no-lineal (Pushover).

La familia de puentes utilizada en esta investigación lo conforman puentes continuos de tres tramos con dos pilares intermedios, compuestos por columnas de sección transversal circular de concreto armado con un diámetro de 1.20 m. Se realizó una modelación tridimensional de los puentes, utilizando elementos tipo área en la superestructura y elementos tipo barra en los pilares, con una conexión no monolítica entre ambos. Las columnas de los pilares están empotradas en la base y en sus extremos superiores se encuentran conectadas mediante una viga cabezal. También, se consideraron topes laterales en los estribos y dispositivos de control sísmicos en los pilares intermedios que restringen tanto el movimiento transversal y longitudinal de la superestructura del puente durante un evento sísmico. Los parámetros considerados fueron los siguientes: la altura de las columnas, el número de columnas en cada pilar, y la cuantía del refuerzo vertical y transversal de las columnas.

Del análisis de los resultados, se encontró que las capacidades de desplazamiento lateral obtenidas con las expresiones empíricas son menores que las encontradas por un análisis Pushover, debido a que están limitadas para cumplir con los criterios de ductilidad y la no necesidad de considerar los efectos P-Delta; sin embargo, se obtienen valores más altos de capacidad de desplazamiento lateral que los valores obtenidos por las fórmulas AASHTO (2011).

En adición, se encontró un factor de corrección para tomar en cuenta el incremento de la demanda de desplazamiento lateral durante un evento sísmico al considerar la interacción suelo - estructura en la familia de puentes estudiados.

Finalmente, se desarrolla un ejemplo de diseño sísmico por desplazamientos, donde se demostró la eficacia de las expresiones empíricas por su facilidad al

compararla con un diseño tradicional, en el cual se utiliza el análisis Pushover para obtener la capacidad de desplazamiento lateral de los pilares; y porque se obtuvo una mayor capacidad de desplazamiento lateral comparado con los valores obtenidos mediante las fórmulas AASHTO (2011).

## ABSTRACT

In the present research work, empirical expressions that allow calculating the lateral displacement capacity of the reinforced concrete piers from a parametrically defined bridges family were developed. The lateral displacement capacity of all the studied cases was obtained by the non-linear static analysis (Pushover).

The family of bridges used in this research is made up of continuous bridges of three spans with two intermediate piers, composed of columns of the circular cross-section of reinforced concrete with a diameter of 1.20 m. Three-dimensional modeling of the bridges was performed, using area element in the superstructure, and frame element in the piers, with a non-monolithic connection between them. The columns of the piers were fixed at the base and at their top ends are connected by a cap beam. Also, it was considered lateral restraints in the abutment and the seismic control devices in the intermediate piers that restrict both transverse as longitudinal movement of the bridge superstructure during a seismic event. The interest parameters considered were the following: the height of the columns, the number of columns in each pier, and the amount of transverse and vertical reinforcement of the columns.

From the analysis of the results, it was found that the lateral displacement capacities obtained with the empirical expressions are less than those found by a Pushover analysis, because they are limited to meet the ductility criteria and the need not to consider the P effects -Delta; however, it get obtained higher values of lateral displacement capacity than the values obtained by the AASHTO formulas (2011).

In addition, it was found a correction factor in order to take in account the increase of the lateral displacement demand during a seismic event when considering the soil-structure interaction in the studied family of bridges.

Finally, an example of seismic design by displacement was developed, where the effectiveness of the empirical expressions was demonstrated by its easily, when compared to a traditional design, in which the Pushover analysis is used to obtain the lateral displacement capacity of the piers; and because it get obtained a greater

lateral displacement capacity compared to the values obtained using the AASHTO formulas (2011).

## PRÓLOGO

El trabajo de investigación desarrollado por el alumno Roger Julián Mena, aborda la evaluación de la respuesta sísmica uni-direccional de una familia de puentes de concreto armado definidos paramétricamente. Empleó el análisis estático no-lineal (Pushover) para el cálculo de la capacidad de desplazamiento lateral de los casos de estudio correspondientes a modelos paramétricos.

Se tomaron en cuenta los criterios de ductilidad de desplazamiento lateral ( $\mu_D$ ) y se ignoró el efecto de segundo orden (P-Delta) en la respuesta sísmica uni-direccional de la familia de puentes, ajustando cuidadosamente el valor de la capacidad de desplazamiento de cada caso de estudio a fin de cumplir con ambos criterios.

Se introdujo un factor de corrección para tomar en cuenta la interacción suelo-estructura en el cálculo de la demanda sísmica de desplazamiento lateral, para puentes que se encuentran en zonas de alta sismicidad ( $PGA = 0.6 \cdot g$ ) y perfil de suelo tipo D.

Finalmente, se presentan expresiones empíricas que permiten calcular la capacidad de desplazamiento lateral de los puentes de concreto armado con errores que no superan el 10%. De esta manera, se brinda una herramienta sencilla y útil al ingeniero estructural interesado en el análisis sísmico de puentes de puentes de concreto armado.

Víctor I. Fernández-Dávila Gonzáles  
Asesor de la tesis

**LISTA DE TABLAS**

Tabla 3.1:	Definición de Métodos para el Modelamiento de cimentaciones (AASHTO, 2011).....	72
Tabla 3.2:	Definición de Métodos para el Modelamiento de cimentaciones.....	75
Tabla 3.3:	Tipos de Análisis Sísmicos.....	76
Tabla 4.1:	Definición de la Clase de Sitio. (Manual de Puentes del MTC, 2018).....	91
Tabla 4.2:	Valores de Factor de Sitio, $F_{pga}$ . (Manual de Puentes del MTC, 2018).....	92
Tabla 4.3:	Valores de Factor de Sitio, $F_a$ . (Manual de Puentes del MTC, 2018).....	92
Tabla 4.4:	Valores de Factor de Sitio, $F_v$ . (Manual de Puentes del MTC, 2018).....	92
Tabla 4.5:	Zonificación Sísmica para los reglamentos AASHTO LRFD y la Guía de Diseño Sísmico del AASHTO. (FHWA-NHI-15-004).....	96
Tabla 4.6:	Procedimientos de Análisis (AASHTO, 2011).....	101
Tabla 4.7:	Descripción de los Procedimientos de Análisis (AASHTO, 2011).....	101
Tabla 4.8:	Requerimientos para puentes regulares (AASHTO, 2011).....	101
Tabla 4.9:	Propiedades para el acero de refuerzo (AASHTO, 2011).....	102
Tabla 4.10:	Longitud mínima de apoyo para las SDC.....	112
Tabla 5.1:	Parámetros de los modelos estudiados.....	123
Tabla 5.2:	Incremento por carga Dinámica, IM (AASHTO, 2017).....	131
Tabla 5.3:	Combinaciones y Factores de cargas (AASHTO, 2017).....	139
Tabla 5.4:	Combinaciones y Factores de cargas (AASHTO, 2017).....	140
Tabla 5.5:	Acciones máximas y mínimas en los pilares intermedios.....	140

Tabla 7.1:	Carga axial y capacidad de desplazamiento lateral en columnas de puentes Tipo I.....	155
Tabla 7.2:	Carga axial y capacidad de desplazamiento lateral en columnas de puentes Tipo II.....	156
Tabla 7.3:	Ajuste de los desplazamientos laterales longitudinal para puente tipo I, $\rho_h = 0.59\%$ .....	166
Tabla 7.4:	Ajuste de los desplazamientos laterales longitudinal para puente tipo I, $\rho_h = 0.98\%$ .....	167
Tabla 7.5:	Ajuste de los desplazamientos laterales longitudinal para puente tipo I, $\rho_h = 1.41\%$ .....	168
Tabla 7.6:	Ajuste de los desplazamientos laterales transversales para puente tipo I, $\rho_h = 0.59\%$ .....	169
Tabla 7.7:	Ajuste de los desplazamientos laterales transversales para puente tipo I, $\rho_h = 0.98\%$ .....	170
Tabla 7.8:	Ajuste de los desplazamientos laterales transversales para puente tipo I, $\rho_h = 1.41\%$ .....	171
Tabla 7.9:	Ajuste de los desplazamientos laterales longitudinal para puente tipo II, $\rho_h = 0.59\%$ .....	172
Tabla 7.10:	Ajuste de los desplazamientos laterales longitudinal para puente tipo II, $\rho_h = 0.98\%$ .....	173
Tabla 7.11:	Ajuste de los desplazamientos laterales longitudinal para puente tipo II, $\rho_h = 1.41\%$ .....	174
Tabla 7.12:	Ajuste de los desplazamientos laterales transversales para puente tipo II, $\rho_h = 0.59\%$ .....	175
Tabla 7.13:	Ajuste de los desplazamientos laterales transversales para puente tipo II, $\rho_h = 0.98\%$ .....	176
Tabla 7.14:	Ajuste de los desplazamientos laterales transversales para puente tipo II, $\rho_h = 1.41\%$ .....	177
Tabla 7.15:	Valores de a, b, c y d para calcular la capacidad de desplazamiento lateral en pilares con carga axial entre <b><math>10\%f'cAg</math> y <math>15\%f'cAg</math> (Tipo I)</b> .....	178
Tabla 7.16:	Valores de a, b, c y d para calcular la capacidad de desplazamiento lateral en pilares con carga axial menor a <b><math>10\%f'cAg</math> (Tipo II)</b> .....	179

Tabla 7.17: Parámetros sísmicos para suelo denso y suelo <b>blando</b> .....	180
Tabla 7.18: Rigidez de cimentación para suelo denso y suelo <b>blando</b> .....	180
Tabla 7.19: Valores de desplazamientos laterales para los pilares tipo I y II, considerando base empotrada e ISE, para el suelo tipo <b>D</b> .....	182
Tabla 7.20: Valores de desplazamientos laterales para los puentes analizados considerando base empotrada e ISE, para el suelo tipo <b>C</b> .....	183
Tabla 7.21: Valores de desplazamientos laterales para los puentes analizados considerando base empotrada e ISE, para el suelo tipo <b>D</b> .....	184
Tabla 7.22: Factor “ $\beta$ ” para tomar en cuenta la influencia de la ISE, en la demanda de desplazamientos.....	185
Tabla 7.23: Resistencia mínima lateral en columnas para cargas axiales menores a $10\%f'cAg$ .....	186
Tabla 7.24: Resistencia mínima lateral en columnas para cargas axiales mayores a $10\%f'cAg$ y menores a $15\%f'cAg$ .....	187
Tabla 7.25: Inercias efectivas en columnas para pilares 1 y 2.....	190
Tabla 7.26: Demanda de desplazamientos laterales.....	191
Tabla 7.27: Verificación P-Delta.....	193
Tabla 7.28: Verificación de la ductilidad de demanda.....	193
Tabla 7.29: Resistencia mínima lateral en columnas en el sentido <b>longitudinal</b> .....	193
Tabla 7.30: Resistencia mínima lateral en columnas en el sentido <b>transversal</b> .....	194
Tabla 7.31: Verificación por corte de las columnas en las zonas de rótula <b>plástica</b> .....	194
Tabla 7.32: Resistencia mínima lateral en columnas en el sentido <b>transversal</b> .....	194
Tabla 7.33: Cálculo del factor “ $\beta$ ” para el sentido longitudinal y <b>transversal</b> .....	196
Tabla 7.34: Cálculo la capacidad de desplazamiento lateral en los sentidos longitudinal y transversal.....	196



Tabla 7.35: Verificación de la demanda de desplazamiento.....	197
Tabla 7.36: Cargas axiales y cortante último de diseño en el sentido <b>Longitudinal</b> .....	197
Tabla 7.37: Cargas axiales y cortante último de diseño en el sentido <b>transversal</b> .....	197
Tabla 7.38: Cálculo de la ductilidad de demanda.....	198
Tabla 7.39: Verificación por corte de las columnas en las zonas de rótula <b>plástica</b> .....	198

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1: Relación fuerza-desplazamiento, para sistemas elásticos e inelásticos.....	28
Figura 2.1: Colapso por mesa de apoyo insuficiente. (Sismo de Chile, 2010).....	30
Figura 2.2: Falla por licuefacción. Puente sobre el río Vizcaya. Sismo de 1990 en Costa Rica. (Priestley et al., 1996).....	31
Figura 2.3: Golpeteo del Viaducto I-280 China Basin/Southern, Terremoto de Loma Pietra de 1989 (Priestley et al., 1996).....	32
Figura 2.4: Fuerza Sísmica considerada en la metodología de diseño elástico.....	33
Figura 2.5: Diagrama de Interacción de una columna (Priestley et al., 1996).....	33
Figura 2.6: Falla en la base de la columna debido a la falta de longitud de empalme, sismo de Loma Prieta de 1989 (Priestley et al., 1996).....	34
Figura 2.7: Falla en la parte superior de la columna por falta de confinamiento. Sismo de San Fernando de 1971 (Priestley et al., 1996).....	35
Figura 2.8: Rótulas plásticas por flexión en columnas restringidas por muro de conexión, en el puente sobre el canal Bull Creek Canyon. Sismo de Northridge de 1994 (Priestley et al., 1996)..	36
Figura 2.9: Falla por flexión-corte a la mitad de la altura de la columna del viaducto Route 43/2, debido a la terminación prematura del refuerzo longitudinal. Sismo de Kobe de 1995 (Priestley et al., 1996).....	37
Figura 2.10: Falla por flexión debido a la terminación prematura del refuerzo longitudinal y al inadecuado confinamiento en las columnas de la autopista de Hanshin. (Sismo de Kobe, 1995).....	37
Figura 2.11: Falla por corte fuera de la región plástica. Sismo de San Fernando de 1971 (Priestley et al., 1996).....	39
Figura 2.12: Falla por corte dentro de la región plástica. Sismo de San Fernando de 1971 (Priestley et al., 1996).....	39

Figura 2.13: Curva Esfuerzo Deformación del concreto en compresión (Park y Paulay, 1983).....	41
Figura 2.14: Curva Esfuerzo Deformación del concreto en compresión (Gonzáles y Robles, 2005).....	42
Figura 2.15: Curva Esfuerzo Deformación para cilindros con carga cíclica de compresión axial repetida de alta intensidad (Park y Paulay, 1983).....	43
Figura 2.16: Curva Esfuerzo Deformación para concreto con distintas tasas de carga axial de compresión (Park y Paulay, 1983).....	43
Figura 2.17: Esquema para el ensayo de Tracción Directa.....	44
Figura 2.18: Esquema para el ensayo de Módulo de Ruptura.....	45
Figura 2.19: Esquema para el ensayo de Prueba Radial (Mc Cormac y Brown, 2011).....	45
Figura 2.20: Efecto del espaciamiento del acero transversal en la eficiencia del confinamiento (Park y Paulay, 1983).....	47
Figura 2.21: Confinamiento por aros cuadrados y hélices (a) aro cuadrado, (b) hélice (Park y Paulay, 1983).....	48
Figura 2.22: Secciones de columnas confinadas por medio de refuerzo transversal y longitudinal (Priestley et al., 1996).....	49
Figura 2.23: Curva esfuerzo - deformación para el concreto confinado y no confinado en compresión (Mander et al., 1988).....	50
Figura 2.24: Núcleo efectivo de concreto confinado para una sección rectangular (Mander et al., 1988).....	53
Figura 2.25: Factor de confinamiento “ $\lambda$ ”, para elementos cuadrados y rectangulares (Mander et al, 1988).....	53
Figura 2.26: Curvas Monotónicas esfuerzo - deformación para el acero de refuerzo (Priestley et al., 1996).....	55
Figura 2.27: Curva esfuerzo - deformación para el acero de refuerzo (Park y Paulay, 1983).....	56
Figura 2.28: Respuesta cíclica inelástica de esfuerzo - deformación para el acero de refuerzo, $f_y=380$ Mpa. (Priestley et al., 1996).....	58
Figura 2.29: Representación Bilineal del diagrama Momento - Curvatura ( $M-\phi$ ).....	59

Figura 2.30: Representación Trilineal del diagrama Momento - Curvatura (M- $\phi$ ).....	59
Figura 2.31: Representación Elasto - Plástica del diagrama Momento - curvatura (M- $\phi$ ). (AASHTO, 2011).....	60
Figura 2.32: Ductilidad de deformación, curvatura, rotación y desplazamiento (Jara M. et al., 2009).....	63
Figura 2.33: Columna de concreto con zona inelástica en el extremo inferior.....	64
Figura 2.34: Rotación inelástica en una longitud “s”.....	65
Figura 2.35: Modelo simplificado de la rótula plástica.....	65
Figura 2.36: Deformada y diagrama de curvatura de un pilar (AASHTO, 2011).....	66
Figura 3.1: Tipos de modelos para la Superestructura.....	68
Figura 3.2: Tipos de modelos para una columna simple. (Priestley et al., 1996).....	70
Figura 3.3: Tipos de modelos para columnas múltiples. (Priestley et al., 1996).....	70
Figura 3.4: Inercia efectiva por flexión para secciones de concreto armado. (AASHTO, 2011).....	71
Figura 3.5: Cimentación Rígida VS Cimentación Flexible.....	73
Figura 3.6: Esquemas para el cálculo de la rigidez de la cimentación.....	75
Figura 3.7: Curva de capacidad de un Puente con sus diferentes niveles de desempeño. (NCHRP Synthesis 440, 2013).....	79
Figura 3.8: Esquema para el análisis Pushover.....	79
Figura 3.9: Diagrama de flujo para realizar un análisis Pushover.....	80
Figura 4.1: Elementos resistentes sísmicos permisibles. (AASHTO, 2011).....	83
Figura 4.2: Elementos resistentes sísmicos permisibles con aprobación del propietario. (AASHTO, 2011).....	84
Figura 4.3: Elementos resistentes sísmicos que no son recomendados para puentes nuevos. (AASHTO, 2011).....	84
Figura 4.4: Sistemas Resistentes Sísmicos permisibles. (AASHTO, 2011).....	85
Figura 4.5: Tipo 1. Superestructura elástica con subestructura dúctil. (FHWA-NHI-15-004).....	86

Figura 4.6: Tipo 2. Superestructura dúctil con subestructura elástica. (FHWA-NHI-15-004).....	86
Figura 4.7: Tipo 3. Superestructura y subestructura elástica conectadas por un elemento de fusible. (FHWA-NHI-15-004).....	87
Figura 4.8: Mapa de Isoaceleraciones para obtener el valor de “PGA”. (Manual de Puentes del MTC, 2018).....	88
Figura 4.9: Mapa de Isoaceleraciones para obtener el valor de “Ss”. (Manual de Puentes del MTC, 2018).....	89
Figura 4.10: Mapa de Isoaceleraciones para obtener el valor de “S1”. (Manual de Puentes del MTC, 2018).....	90
Figura 4.11: Espectro de Diseño. (Manual de Puentes del MTC, 2018).....	93
Figura 4.12: Categoría de diseño sísmico (SDC) diagrama de flujo (AASHTO, 2011).....	98
Figura 4.13: Concepto de balanceo de rigideces para miembros, pilares y columnas (AASHTO,2011).....	100
Figura 4.14: Modelo esfuerzo - deformación del acero de refuerzo (AASHTO, 2011) .....	103
Figura 4.15: Modelo esfuerzo-deformación del concreto (AASHTO, 2011).....	104
Figura 4.16: Concepto de sobrerresistencia en el diseño por capacidad (AASHTO, 2011) .....	110
Figura 4.17: Efecto P-Δ sobre una columna. (Priestley et al., 1996).....	111
Figura 4.18: Longitud de soporte “N” (AASHTO, 2011) .....	113
Figura 5.1: Sección Típica de vigas “T” en las zonas de momento positivo de la Superestructura para los Puentes estudiados .....	121
Figura 5.2: Sección Típica de vigas “Cajón” en las zonas de momento negativo de la Superestructura para los Puentes estudiados...	121
Figura 5.3: Elevación y sección típica de la subestructura. a) Tipo I 2 columnas. b) Tipo II - 3 columnas.....	122
Figura 5.4: Elevación típica de los puentes estudiados.....	124
Figura 5.5: Modelo global de puente típico en CSIBridge.....	125
Figura 5.6: Detalle típico de apoyos elastoméricos en estribos .....	125
Figura 5.7: Detalle típico de apoyos elastoméricos en pilares .....	125
Figura 5.8: Secciones de columnas.....	126
Figura 5.9: Cuadros de Ingreso de las dimensiones de la sección con Vigas “T” .....	127

Figura 5.10: Cuadros de Ingreso de las dimensiones de la sección con Vigas “Cajón”.....	127
Figura 5.11: Cuadros de Ingreso de las dimensiones del Cabezal.....	128
Figura 5.12: Cuadros de Ingreso de las dimensiones de las Columnas.....	128
Figura 5.13: Carga de Baranda distribuida a lo largo de todo el Puente.....	129
Figura 5.14: Carga de Asfalto distribuida a lo largo de todo el Puente.....	130
Figura 5.15: Características del camión de diseño.....	130
Figura 5.16: Características del tandem de diseño.....	130
Figura 5.17: Características de carga de carril de diseño.....	131
Figura 5.18: Camión de Diseño HL-93M, CSIBridge.....	132
Figura 5.19: Camión de Diseño HL-93K, CSIBridge.....	132
Figura 5.20: Camión de Diseño HL-93S, CSIBridge.....	133
Figura 5.21: Diagrama de interacción para columna de pilares interiores con 10.00 m de altura libre.....	141
Figura 6.1: Gráfico Esfuerzo - Deformación del acero de refuerzo (A706 Gr60) en CSIBridge.....	142
Figura 6.2: Propiedades del concreto $f'_{ce} = 273 \text{ kg/cm}^2$ , en CSIBridge.....	143
Figura 6.3: Diagrama Esfuerzo - Deformación del concreto no confinado, en CSIBridge.....	143
Figura 6.4: Diagrama Esfuerzo - Deformación del concreto confinado ( $\rho_v = 1\%$ , $\rho_h = 0.62\%$ ), en CSIBridge.....	144
Figura 6.5: Definición de columna circular tipo Caltrans (2013) en CSIBridge.....	145
Figura 6.6: Diagrama Momento - Curvatura, según Caltrans (2013) en CSIBridge.....	146
Figura 6.7: Definición de rótula plástica en CSIBridge, según Caltrans (2013).....	148
Figura 6.8: Modelación típica de pilar (aplicable para pilares con 2 o 3 columnas).....	149
Figura 6.9: Curvas de Capacidad en el sentido longitudinal del puente.....	150
Figura 6.10: Curvas de Capacidad en el sentido transversal del puente.....	150
Figura 7.1: Gráfica $D_L$ VS $H$ , $\rho_v = 1\%$ y $\rho_h = 0.59\%$ , $0.98\%$ y $1.41\%$ .....	157
Figura 7.2: Gráfica $D_L$ VS $H$ , $\rho_v = 2\%$ y $\rho_h = 0.59\%$ , $0.98\%$ y $1.41\%$ .....	157
Figura 7.3: Gráfica $D_L$ VS $H$ , $\rho_v = 3\%$ y $\rho_h = 0.59\%$ , $0.98\%$ y $1.41\%$ .....	158
Figura 7.4: Gráfica $D_L$ VS $H$ , $\rho_v = 4\%$ y $\rho_h = 0.59\%$ , $0.98\%$ y $1.41\%$ .....	158

Figura 7.5: Gráfica $D_T$ VS H, $\rho_v = 1\%$ y $\rho_h = 0.59\%, 0.98\%$ y $1.41\%$ .....	159
Figura 7.6: Gráfica $D_T$ VS H, $\rho_v = 2\%$ y $\rho_h = 0.59\%, 0.98\%$ y $1.41\%$ .....	160
Figura 7.7: Gráfica $D_T$ VS H, $\rho_v = 3\%$ y $\rho_h = 0.59\%, 0.98\%$ y $1.41\%$ .....	160
Figura 7.8: Gráfica $D_T$ VS H, $\rho_v = 4\%$ y $\rho_h = 0.59\%, 0.98\%$ y $1.41\%$ .....	161
Figura 7.9: Gráfica $D_L$ VS H, $\rho_v = 1\%$ y $\rho_h = 0.59\%, 0.98\%$ y $1.41\%$ .....	162
Figura 7.10: Gráfica $D_L$ VS H, $\rho_v = 2\%$ y $\rho_h = 0.59\%, 0.98\%$ y $1.41\%$ .....	162
Figura 7.11: Gráfica $D_L$ VS H, $\rho_v = 3\%$ y $\rho_h = 0.59\%, 0.98\%$ y $1.41\%$ .....	163
Figura 7.12: Gráfica $D_L$ VS H, $\rho_v = 4\%$ y $\rho_h = 0.59\%, 0.98\%$ y $1.41\%$ .....	163
Figura 7.13: Gráfica $D_T$ VS H, $\rho_v = 1\%$ y $\rho_h = 0.59\%, 0.98\%$ y $1.41\%$ .....	164
Figura 7.14: Gráfica $D_T$ VS H, $\rho_v = 2\%$ y $\rho_h = 0.59\%, 0.98\%$ y $1.41\%$ .....	164
Figura 7.15: Gráfica $D_T$ VS H, $\rho_v = 3\%$ y $\rho_h = 0.59\%, 0.98\%$ y $1.41\%$ .....	165
Figura 7.16: Gráfica $D_T$ VS H, $\rho_v = 4\%$ y $\rho_h = 0.59\%, 0.98\%$ y $1.41\%$ .....	165
Figura 7.17: Modelo en CSIBridge considerando la rigidez de la cimentación para suelo tipo C.....	180
Figura 7.18: Modelo en CSIBridge considerando la rigidez de la cimentación para suelo tipo D.....	181
Figura 7.19: Sección transversal de la superestructura del puente del ejemplo 1.....	188
Figura 7.20: Modelo considerando base de columnas empotradas.....	188
Figura 7.21: Espectro de diseño para suelo Tipo D.....	189
Figura 7.22: Capacidad de desplazamiento para el análisis Pushover longitudinal. $\Delta_x = 47.89$ cm.....	192
Figura 7.23: Capacidad de desplazamiento para el análisis Pushover transversal. $\Delta_y = 27.54$ cm.....	192

## LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

- A:** Área del apoyo elastomérico
- A<sub>e</sub>:** Área confinada efectiva, se utiliza **A<sub>sx</sub>** o **A<sub>sy</sub>** dependiendo si la sección es paralela al eje “x” o al eje “y”; Área efectiva de la sección transversal para la resistencia al corte
- A<sub>g</sub>:** Área bruta de la sección transversal del elemento
- A<sub>l</sub>:** Área de refuerzo longitudinal del elemento
- A<sub>sp</sub>:** Área de refuerzo transversal; área de refuerzo del espiral o zunchos
- A<sub>sx</sub>:** Área de refuerzo transversal paralela al eje “x”
- A<sub>sy</sub>:** Área de refuerzo transversal paralela al eje “y”
- A<sub>v</sub>:** Área de la sección transversal del refuerzo por corte en la dirección de la carga
- a:** Coeficiente que se obtiene de la Tabla 7.15
- b:** Ancho de la columna rectangular; Coeficiente que se obtiene de la Tabla 7.16
- B:** Es la menor dimensión en planta de la zapata rectangular (Figura 3.6)
- B<sub>o</sub>:** Diámetro de la columna o ancho medio paralelo a la dirección de desplazamiento considerado (pies)
- C<sub>sm</sub>:** Coeficiente sísmico elástico
- D:** Profundidad de desplante de la zapata (Figura 3.6)
- D’:** Diámetro del espiral o zuncho para columnas circulares
- D<sub>s</sub>:** Peralte de la superestructura
- d:** Altura efectiva de la zapata en contacto lateral con el suelo (Figura 3.6); peralte de la sección transversal en la dirección de la carga
- d<sub>bl</sub>:** Es el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal (in)
- d<sub>s</sub>:** Diámetro del aro de refuerzo transversal
- E<sub>c</sub>:** Módulo de elasticidad del concreto; módulo de elasticidad del concreto no confinado
- E<sub>sec</sub>:** Módulo secante del concreto confinado asociado al esfuerzo máximo confinante
- f<sub>c</sub>:** Esfuerzo de compresión longitudinal en el concreto.



- $f'_c$ : Resistencia a la compresión del concreto en ksi; resistencia a la compresión uniaxial del espécimen no confinado; resistencia máxima del concreto no confinado.
- $f'_{co}$ : Resistencia máxima del concreto no confinado
- $f'_{cc}$ : Resistencia máxima del concreto confinado
- $f_l$ : Presión de confinamiento lateral
- $f_{le}$ : Confinamiento lateral efectivo
- $f_{lx}$ : Fuerza lateral de confinamiento efectivo en dirección “x”
- $f_{ly}$ : Fuerza lateral de confinamiento efectivo en dirección “y”
- $f_r$ : Módulo de ruptura del concreto en ksi
- $f_{su}$ : Esfuerzo último del acero
- $f_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero
- $f_{ye}$ : Esfuerzo de fluencia esperado del refuerzo longitudinal
- $f_{yh}$ : Esfuerzo de fluencia nominal del refuerzo transversal
- G: Módulo de corte dinámico inicial
- H: menor altura libre en metros de los pilares intermedios, válido sólo para  $H \in 6.00-10.00$ ; para estribos, la altura promedio de las columnas que soportan el tablero del puente desde el estribo a la junta de expansión siguiente (pies); para columnas y/o pilares, la altura de la columna o pilar (pies); para articulaciones de un tramo, la altura promedio de las dos columnas adyacentes o pilares (pies); 0.0 para puentes de un solo tramo (pies).
- $H_o$ : Altura libre de la columna (pies)
- $H_h$ : Altura desde la parte superior de la zapata hasta la parte superior de la columna
- h: profundidad del suelo lateral con el centroide de la zapata (figura 3.6)
- $h_e$ : Altura efectiva del aparato de apoyo (sin considerar el espesor de las placas de acero)
- $I_{eff}$ : Inercia efectiva de la sección
- $J_{eff}$ : Momento de inercia torsional efectivo
- $J_g$ : Momento de inercia torsional de la sección gruesa
- k: Rigidez traslacional o rotacional de la cimentación
- $k_{ec}$ : Factor de confinamiento efectivo para secciones confinadas con estribos circulares

- $k_{es}$ :** Factor de confinamiento efectivo para secciones confinadas con estribos con hélices
- $k_{ie}$ :** Rigidez efectiva menor del pilar o columna
- $k_{je}$ :** Rigidez efectiva mayor del pilar o columna
- $k_{suf}$ :** Rigidez de la cimentación en la superficie
- L:** Distancia desde el punto de máximo momento hasta el punto de inflexión (in); Mayor dimensión en planta de la zapata rectangular (figura 3.6); longitud del tablero del puente a la junta de expansión adyacente, o al extremo del tablero del puente; para articulaciones dentro de un tramo, L, deberá ser la suma de las distancias a cualquier lado de la articulación; para puentes de un solo tramo, L, es igual a la longitud del tablero del puente (pies).
- $L_p$ :** Longitud plástica
- MM:** Método Elástico Multimodal
- $M_{ne}$ :** Capacidad nominal a momento de la columna basada en las propiedades esperadas del material
- $M_p$ :** Capacidad al momento plástico idealizado de la columna de concreto armado basado en las propiedades esperadas de los materiales; Momento plástico correspondiente a la primera cedencia del acero de refuerzo; capacidad al momento plástico idealizado de la columna
- $m_{ie}$ :** Masa tributaria de la columna o pilar i
- $m_{je}$ :** Masa tributaria de la columna o pilar j
- N:** Longitud de apoyo mínimo medido normal a la línea central de los asientos de apoyo (pulgadas); número de espirales entrelazados individuales o secciones del núcleo de zuncho
- $n_D$ :** Factor relacionado con la ductilidad
- $n_j$ :** Factor de modificación de las cargas
- $n_I$ :** Factor relacionado con la importancia operativa
- $n_R$ :** Factor relacionado con la redundancia
- $P_{dl}$ :** Carga muerta sin mayorar que actúa en la columna
- PGA:** Coeficiente de la aceleración pico del terreno sobre roca (Sitio de clase B)
- $P_{trib}$ :** Mayor valor entre la carga muerta por columna o la fuerza asociada con la masa tributaria sísmica que actúa sobre el pilar

- $P_u$** : Fuerza de compresión última actuando en la sección de la columna, considerando las fuerzas sísmicas; fuerza de compresión última actuante en la sección
- $Q_i$** : Solicitación
- $R$** : Ductilidad de la demanda de desplazamiento máximo de la estructura
- $R_n$** : Resistencia nominal
- $R_r$** : Resistencia mayorada =  $\phi R_n$
- $S$** : Longitud total de la zona inelástica; espaciamiento del refuerzo; ángulo de esviación de apoyo medido desde una línea normal al tramo ( $^\circ$ )
- $S_a$** : Coeficiente de aceleración espectral de respuesta
- $S_{Ds}$** : Ordenada espectral del espectro de respuesta de aceleraciones para periodos cortos
- $S_{D1}$** : Ordenada espectral del espectro de respuesta de aceleraciones para 1.0 segundo de periodo
- $SM$** : Método Elástico unimodal
- $S_S$** : Coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal en 0.2 segundos de periodo sobre roca (Sitio de clase B)
- $S_1$** : Coeficiente de aceleración espectral de respuesta horizontal en 1.0 segundo de periodo sobre roca
- $s'$** : Separación entre los estribos a paño interior
- $s$** : Separación entre los estribos a paño exterior; separación del espiral o espaciamiento de estribos o zunchos; espaciamiento de estribos
- $TH$** : Método de Historia en el Tiempo
- $T_i$** : Periodo del miembro menos flexible
- $T_j$** : Periodo del miembro más flexible
- $T_m$** : Periodo de vibración del modo "m"
- $T_S$** : Periodo final de la meseta constante del espectro de diseño de aceleraciones
- $T_0$** : Periodo que da inicio a la meseta constante del espectro de diseño de aceleraciones
- $T^*$** : Periodo característico del movimiento del suelo
- $UL$** : Método Elástico de carga uniforme
- $V_c$** : Contribución del concreto a la capacidad por corte
- $V_n$** : Capacidad nominal al corte del elemento
- $V_s$** : Contribución del acero de refuerzo a la capacidad por corte

$\alpha'$ :	Factor de ajuste del esfuerzo de corte del concreto
$\beta$ :	Factor de corrección debido a la profundidad de desplante; factor de corrección para tomar en cuenta la interacción suelo-estructura en el cálculo de desplazamientos laterales
$\gamma_i$ :	Factor de carga
$\Delta\delta$ :	Capacidad de desplazamiento en la dirección de los ejes locales del elemento dúctil (pulgadas), de acuerdo a la SDC
$\Delta_D$ :	Demanda de desplazamiento
$\Delta\delta$ :	Demanda de desplazamiento en la dirección de los ejes locales del elemento dúctil (pulgadas)
$\Delta_p$ :	Desplazamiento plástico
$\Delta_{pd}$ :	Demanda de desplazamiento plástico
$\Delta_r$ :	Desplazamiento relativo entre el punto de contra flexión y el extremo más lejano de la rótula plástica
$\Delta_u$ :	Desplazamiento en el punto de fluencia
$\Delta_x$ :	Capacidad de desplazamiento lateral en la dirección "x" (cm)
$\Delta_y$ :	Desplazamiento en el punto de rotura; capacidad de desplazamiento lateral en la dirección "y" (cm)
$\Delta_{yi}$ :	desplazamiento de fluencia idealizado correspondiente a la curvatura de fluencia idealizada, $\phi y_i$ que se muestra en la figura 2.29; desplazamiento de fluencia en el instante en que se forma una rótula plástica en el ERE
$\epsilon_c$ :	Deformación unitaria del concreto
$\epsilon_{cc}$ :	Deformación unitaria del concreto simple, asociada al esfuerzo máximo confinante
$\epsilon_{co}$ :	Deformación asociada a la resistencia máxima del concreto $f_c'$
$\epsilon_{cu}$ :	Deformación unitaria última
$\epsilon_s$ :	Deformación unitaria del acero
$\epsilon_{sh}$ :	Deformación unitaria cuando se inicia el endurecimiento por deformación del acero
$\epsilon_{sp}$ :	Deformación unitaria última asociada al recubrimiento del concreto
$\epsilon_{su}$ :	Deformación unitaria última del acero
$\epsilon_u$ :	Deformación en el punto de rotura
$\epsilon_y$ :	Deformación en el punto de fluencia

$\mu_D$ :	Ductilidad máxima de desplazamiento del elemento o considerar un valor de 6; relación de ductilidad local de desplazamiento máxima del elemento
$\mu_\Delta$ :	Ductilidad de desplazamiento
$\mu_\varepsilon$ :	Ductilidad de deformación
$\mu_\varphi$ :	Ductilidad de curvatura
$\mu_\theta$ :	Ductilidad de rotación
$\lambda$ :	Factor de esfuerzo confiando, se obtiene de la figura 2.24
$\lambda_0$ :	Factor de sobre resistencia tomado entre 1.2 o 1.4.
$\rho_{cc}$ :	Relación del área de acero longitudinal y el área de concreto confinado
$\rho_s$ :	Relación del volumen de acero confinante entre el volumen de concreto confinado
$\theta_u$ :	Rotación en el punto de fluencia
$\theta_y$ :	Rotación en el punto de rotura
$\theta_p$ :	Rotación plástica
$\emptyset$ :	Factor de resistencia
$\emptyset_s$ :	0.90 para corte en concreto armado
$\emptyset_{yi}$ :	curvatura de cedencia efectiva o idealizada correspondiente a $M_p$
$\Delta$ :	Factor para las condiciones de apoyo en los extremos de las columnas
$\varphi_p$ :	Curvatura plástica
$\varphi_u$ :	Curvatura en el punto de fluencia
$\varphi_y$ :	Curvatura en el punto de rotura

## CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

### 1.1 GENERALIDADES.

El Perú es un país con una amenaza sísmica alta, especialmente la costa del país. Es por eso que se debe realizar un adecuado diseño sísmico de las estructuras y en este caso particular, los puentes, que permitirán la comunicación de los diferentes lugares del país en caso se produzca un evento sísmico fuerte.

Con la experiencia de sismos pasados, como los ocurridos en Loma Prieta (1989) y Northridge (1994), ambos en California y el de Kobe (1995) en Japón, se pudo observar la deficiencia en el diseño sísmico de la subestructura de los puentes, que ocasionaron grandes daños y en algunos casos el colapso. Por tal razón, se tiene la necesidad de conocer nuevas metodologías de diseño sísmicos para la subestructura de los puentes.

Actualmente, existen muchas metodologías para el diseño sísmico de puentes, tales como: diseño basado en fuerzas (tomando como base de diseño las fuerzas producidas durante un evento sísmico) y el diseño basado en desplazamientos (tomando como base de diseño los desplazamientos producidos durante los sismos).

El diseño sísmico basado en fuerzas tiene muchas incertidumbres que no brindan la confianza para realizar el diseño sísmico de puentes, dado que no todas las estructuras diseñadas por este método alcanzarán el desempeño previsto durante la etapa de diseño (Suárez, 2009). A pesar de lo indicado, es la metodología más utilizada en el Perú para el diseño sísmico de puentes. En el Manual de Puentes del MTC (2018) se describe el proceso de diseño de la metodología basa en fuerzas.

El diseño sísmico por desplazamientos toma como base de diseño a los desplazamientos ocurridos en un evento sísmico, los cuales se correlacionan mejor con el daño estructural y es por esta razón que el realizar un diseño sísmico por desplazamiento es lo más adecuado (Jara M. et al., 2009).

El Manual de Puentes del MTC (2018), ha sido desarrollado en base al reglamento AASHTO LRFD (2014), por esta razón la presente investigación tomará principalmente a esta norma como referencia para el desarrollo de la misma, en su versión actualizada (2017) y será complementada con otras normas como el AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design (2011) y la del Caltrans (2013).

## 1.2 PROBLEMÁTICA.

Partiendo por la pregunta: ¿Es posible diseñar un puente, que después de un evento sísmico severo no sufra daños? La respuesta es, sí, pero esto llevaría a diseñar un puente en el rango elástico obteniendo estructuras muy grandes y costosas, lo cual no es nada recomendado desde el punto de vista ingenieril.

Ahora en base a lo anterior lo mejor sería proyectar un puente que sufra daños pero que sea seguro. Esto se logra si elegimos elementos sismorresistentes que se comporten de una manera dúctil, brindándole a estos elementos la capacidad para que soporten los desplazamientos plásticos asociados. Es por eso que en estos elementos no se producirán fuerzas mayores que las asociadas a estas deformaciones plásticas, aún en sismos de gran magnitud.

Estas ideas se ven reflejadas en la figura 1.1, donde la línea A representa la respuesta elástica del puente y la línea B la respuesta inelástica, donde para un mismo desplazamiento tendríamos un nivel de fuerza mucho mayor si lo diseñamos elásticamente comparado con un diseño inelástico, donde se toma en cuenta la ductilidad de la estructura, y se obtiene una fuerza mucho menor que es prácticamente constante una vez que se alcanzó la fuerza de plastificación.

Por lo tanto, se concluye que el diseño sísmico más adecuado es el diseño sísmico por desplazamientos.

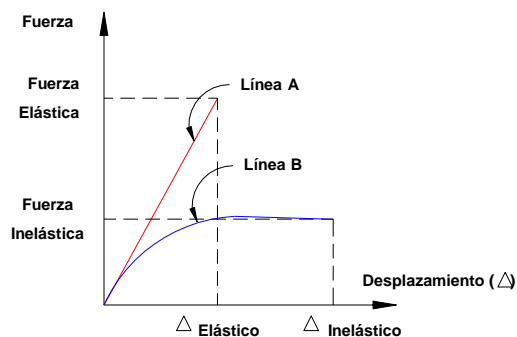


Figura 1.1. Relación fuerza-desplazamiento, para sistemas elásticos e inelásticos.

### 1.3 ALCANCE.

En la presente tesis se desarrolló el diseño sísmico por desplazamiento de puentes con pilares de concreto armado, utilizando unas expresiones empíricas que permiten calcular el desplazamiento lateral de los pilares de concreto armado de una familia de puentes, definidos paramétricamente.

La familia de puentes utilizada en la investigación lo conforman puentes continuos de tres tramos con dos pilares intermedios, compuestos por columnas de sección transversal circular de concreto armado. Se realizó una modelación tridimensional de los puentes, utilizando elementos tipo área en la superestructura y elementos tipo barra en los pilares. Además, se consideró que la superestructura se encuentra apoyada sobre la infraestructura por medio de dispositivos de neoprenos, las columnas de los pilares se consideraron empotradas en la base y se tomó en cuenta la flexibilidad de la viga cabezal que las conecta en el extremo superior. También, se consideraron topes laterales en los estribos y dispositivos de control sísmicos en los pilares intermedios que restringen tanto el movimiento transversal y longitudinal durante la ocurrencia de un sismo. Los parámetros considerados fueron los siguientes: la altura de las columnas intermedias, el número de columnas en cada pilar, la cuantía del refuerzo vertical y cuantía de refuerzo horizontal de las columnas.

Además, se consideró en el análisis los criterios de ductilidad y la verificación para no considerar el efecto P-Delta en los pilares, de acuerdo con el Caltrans (2013).



#### 1.4 DISEÑO SÍSMICO POR AASHTO.

La norma AASHTO LRFD (2017), aprueba dos metodologías de diseño para puentes, la primera es el Diseño Basado en Fuerzas (DBF) y la segunda es el Diseño Basado por Desplazamientos (DBD), cuyo procedimiento está indicado en la AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design (2011).

Ambas metodologías tienen el mismo objetivo, que es obtener una estructura por capacidad, donde algunos elementos deberán comportarse de manera dúctil y otros de manera elástica. La diferencia de ambas metodologías es que tienen enfoques diferentes para diseñar un puente por capacidad.

El DBF utiliza un factor de reducción “R” para reducir las fuerzas de demanda y posteriormente realizar el detallado adecuado para brindarle capacidad a la columna; es decir, en el “DBF” se asume que la respuesta es dúctil sin haberla verificado mediante algún procedimiento y además se asume una capacidad de protección. Mientras que el DBD, no busca una fuerza de diseño reducida, lo que hace es dotar de una resistencia lateral mínima a los elementos sismorresistentes y asegurar que la capacidad de desplazamientos sea mayor que la demanda de desplazamientos, asegurando la respuesta dúctil y brindando una protección por capacidad de la estructura.

## CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO Y CONCEPTUAL

Para poder realizar el diseño sísmico por desplazamiento en puentes con pilares de concreto armado, es necesario conocer y entender ciertos conceptos básicos que no se toman en cuenta cuando se realiza un diseño sísmico por fuerzas, de esta manera se puede entender la metodología que se va realizar.

### 2.1 DESPLAZAMIENTOS SÍSMICOS

A través de la experiencia en terremotos pasados, se observó que los desplazamientos sísmicos en los puentes han sido subestimados al considerar durante el análisis sísmico un análisis completamente elástico, considerando que la rigidez de la subestructura es determinada en base a la sección bruta y el considerar bajos niveles de fuerza lateral. Es debido a estos factores que en tiempos pasados se consideró longitudes cortas en los asientos de los apoyos de los puentes y el considerar poca separación lateral entre puentes adyacentes.

#### 2.1.1 Falla en los tramos debido al desapoyo de las juntas de movimiento

Han existido muchos puentes que han colapsado por desplazamientos relativos longitudinales de los tramos, produciendo la pérdida del asiento de apoyo en las juntas móviles (apoyos móviles o apoyos sin restricciones). Este problema se presenta generalmente en puentes de varios tramos con columnas de grandes alturas. Cuando existen tramos adyacentes por medio de junta móviles, es posible que los tramos se muevan fuera de fase incrementando el desplazamiento relativo a través de la junta (Figura 2.1).



Figura 2.1. Colapso por mesa de apoyo insuficiente. (Sismo de Chile, 2010)

### 2.1.2 Amplificación de desplazamientos debido a efectos del suelo

Cuando se construyen puentes sobre suelos blandos o potencialmente licuables, se debe tener en cuenta que esta condición aumenta la respuesta vibracional de la estructura durante un evento sísmico, aumentando la probabilidad de pérdida de apoyo. Esto se debe a que la infraestructura que se encuentran sobre suelos blandos, al producirse el fenómeno de licuefacción pierde apoyo de los pilares (Figura 2.2), incrementando así los desplazamientos verticales y/o laterales de los mismos, los cuales no están relacionados con la respuesta vibracional de la estructura.



Figura 2.2. Falla por licuefacción. Puente sobre el río Vizcaya. Sismo de 1990 en Costa Rica.  
(Priestley et al., 1996)

### 2.1.3 Golpeteo entre estructuras de puentes

Cuando se subestiman los desplazamientos sísmicos de puentes adyacentes, es muy probable que la separación considerada entre ellos no sea suficiente y puedan impactar entre sí, produciendo daños por golpeteo. Esto se produce cuando se tienen puentes adyacentes de diferentes alturas (diferentes niveles de rasante), y la superestructura de un puente impacta con la columna del otro puente adyacente (Figura 2.3). Las fuerzas de impacto producidas por este golpeteo aumentan la fuerza cortante incrementando la posibilidad de una falla por corte. Por lo tanto, para evitar daño por golpeteo en puentes adyacentes con diferentes alturas, se deberá calcular los desplazamientos reales de los mismos y proveerlos de una correcta separación. Sin embargo, se tiene evidencia teórica que para puentes ubicados en paralelo y de la misma altura, pero con direcciones de tráfico

opuestas, el golpeteo entre estas es beneficioso debido a que el impacto de estructuras de diferentes periodos desfavorece el incremento de la acumulación de resonancia.



Figura 2.3. Golpeteo del Viaducto I-280 China Basin/Southern, Terremoto de Loma Pietra de 1989  
(Priestley et al., 1996)

## 2.2 TIPOS DE FALLAS EN COLUMNAS

De acuerdo con Priestley et al. (1996), la mayoría de las fallas en las columnas de los pilares de los puentes durante un evento sísmico, son producto del uso de la filosofía de diseño por servicio, el cuál sobrestima las demandas que se producen en un sismo. A continuación, se describen las fallas más comunes.

### 2.2.1 Falla por flexión y ductilidad

Hasta la década de los años 70s, los diseñadores no tenían conocimiento de proyectar estructuras con capacidad de ductilidad en las zonas donde se forman rótulas plásticas. Esto se debe a que el diseño elástico que realizaban no contemplaba el concepto de articulación plástica. Debido a este desconocimiento se pudo identificar cuatro casos particulares:

### 2.2.1.1 Resistencia Inadecuada a la Flexión

El diseño de muchos puentes fue realizado con el método elástico, considerando niveles bajos de fuerza lateral para la acción sísmica. Era muy común el considerar que las fuerzas laterales tuvieran un valor entre 5% a 10% del peso de la estructura (Figura 2.4). Actualmente se considera que los valores de la respuesta elástica pueden exceder el 100% del peso de la estructura.

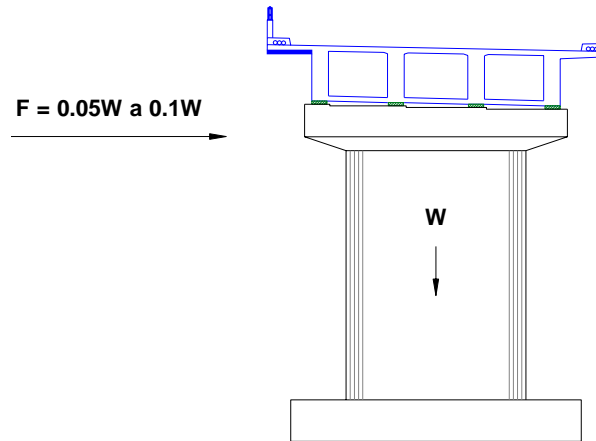


Figura 2.4. Fuerza Sísmica considerada en la metodología de diseño elástico.

Se sabe existe una gran diferencia entre la magnitud de la fuerza lateral considerada entre el método elástico y la respuesta real durante un evento sísmico, pero debemos tener en cuenta que la resistencia real por flexión de las columnas es mayor que la resistencia por flexión considerada en el método elástico. La figura 2.5, compara los diagramas de interacción de una columna para el diseño elástico y el de resistencia.

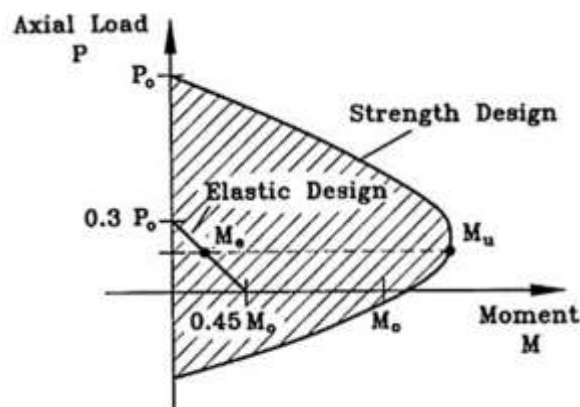


Figura 2.5. Diagrama de Interacción de una columna (Priestley et al., 1996)

En el diagrama se muestra que el diseño elástico era una interacción lineal entre el momento  $M$  y la carga axial  $P$ , que va desde el 45% en flexión pura hasta el 30% de la carga axial de compresión. También se muestra que existe una disminución de la capacidad de momento conforme la compresión axial aumenta, por lo tanto, la resistencia a flexión real es tres a cuatro veces más que la calculada en un diseño elástico. Como consecuencia de este comportamiento, es muy común que los puentes existentes tengan una resistencia a la flexión lateral correspondiente al 25% del peso de la estructura. Este valor es de magnitud similar al utilizado en el diseño dúctil, pero mucho menor a la respuesta elástica, lo cual es inadecuado para la metodología de diseño elástico, donde no se considera un detallado especial para proveer ductilidad al elemento.

#### 2.2.1.2 Falta de confiabilidad para que se desarrolle resistencia a flexión en las columnas

Por lo general, el refuerzo longitudinal de las columnas es traslapado por encima de la cimentación, pero con una longitud de empalme suficiente para desarrollar la resistencia de las varillas. Sin embargo, en experiencias pasadas se observó que esta longitud de empalme no era suficiente, lo cual no permitía que se desarrolle la resistencia a flexión de las columnas. La figura 2.6 muestra la falla en la base de la columna por insuficiencia de la longitud de empalme, esto ocurrió en el sismo de Loma Prieta de 1989.

Otra causa de la falla a flexión de las columnas es debido a la falla en las soldaduras a topes del refuerzo longitudinal cerca donde se localizan los momentos máximos.



Figura 2.6. Falta en la base de la columna debido a la falta de longitud de empalme, sismo de Loma Prieta de 1989 (Priestley et al., 1996)

### 2.2.1.3 Inadecuada ductilidad por flexión

Si bien es cierto que el diseño elástico nos daba una resistencia a la flexión mayor a la prevista, esta resistencia a la flexión todavía era menor que la respuesta elástica durante un evento sísmico. Por lo tanto, para que las columnas de los puentes puedan resistir un evento sísmico, estas deberían poseer una adecuada ductilidad. La ductilidad, es la propiedad de los materiales de soportar ciclos de carga, deformándose más allá del rango elástico sin la pérdida significativa de la resistencia del material.

Se define el factor de ductilidad de desplazamiento como la relación entre el desplazamiento último esperado entre el desplazamiento de fluencia. Cuando la ductilidad de desplazamiento está entre los valores 2 y 3, la deformación unitaria del concreto de compresión en las zonas de la rótula plástica excede la capacidad de deformación del concreto no confinado. Si la zona donde se produce la rótula plástica no tiene un adecuado confinamiento, el aplastamiento del concreto se expandirá dentro del núcleo del elemento, las varillas longitudinales se pandearán y ocurrirá una disminución de la resistencia del elemento. Como consecuencia, la columna no podrá soportar cargas de gravedad, llevando a esta al colapso. Este tipo de falla puede acelerarse si se colocan empalmes en el refuerzo transversal exterior del núcleo de concreto, como es común en los puentes antiguos.

Las Figs. 2.7 y 2.8, muestran las fallas en las rótulas plásticas por flexión, donde es evidente la falta de refuerzo transversal.



Figura 2.7. Falla en la parte superior de la columna por falta de confinamiento. Sismo de San Fernando de 1971 (Priestley et al., 1996)



Figura 2.8. Rótulas plásticas por flexión en columnas restringidas por muro de conexión, en el puente sobre el canal Bull Creek Canyon. Sismo de Northridge de 1994 (Priestley et al., 1996)

En algunos casos el factor de ductilidad por desplazamiento requerido puede ser tan grande como 6.

#### 2.2.1.4 Terminación prematura del refuerzo en las columnas.

En Japón, se desarrollaron numerosas fallas por corte y flexión a mitad de la altura de las columnas de los puentes durante los sismos de Urahara-Ohi en 1982 y Kobe en 1995, como consecuencia de la prematura terminación del refuerzo longitudinal en las columnas.

La figura 2.9 muestra la falla por corte y flexión a la mitad de la altura donde se terminó parte del refuerzo longitudinal, el cual fue calculado de acuerdo con el diagrama de momentos, sin embargo; dicho análisis no tomaba en cuenta el cambio de tensiones debido al agrietamiento por corte diagonal. Esta deficiencia se vio más comprometida debido a la poca longitud de desarrollo en los empalmes de las barras longitudinales en dicha zona. También se debe tomar en cuenta el incremento del momento a la mitad de la altura debido a la inercia rotacional.





Figura 2.9. Falla por flexión-corte a la mitad de la altura de la columna del viaducto Route 43/2, debido a la terminación prematura del refuerzo longitudinal. Sismo de Kobe de 1995 (Priestley et al., 1996)

La figura 2.10 muestra la falla de 18 columnas en la autopista de Hanshin en el terremoto de Kobe. La falla se inició debido a la terminación del 33% de las barras longitudinales en el 20% de la altura, forzando la formación de rótula plástica por encima base de la columna y al inadecuado confinamiento en estas.



Figura 2.10. Falla por flexión debido a la terminación prematura del refuerzo longitudinal y al inadecuado confinamiento en las columnas de la autopista de Hanshin. (Sismo de Kobe, 1995)

### 2.2.2 Fallas por cortante.

La falla por cortante está relacionada por un mecanismo de falla muy complejo entre la transferencia del corte en el concreto comprimido, el engrampe entre los agregados, la acción de arco que soporta las cargas axiales y la armadura de refuerzo transversal.

Cuando el acero de refuerzo transversal fluye, se produce un aumento acelerado de los anchos de las grietas por flexión y corte, reduciendo la resistencia al corte y produciendo una falla frágil. Las deformaciones inelásticas por corte no son adecuadas para la respuesta sísmica dúctil del elemento.

Las columnas cortas son más susceptibles a las fallas por corte debido a la alta relación entre el cortante y el momento. El diseño por corte de los puentes antiguos era menos conservador que su diseño por flexión. Por ejemplo, en California, es común encontrar que el refuerzo transversal de puentes antiguos esté conformado por varillas de  $\frac{1}{2}$ " espaciadas 30.00 cm, a pesar de tener grandes dimensiones de columnas, demostrando que el diseño por corte no era esencial en ese tiempo. Es por eso que los puentes antiguos (antes de 1970), tenían una resistencia a la flexión 2 o 3 veces más que la resistencia por corte.

La figura 2.11 muestra la falla frágil por cortante durante el sismo de San Fernando, esta falla frágil por cortante se da donde la resistencia por flexión es mayor que la resistencia por corte. No se observó ninguna formación de rótula plástica en las regiones superior o inferiores de estas columnas. A diferencia de esta, la columna de la figura 2.12 muestra que la columna no tuvo ninguna falla en la zona central, pero si se produjo la rótula plástica en la zona superior de la columna, seguido de la falla por corte en esta zona.

Con lo descrito anteriormente se puede concluir: "Que la resistencia en las zonas de rótulas plásticas es menor que en las zonas fuera de la rótula plástica", debido a la reducción de la transferencia por corte ocasionada por el incremento de las grietas por flexión y corte a causa de la ductilidad por flexión del elemento.



Figura 2.11. Falla por corte fuera de la región plástica. Sismo de San Fernando de 1971 (Priestley et al., 1996)



Figura 2.12. Falla por corte dentro de la región plástica. Sismo de San Fernando de 1971 (Priestley et al., 1996)

### 2.3 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

El concreto reforzado es uno de los materiales más usados en la construcción de obras civiles.

Está conformado por dos materiales, el concreto y el acero. El primero es un material compuesto de material cementante, agua y agregado que tiene alta resistencia a la compresión, pero su resistencia a la tracción es baja, es por esta razón que la resistencia a la tracción se desprecia en los cálculos de diseño. El segundo material está conformado por barras de acero corrugado utilizadas de

manera longitudinal y transversal para controlar las tracciones que el concreto simple no puede soportar.

Debido a la gran importancia del concreto reforzado en las obras civiles que se le ha dedicado y dedica muchas investigaciones para obtener no solo un buen comportamiento frente a cargas estáticas, sino también un comportamiento aceptable frente a cargas dinámicas (en este caso frente a los eventos sismos).

Para conocer mejor el comportamiento del concreto reforzado es necesario conocer las propiedades mecánicas de los materiales que lo conforman, las cuales serán tratadas a continuación.

### 2.3.1 Propiedades del concreto.

#### 2.3.1.1 Resistencia a la Compresión.

La resistencia a la compresión del concreto está representada por el valor del  $f'_c$ , el cual es un indicador de la calidad del concreto, es más, la mayoría de las normas relacionan muchas de sus propiedades mecánicas con este valor (módulo de elasticidad, resistencia a la tracción, adherencia, etc.).

Para determinar la resistencia a la compresión uniaxial del concreto se ensayan probetas que tienen una relación de altura – diámetro de 2 a 1 (12" de altura y 6" de diámetro). Estas probetas cilíndricas se cargan longitudinalmente a una tasa lenta de deformación alcanzando su deformación máxima en 2 a 3 minutos.

La figura 2.13 muestra la gráfica de esfuerzo - deformación de las probetas cilíndricas ensayadas por compresión uniaxial. En la gráfica se pueda apreciar que la máxima resistencia a la compresión del concreto se alcanza aproximadamente para una deformación unitaria de 0.002, de igual manera se muestra que las curvas son casi lineales hasta alcanzar la mitad de la deformación. El pico de las curvas esfuerzo – deformación, son más agudas para concretos de alta resistencia, mientras que para concreto de baja resistencia tiene una pequeña meseta plana. De las curvas también se muestra que el concreto después de

alcanzar su máxima resistencia puede seguir transmitiendo esfuerzos, presentándose grietas en el concreto paralelas a la dirección de la carga.

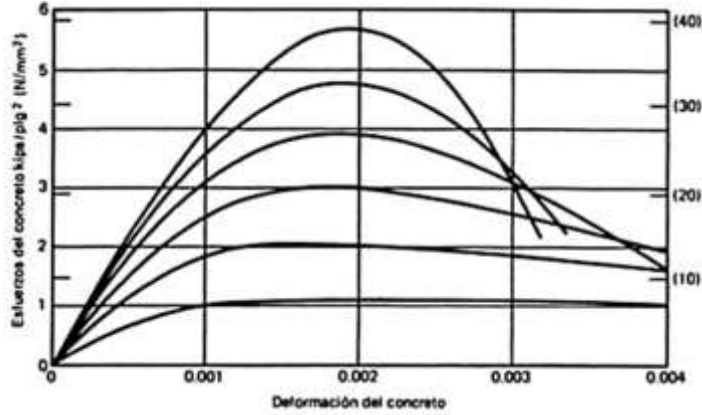


Figura 2.13. Curva Esfuerzo Deformación del concreto en compresión (Park y Paulay, 1983)

El módulo de elasticidad es un parámetro que indica la relación del esfuerzo para una determinada deformación dentro del rango elástico. Siendo el concreto un material elastoplástico se ha tenido que definir los términos de módulo secante y módulo tangente, siendo el módulo secante el más utilizado debido a su sencillez para calcularlo. El módulo secante del concreto se calcula trazando una recta en la curva esfuerzo - deformación del concreto, desde el origen hasta el punto donde se alcanza el  $0.5f'_c$  de la resistencia a la compresión del concreto, siendo la tangente de esta recta el módulo secante del concreto.

El módulo de elasticidad del concreto de acuerdo al AASHTO (2017), se puede calcular mediante la siguiente expresión:

$$E_c = 120000 K_1 w_c^{2.0} f'_c{}^{0.33} \quad (II.1)$$

Donde  $K_1$  es un valor de corrección que toma en cuenta la procedencia del agregado, ya que se ha demostrado mediante pruebas que la rigidez del agregado influye en el valor del módulo de elasticidad del concreto, si no se tiene información alguna se deberá tomar el valor de 1;  $w_c$  es la densidad del concreto en kcf y  $f'_c$  es la resistencia a la compresión del concreto en ksi.

Las pruebas de compresión del concreto se realizan a velocidades de carga normadas, sin embargo; estas no son las velocidades de cargas para situaciones reales a las que se encuentran las estructuras. A velocidades de carga muy altas el concreto presenta un incremento del 15% al 20% de su resistencia a la compresión. Por ejemplo, cuando la probeta se lleva a la falla en 0.1 a 0.15 segundos, ésta presenta un incremento de la resistencia del concreto en 15%. Esta velocidad de carga es la que podría esperarse en una estructura rígida durante un evento sísmico.

La figura 2.14 muestra como las pendientes iniciales aumentan conforme se aumenta la velocidad de carga. No se puede obtener la rama descendente en estos ensayos, debido a que las características de las máquinas producen un colapso abrupto sobre las muestras ensayadas. Cabe destacar que la resistencia máxima del concreto también se alcanza cuando se obtiene una deformación de 0.002.

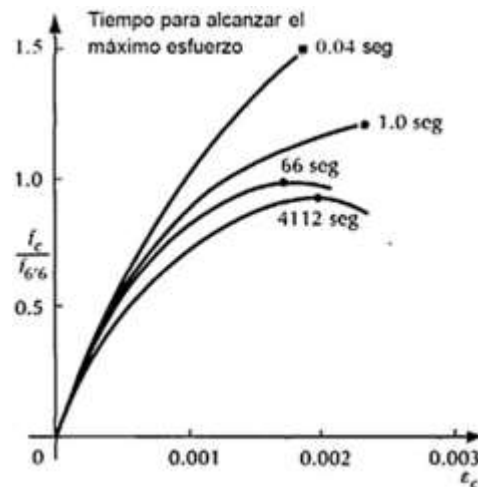


Figura 2.14. Curva Esfuerzo Deformación del concreto en compresión (González y Robles, 2005)

Es importante conocer que las cargas repetidas a compresión de alta intensidad producen un efecto pronunciado de histéresis (Figura 2.15).

Por el contrario, las pruebas de carga a largo plazo en concreto no confinado muestran que la resistencia a la compresión bajo una carga sostenida equivale al

80% de la resistencia a la compresión a corto plazo. Es probable que esta disminución de resistencia a la compresión se deba a que al transcurrir el tiempo se produce un mayor flujo plástico. Esta disminución de resistencia se ve compensada con el aumento de esta a través del tiempo.

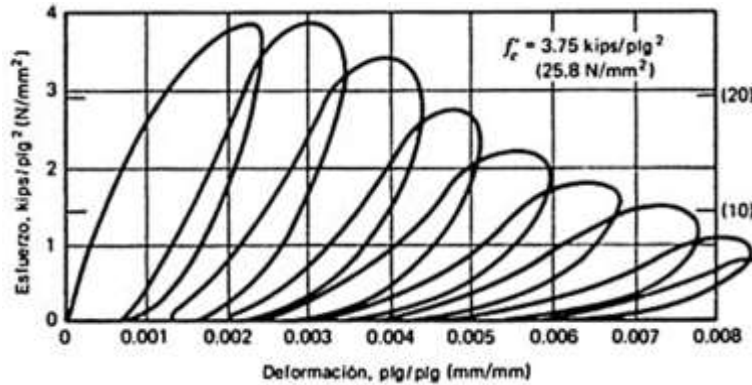


Figura 2.15. Curva Esfuerzo Deformación para cilindros con carga cíclica de compresión axial repetida de alta intensidad (Park y Paulay, 1983)

La figura 2.16 muestra la curva esfuerzo – deformación para diferentes tipos de tasas de carga. De la curva se puede concluir que, para una tasa decreciente de deformación unitaria, la resistencia máxima alcanzada disminuye gradualmente, la rama descendente de la curva cae lentamente y la deformación a la que se alcanza la máxima resistencia a la compresión aumenta.

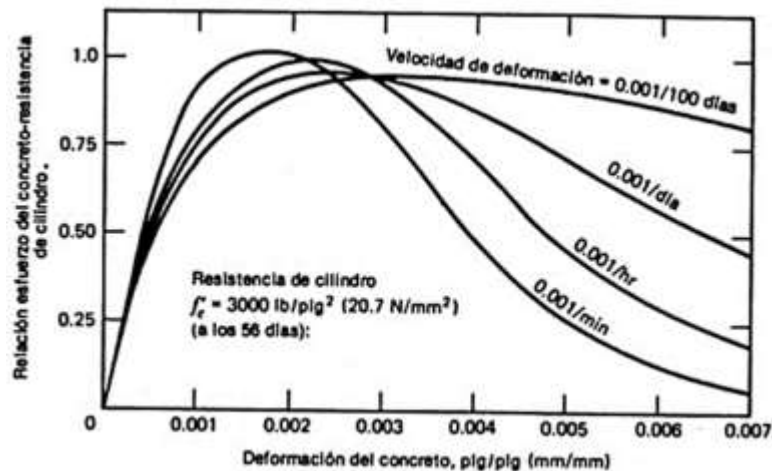


Figura 2.16. Curva Esfuerzo Deformación para concreto con distintas tasas de carga axial de compresión (Park y Paulay, 1983)

### 2.3.1.2 Resistencia a la Tracción.

El concreto tiene un gran número de grietas muy finas, estas tienen poca importancia cuando el concreto está a compresión, porque la fuerza a compresión hace que las grietas se cierren; sin embargo, este no es el caso para las cargas a tracción ya que las grietas aumentan su tamaño y es por ello la baja resistencia a la tracción del concreto. La resistencia a la tracción del concreto varía entre 8 a 15% de la resistencia a la compresión.

La resistencia a la tracción del concreto es despreciada para el diseño de elementos de concreto, pero es de gran importancia en el cálculo de deflexiones ya que tiene un efecto de reducción en las mismas. Se puede considerar que el módulo de tracción tiene el mismo que el módulo en compresión.

Es muy difícil realizar un ensayo de tracción bajo cargas de tracción directa (Figura 2.17) debido a la dificultad e incertidumbre de realizar dicha prueba. Se han desarrollado dos tipos de pruebas para determinar la resistencia a la tracción del concreto, pero de manera indirecta, estas pruebas son la prueba del módulo de ruptura y la prueba radial de cilindro.

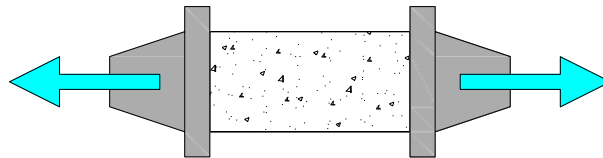


Figura 2.17. Esquema para el ensayo de Tracción Directa

La prueba del módulo de ruptura (resistencia a la tracción por flexión del concreto) se realiza con una viga rectangular de 150 mm x 150 mm x 750 mm (Figura 2.18), esta viga es cargada a los tercios de luz y se incrementa dicha carga hasta que ocurra la falla por agrietamiento en la cara a tensión de la viga. El módulo de ruptura del concreto se puede calcular como:

$$f_r = 0.24\sqrt{f'_c} \quad (II.2)$$



Donde:

$f_r$  : Módulo de ruptura del concreto en ksi

$f'_c$  : Resistencia a la compresión del concreto en ksi.

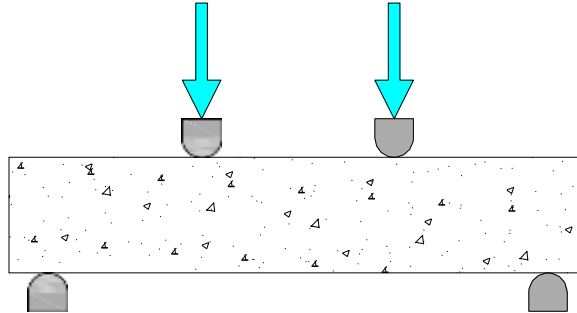


Figura 2.18. Esquema para el ensayo de Módulo de Ruptura.

La prueba radial de cilindro (Figura 2.19) se realiza colocando un cilindro acostado en la máquina de prueba y se le aplica una carga de compresión uniforme a lo largo de la longitud del cilindro el cual está apoyado en toda lavase. El cilindro se fallará a la mitad a lo largo de todo el elemento cuando este alcance su resistencia a la tracción.

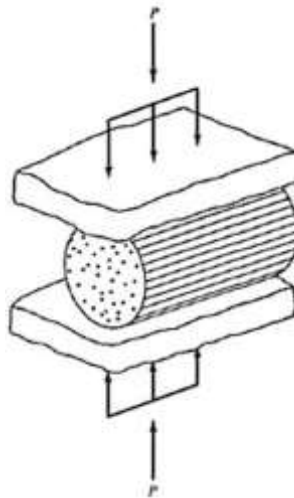


Figura 2.19. Esquema para el ensayo de Prueba Radial (Mc Cormac y Brown, 2011)

Se debe tener en cuenta que la resistencia a la tracción no varía proporcionalmente con respecto a su resistencia a la compresión, si no que varía aproximadamente en proporción a la raíz cuadrada de  $f'_c$ .

### 2.3.1.3 Confinamiento del concreto.

Se ha comprobado que la resistencia y ductilidad del concreto aumenta cuando está sometido a un confinamiento radial. Antiguamente se podía calcular la resistencia del concreto confinado mediante la siguiente expresión.

$$f'_{cc} = f'_c + 4.1f_l \quad (II.3)$$

Donde:

$f'_{cc}$ : Resistencia máxima del concreto confinado

$f'_c$ : Resistencia a la compresión uniaxial del espécimen no confinado.

$f_l$ : Presión de confinamiento lateral.

Es evidente que un aumento de la presión lateral produce aumentos muy significativos en la resistencia y la ductilidad del concreto, esto se debe a que la presión lateral que confina el concreto reduce la tendencia del agrietamiento interno y al aumento en el volumen de este poco antes de la falla.

Es común que el confinamiento del concreto se realice mediante acero de refuerzo transversal ya sea por estribos circulares, hélices o estribos rectangulares poco espaciados. Ante bajos niveles de esfuerzos en la sección el acero transversal no trabaja; es decir, el concreto no está confiando para bajos niveles de esfuerzos. Todo lo contrario, ocurre frente a esfuerzos cercanos a la resistencia a compresión en el elemento, esto se debe a que a altas compresiones se incrementa la deformación transversal del concreto lo que hace que este se apoye sobre el refuerzo transversal, el cual reaccionará aplicando un confinamiento sobre el concreto.

En el diseño de puentes la ductilidad es proporcionada en las zonas de rótulas plásticas. Es en estas zonas en donde se genera una alta concentración de esfuerzos de compresión lo que origina un ensanchamiento transversal de la sección, produciendo así el desprendimiento del recubrimiento, el pandeo del refuerzo longitudinal y lo que conllevaría a una posible falla. Es por ello por lo que es muy importante el correcto confinamiento en estas zonas para así asegurar la integridad del núcleo, la resistencia de altos esfuerzo de compresión, evitar la

expansión lateral del concreto y lo más importante que es permitir en la zona de compresión mayores deformaciones por compresión antes de la falla.

Es importante tener en cuenta que un menor espaciamiento de refuerzo transversal proporciona un confinamiento más efectivo (Figura 2.20). El concreto está confinado por el arqueado del concreto entre las varillas transversales y si el espaciamiento entre las varillas fuera muy grande el concreto no podría confinarse.

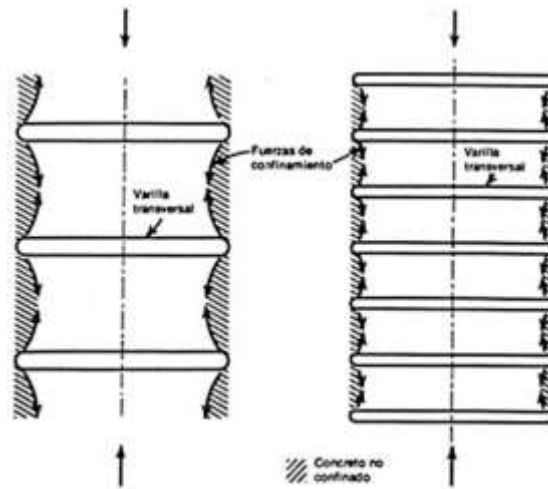


Figura 2.20. Efecto del espaciamiento del acero transversal en la eficiencia del confinamiento (Park y Paulay, 1983)

El confinamiento mediante estribos circulares o hélices es el más eficiente debido a que este proporciona un confinamiento continuo alrededor del estribo sobre el concreto. Considerando que el espaciamiento entre los aros están lo suficientemente cerca para considerar una presión uniforme, se puede calcular la presión de confinamiento de los aros mediante la siguiente expresión:

$$f'_{cc} = \frac{2f_y A_{sp}}{d_s S} \quad (II.4)$$

Donde:

- $f_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero.
- $d_s$ : Diámetro del aro de refuerzo transversal.
- $A_{sp}$ : Área del refuerzo transversal
- $S$ : espaciamiento del refuerzo.

El confinamiento por estribos rectángulos o cuadrados proporcionan confinamiento efectivo en las esquinas de los aros, debido a que los lados de los aros son flexionados debido a la presión ejercida por el concreto y es debido a esto que una porción considerable del concreto puede no estar confinada (Figura 2.21), donde el confinamiento efectivo del concreto se da en las esquinas y en la región central de la sección. A pesar de esto el confinamiento por aros rectangulares si produce un aumento significativo en la ductilidad.



Figura 2.21. Confinamiento por aros cuadrados y hélices (a) aro cuadrado, (b) hélice (Park y Paulay, 1983)

Se puede aumentar considerablemente el confinamiento del refuerzo transversal rectangular por medio de estribos interiores y estribos superpuestos tal como se muestra en la figura 2.22 (b), (c) y (d). En los puentes se utiliza una importante cantidad de refuerzo longitudinal, es acero también proporciona un confinamiento si es que se encuentra bien distribuido en el perímetro de la sección y amarradas al estribo. El concreto empuja a las barras longitudinales ejerciendo una fuerza horizontal, estas barras contienen dicha fuerza ya que están equilibradas por el refuerzo transversal, tal como se aprecia en la figura 2.22 (e), (f)

De igual manera que se obtienen las propiedades mecánicas del concreto no confinado bajo cargas de compresión por medio de curvas de esfuerzo – deformación, también se puede obtener las propiedades mecánicas del concreto confinado sometido a compresión utilizando curvas esfuerzo - deformación. Estas curvas presentan características generales que han permitido desarrollar modelos analíticos de las mismas, por lo cual se han realizado muchas teorías respecto a la obtención de estas curvas. Para el propósito de esta tesis se utilizará el modelo propuesto por Mander (Mander et al., 1988) el cual es descrito a continuación.

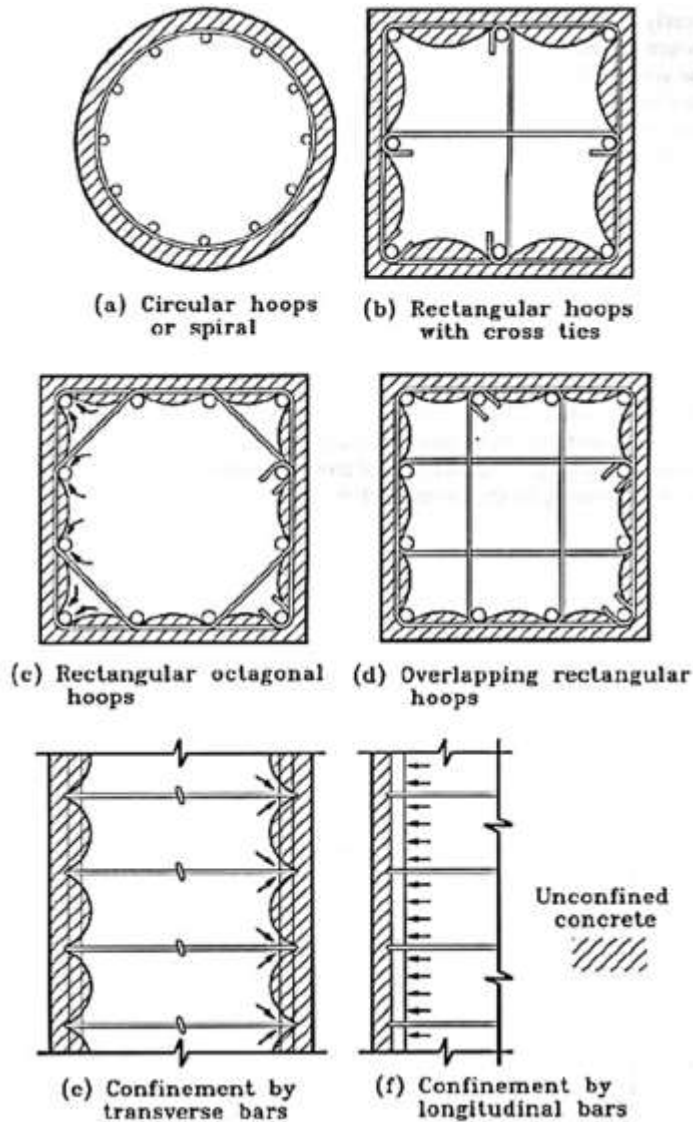


Figura 2.22. Secciones de columnas confinadas por medio de refuerzo transversal y longitudinal (Priestley et al., 1996)

El modelo de la curva esfuerzo-deformación propuesto por Mander (Figura 2.23), está definido por una curva continua, la cual considera no solo el incremento de la resistencia a compresión del concreto si no también el incremento de la deformación del concreto,  $\epsilon_c$ . Este modelo es aplicable para refuerzos circulares, rectangulares y cuadrados. En el modelo se considera que la deformación unitaria última o de falla del concreto ocurre cuando el refuerzo transversal se fractura, produciendo la pérdida de confinamiento del concreto.

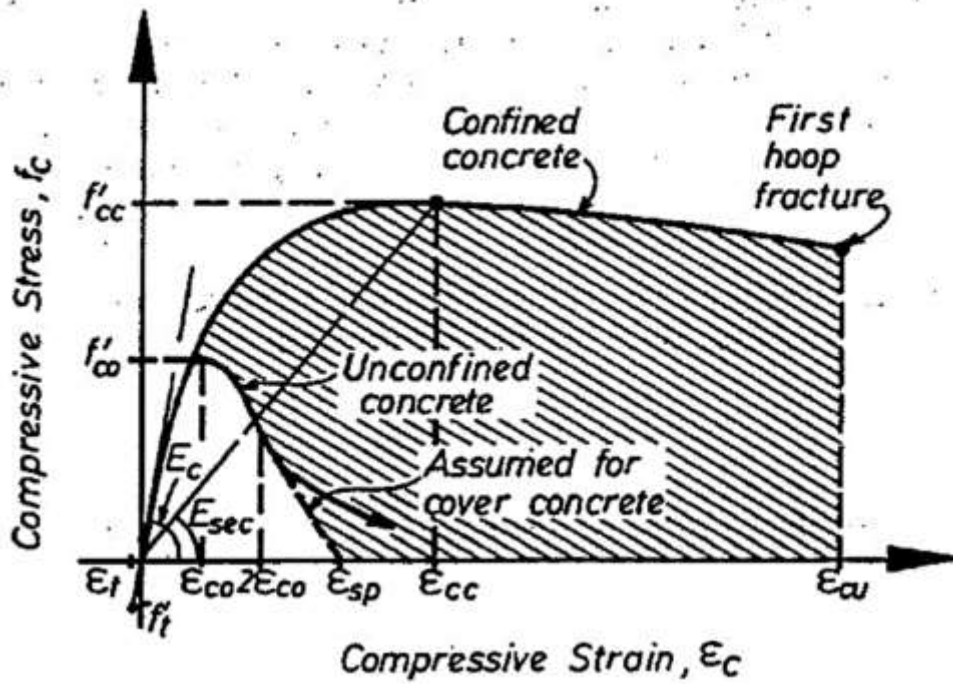


Figura 2.23. Curva esfuerzo - deformación para el concreto confinado y no confinado en compresión (Mander et al., 1988)

La curva propuesta por Mander (Mander et al., 1988), está definida por las siguientes expresiones:

$$f_c = \frac{xr f_{cc}^r}{r-1+x^r} \quad (II.5)$$

$$x = \frac{s_c}{s_{cc}} \quad (II.6)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (II.7)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f_{cc}^r}{f_{co}^r} - 1 \right) \right] \quad (II.8)$$

Donde:

$f_c$ : Esfuerzo de compresión longitudinal en el concreto.

$f'_{cc}$ : Resistencia máxima del concreto confinado.

$f'_{co}$ : Resistencia máxima del concreto no confinado.

$\varepsilon_c$ : Deformación unitaria del concreto

$\varepsilon_{cu}$ : Deformación unitaria última.

$\varepsilon_{co}$ : Deformación asociada a la resistencia máxima del concreto  $f'_c$ .

- $\varepsilon_{sp}$ : Deformación unitaria última asociada al recubrimiento del concreto
- $\varepsilon_{cc}$ : Deformación unitaria del concreto simple, asociada al esfuerzo máximo confinante
- $E_c$ : Módulo de elasticidad del concreto no confinado
- $E_{sec}$ : Módulo secante del concreto confinado asociado al esfuerzo máximo confinante

La resistencia a compresión del concreto confinado depende de la fuerza lateral del confinamiento efectivo ( $f_{le}$ ), y del tipo de estribo utilizado en el elemento en estudio.

Para secciones reforzadas transversalmente mediante estribos circulares o hélices, la resistencia máxima a compresión del concreto confinado está definida por las siguientes ecuaciones:

$$f'_{cc} = f'_c \left( -1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_{le}}{f_{co}^F} - \frac{2 f_{le}}{f_{co}^F}} \right), \text{ Mpa} \quad (\text{II.9})$$

$$f_{le} = \frac{1}{2} k_e \rho_s f_{yh} \quad (\text{II.10})$$

$$\rho_s = \frac{4 A_{sp}}{s d_s} \quad (\text{II.11})$$

$$k_{ec} = \frac{\left(1 - \frac{sF}{2d_s}\right)^2}{1 - \rho_{cc}} \quad (\text{II.12})$$

$$k_{es} = \frac{1 - \frac{sF}{2d_s}}{1 - \rho_{cc}} \quad (\text{II.13})$$

Donde:

- $A_{sp}$ : Área de refuerzo transversal
- $f_{le}$ : Confinamiento lateral efectivo
- $\rho_s$ : Relación del volumen de acero confinante entre el volumen de concreto confinado
- $\rho_{cc}$ : Relación del área de acero longitudinal y el área de concreto confinado
- $d_s$ : Diámetro del aro de refuerzo transversal
- $k_{ec}$ : Factor de confinamiento efectivo para secciones confinadas con estribos circulares
- $k_{es}$ : Factor de confinamiento efectivo para secciones confinadas con estribos con hélices

$s'$ ,  $s$ : Separación entre los estribos a paño interior y exterior respectivamente

Para secciones reforzadas transversalmente mediante estribos rectangulares (Figura 2.24), la resistencia máxima a compresión del concreto confinado está definida por las siguientes ecuaciones:

$$f'_{cc} = \lambda f'_{co} \quad (II.14)$$

$$f_{lx} = \frac{A_{sx}}{s d_c} k f_{yh} \quad (II.15)$$

$$f_{ly} = \frac{A_{sy}}{s b_c} k f_{yh} \quad (II.16)$$

$$A_e = (b_c d_c - \sum_{i=1}^n \frac{w_i^2}{6}) (1 - \frac{s^F}{2b_c}) (1 - \frac{s^F}{2d_c}) \quad (II.17)$$

$$k_e = \frac{(1 - \sum_{i=1}^n \frac{w_i^2}{6b_c d_c}) (1 - \frac{s^F}{2b_c}) (1 - \frac{s^F}{2d_c})}{1 - \rho_{cc}} \quad (II.18)$$

Donde:

- $f'_{cc}$ : Resistencia máxima del concreto confinado
- $f'_{co}$ : Resistencia máxima del concreto no confinado
- $f_{yh}$ : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal
- $\lambda$ : Factor de esfuerzo confiando, se obtiene de la figura 2.25
- $\rho_{cc}$ : Relación del área de acero longitudinal y el área de concreto confinada
- $A_e$ : Área confinada efectiva, se utiliza  $A_{sx}$  o  $A_{sy}$  dependiendo si la sección es paralela al eje "x" o al eje "y"
- $A_{sx}$ : Área de refuerzo transversal paralela al eje "x"
- $A_{sy}$ : Área de refuerzo transversal paralela al eje "y"
- $f_{lx}$ : Fuerza lateral de confinamiento efectivo en dirección "x"
- $f_{ly}$ : Fuerza lateral de confinamiento efectivo en dirección "y"
- $s'$ : separación entre los estribos a paño interior
- $s$ : separación entre los estribos a paño exterior



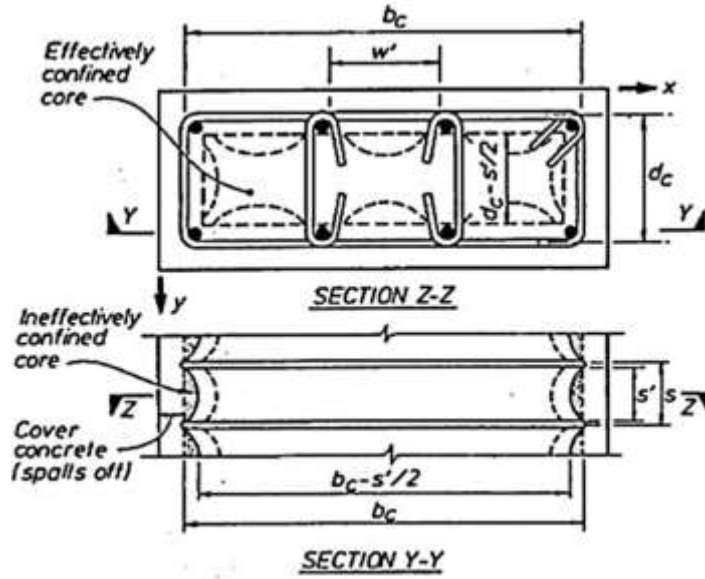


Figura 2.24. Núcleo efectivo de concreto confinado para una sección rectangular (Mander et al., 1988)

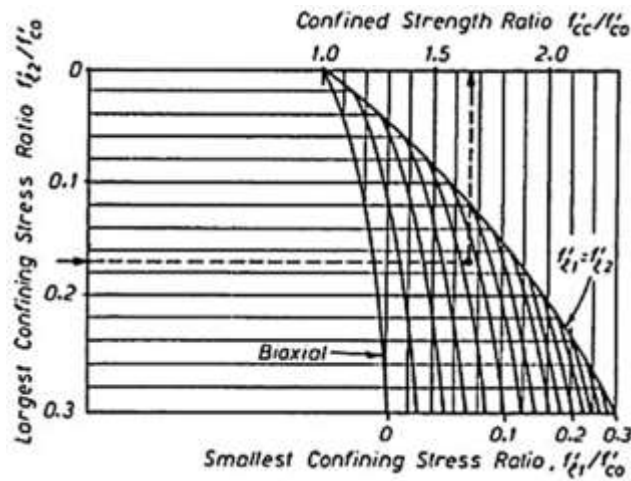


Figura 2.25. Factor de confinamiento "λ", para elementos cuadrados y rectangulares (Mander et al., 1988)

El área "A<sub>1</sub>" sombreada en la figura 2.23, representa el área entre las curvas del concreto confinado y no confinado de Mander (Mander et al., 1988). El área "A<sub>2</sub>" representa el área bajo la curva esfuerzo - deformación del acero de confinamiento. Igualando la energía de las curvas de esfuerzo - deformación del concreto y el acero de refuerzo de confinamiento, se obtiene:

$$A_1 = \rho_s A_2 \quad (II.19)$$

Entonces podremos encontrar el valor de la deformación última del concreto confinado,  $\varepsilon_{cu}$ , igualando la energía de deformación de los materiales como se indicó en el párrafo anterior hasta que se cumpla la ecuación (II.19).

### 2.3.2 Propiedades del acero.

El acero de refuerzo tiene una alta resistencia a la tensión, es por eso que se utiliza en combinación con el concreto para soportar los esfuerzos de tensión que se producen en los elementos de concreto reforzado. El acero también se utiliza para resistir esfuerzos de compresión junto con el concreto y siempre se colocará en las secciones de concreto reforzado una cuantía mínima de acero para prevenir cualquier esfuerzo inesperado que se pueda producir en el elemento.

La acción compuesta del acero y el concreto se logra por medio de una adherencia fuerte entre los elementos, de tal manera que no exista desplazamiento relativo entre ambos.

#### 2.3.2.1 Características Monotónicas.

La figura 2.26 muestra las curvas de esfuerzo – deformación para aceros de diferente calidad. En esta gráfica se muestra una porción inicial elástica lineal (cuya pendiente es el módulo de elasticidad del acero con un valor de 29000 ksi) hasta alcanzar el esfuerzo de fluencia  $f_y$ , más allá del cual, se encuentra la plataforma de cedencia donde ocurre un incremento de la deformación manteniéndose el esfuerzo constante. Si se sigue incrementando el esfuerzo, esta plataforma de cedencia es seguida por una zona de endurecimiento por deformación, donde existe una relación no lineal entre el esfuerzo y la deformación, hasta alcanzar el esfuerzo máximo con un valor de  $f_{su} = 1.5f_y$ . Después de alcanzar este esfuerzo máximo el acero presenta un debilitamiento con una deformación concentrada hasta llegar a la fractura.

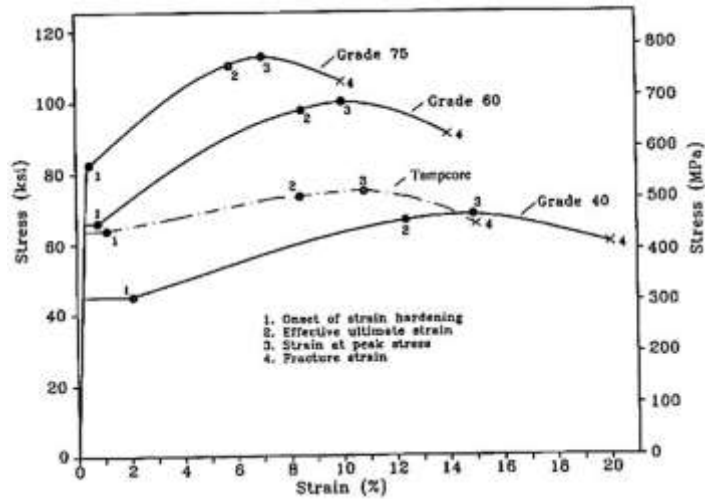


Figura 2.26. Curvas Monotónicas esfuerzo - deformación para el acero de refuerzo (Priestley et al., 1996)

Esta zona de debilitamiento es ignorada en el diseño estructural, debido a que brinda una ductilidad adicional. Para el diseño y análisis de los elementos, se deberá considerar una deformación última con un esfuerzo reducido y efectivo, esto se debe a que los elementos estarán sometidos a ciclos de carga que producen deformaciones de compresión y tracción, con una deformación última menor a la que se obtiene en pruebas monotónicas de un mismo tipo de esfuerzo (solo compresión o solo tracción). Entonces una regla práctica es considerar que la deformación última efectiva cumpla la siguiente relación:  $\varepsilon_s \leq 0.75\varepsilon_{su}$ , siendo esta relación adecuada y conservadora para miembros de baja y moderada compresión axial.

Por lo tanto, en la zona de endurecimiento por deformación de la curva esfuerzo - deformación del acero es un atributo importante de la plasticidad del acero que se extiende en una longitud considerable del miembro, asegurando que las deformaciones no sean excesivas en el límite del diseño por ductilidad.

A continuación, se muestra la curva esfuerzo deformación del acero de refuerzo (Figura 2.27) propuesto por Park y Paulay (1983), donde se puede observar tres ramas: la primera rama elástica lineal, la segunda es una rama o planicie de post-fluencia y la tercera rama de endurecimiento por deformación.

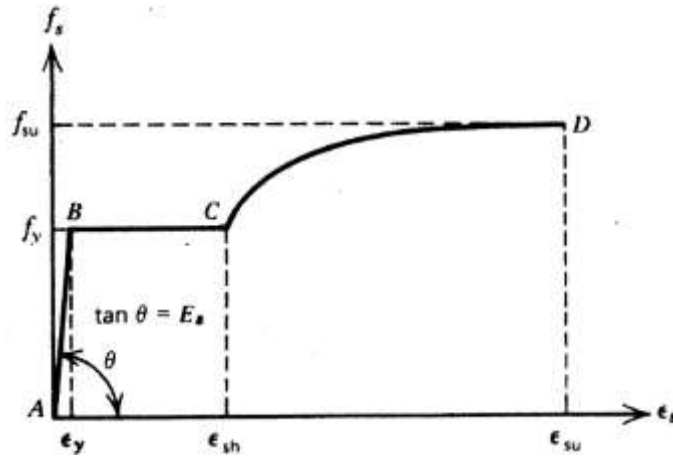


Figura 2.27. Curva esfuerzo - deformación para el acero de refuerzo (Park y Paulay, 1983)

Rama AB ( $\epsilon_s \leq \epsilon_y$ )

$$f_s = \epsilon_s E_s \quad (II.20)$$

Rama BC ( $\epsilon_y \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{sh}$ )

$$f_s = f_y \quad (II.21)$$

Rama CD ( $\epsilon_{sh} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{su}$ )

$$r = \epsilon_{su} - \epsilon_{sh} \quad (II.22)$$

$$m = \frac{\left(\frac{f_{su}}{f_y}\right)(30r+1)^2 - 60r - 1}{15r^2} \quad (II.23)$$

$$f_s = f_y \left[ \frac{m(s_s - s_{sh}) + 2}{60(s_s - s_{sh}) + 2} + \frac{(s_s - s_{sh})(60 - m)}{2(30r + 1)^2} \right] \quad (II.24)$$

Donde:

$f_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero

$f_{su}$ : Esfuerzo último del acero

$\epsilon_s$ : Deformación unitaria del acero

$\epsilon_{su}$ : Deformación unitaria última del acero

$\epsilon_{sh}$ : Deformación unitaria cuando se inicia el endurecimiento por deformación del acero

### 2.3.2.2 Respuesta Cíclica Inelástica.

La figura 2.28 muestra dos tipos curvas como respuesta a ensayos cíclicos realizados al acero de refuerzo. En estas curvas se muestra el efecto Bauschinger, que muestra el desarrollo de un comportamiento no lineal a un esfuerzo mucho menor que el esfuerzo de fluencia en la descarga. Este efecto consiste en que las curvas esfuerzo - deformación muestra una forma redondeada durante la cedencia.

La curva "a" de la figura 2.28 muestra que, si se quita la carga antes de la falla, esta se recupera en un camino paralelo a la curva elástica original. Si se carga de nuevo, la curva sigue el camino hasta la curva original, con una pequeña deformación histerética. Por lo tanto, podríamos decir que en esta curva cíclica inelástica predomina el rango de deformaciones por tensión, que es típico de vigas o columnas con poca carga axial. Este es el motivo por el cual una curva monotónica de esfuerzo deformación nos da una buena aproximación para la respuesta cíclica en el rango de tensión o deformaciones con el mismo signo.

La curva "b" de la figura 2.28, nos muestra la respuesta de una carga axial alternada (tracción - compresión) sobre una barra de acero. Tal como ocurre en las columnas con altos niveles de esfuerzo de compresión y altas relaciones de refuerzo, donde el acero de refuerzo está sujeto a deformaciones de diferente signo, pero con magnitudes parecidas y de esta manera se tendría un eje neutral cerca del centroide de la sección. En esta curva se muestra como el nivel de esfuerzo se incrementa sustancialmente si lo comparamos con el esfuerzo obtenido de la curva monotónica.

Por lo general, las columnas de los puentes dúctiles tienen baja o moderada carga axial y son mejor representados por la curva "a" de la figura 2.26 y, por lo tanto, la curva esfuerzo deformación de la figura 2.25 puede ser utilizada razonablemente para obtener la respuesta pico.

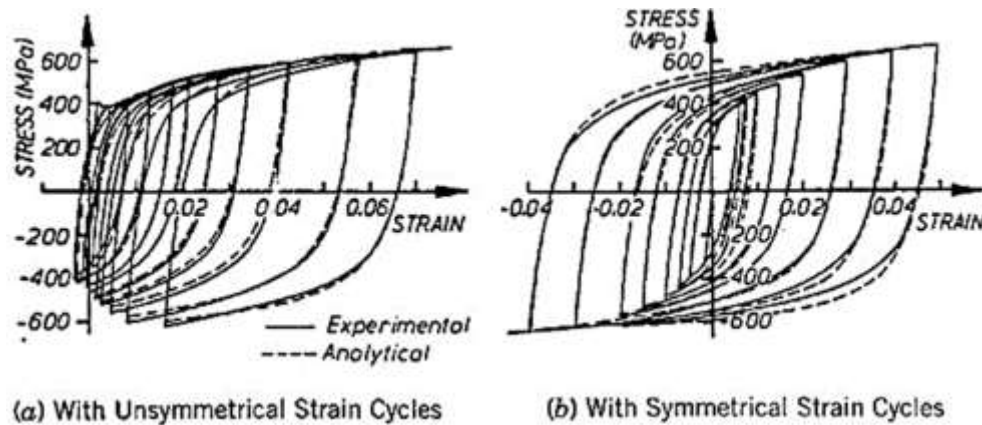


Figura 2.28. Respuesta cíclica inelástica de esfuerzo - deformación para el acero de refuerzo,  $f_y=380$  Mpa. (Priestley et al., 1996)

## 2.4 DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA

En el diseño de los elementos de las estructuras de concreto armado, es necesario obtener elementos que tengan un comportamiento dúctil frente a las cargas de servicio y en especial frente a las cargas producidas durante un evento sísmico. De igual manera, los elementos resistentes a sismos de los puentes de concreto armado, deberán tener un comportamiento dúctil.

La mejor manera de visualizar el comportamiento de los elementos de concreto armado, es relacionando el momento flector resistente en una sección con la curvatura asociada.

Si graficamos el momento flector resistente con su respectiva curvatura asociada, obtenemos lo que se llama como “Diagrama Momento ( $M$ ) - Curvatura ( $\phi$ )” de una sección. El diagrama  $M-\phi$  es de gran importancia ya que por medio de esta se visualiza que tan dúctil y resistente es un elemento.

El diagrama  $M - \phi$  puede visualizarse mediante un gráfico bilineal o mediante un gráfico trilineal. En la figura 2.29 se presenta gráfico bilineal del diagrama  $M - \phi$ , donde se puede muestra 2 puntos notables, el primer punto “Y” nos indica el punto de fluencia, el cual define el final del comportamiento elástico de la sección y el segundo punto “U” indica el límite de deformación útil del concreto.

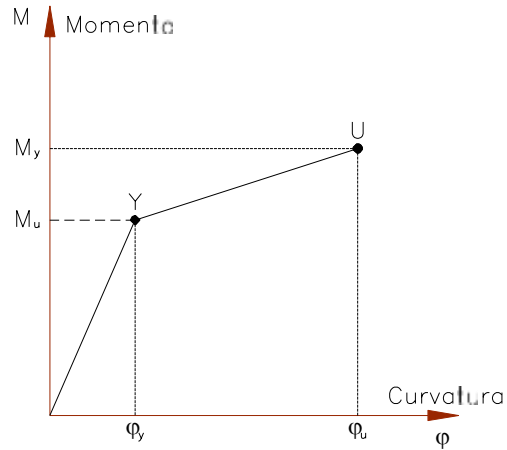


Figura 2.29. Representación Bilineal del diagrama Momento - Curvatura (M-φ).

En la representación trilineal del diagrama  $M - \phi$  de la figura 2.30, el primer punto “A”, indica el inicio del agrietamiento del concreto, el segundo punto “Y”, la fluencia del acero de tensión y el tercer punto “U”, el límite de deformación útil del concreto.

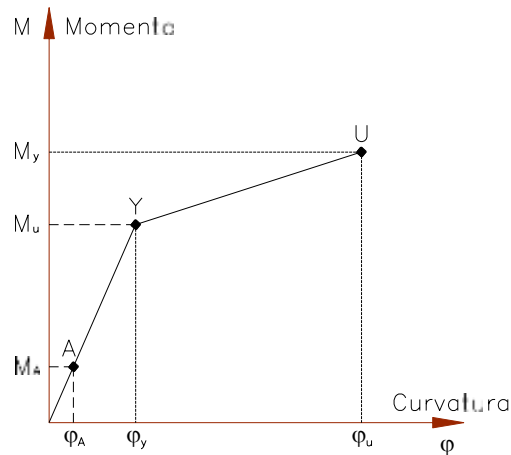


Figura 2.30. Representación Trilineal del diagrama Momento - Curvatura (M-φ)

La representación gráfica bilineal del diagrama  $M - \phi$ , tiene una buena aproximación, y es más fácil y práctica de usar que la gráfica trilineal.

En el cálculo del diagrama M-φ, se debe tomar en cuenta los diagramas esfuerzo – deformación del concreto y del acero. También se debe diferenciar en las secciones el concreto confinado y no confinado.

De acuerdo a la AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, 2nd ed, 2011, el diagrama Momento -curvatura tendrá una representación bilineal elasto-plástica (Figura 2.31).

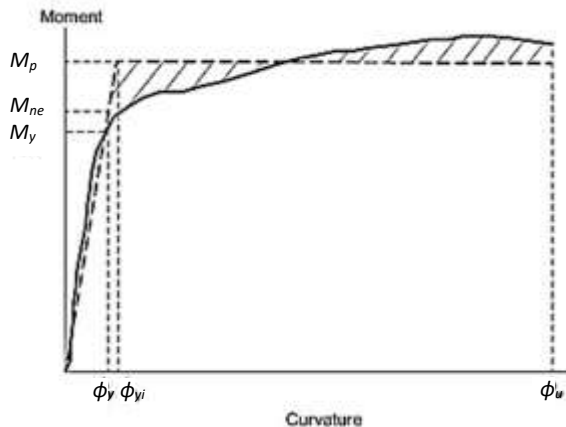


Figura 2.31. Representación Elasto - Plástica del diagrama Momento - Curvatura (M-φ). (AASHTO, 2011)

También es importante indicar que el área bajo la curva en la región elástica representa la energía de deformación acumulada en el elemento y el área en la región post-fluencia corresponde a la energía disipada en las deformaciones plásticas del elemento.

Para la elaboración del diagrama - curvatura se utilizó el método de las fibras el cual consiste en idealizar la sección en franjas horizontales y verticales a las que llamaremos fibras, se calculó la fuerza de compresión del concreto en función del nivel de esfuerzo que se tenga y se equilibró con las fuerzas de tracción del acero de refuerzo.

Los pasos para poder calcular el diagrama momento - curvatura por el método de las fibras son:

- Se propone un valor para la deformación del concreto en la fibra extrema.
- Se asume un valor para la ubicación del eje neutro.
- Se calculan las deformaciones de cada una de las franjas de acuerdo con la ubicación del eje neutro asumido.
- Se calcula los esfuerzos de compresión en las franjas asociados a las deformaciones encontradas en el paso anterior, con ayuda de las curvas



esfuerzo – deformación de Mander (Mander et al., 1988) para concreto confinado y no confinado.

- De igual manera se calculan los esfuerzos de tracción para el acero de refuerzo asociadas a las deformaciones en cada franja, con ayuda de las curvas esfuerzo – deformación del acero de refuerzo de Park y Paulay.
- Obtenidos los esfuerzos de compresión y tracción, se puede calcular las fuerzas de compresión del concreto multiplicando el esfuerzo promedio de cada área por el área de la franja. La fuerza de compresión y tracción del acero de refuerzo se calcula multiplicando el esfuerzo de tracción por el área de la barra de refuerzo asociada.
- Después se realiza una comparación entre las fuerzas de compresión y tracción, si estas fuerzas están en equilibrio; es decir, las fuerzas son iguales, entonces el valor asumido para la ubicación del eje neutro es el correcto. Si no existe un equilibrio entre estas fuerzas, entonces, se deberá proponer otra ubicación del eje neutro hasta encontrar el equilibrio entre las fuerzas de compresión y tracción.
- Se calcula el momento de la sección como la sumatoria de los momentos debido a la fuerza de compresión de cada franja más los momentos a compresión y tracción asociado a las fuerzas del acero de refuerzo.
- Se calcula la curvatura como la relación entre la deformación unitaria máxima del concreto entre la profundidad del eje neutro.
- Finalmente, para varios valores de deformación unitaria se calculan los valores de curvatura y momento asociados para poder elaborar del diagrama Momento - Curvatura.

En el Anexo A, se realiza un ejemplo donde se elaboró el diagrama Momento - Curvatura de una sección circular y, además, se realizó su comparación con el diagrama Momento - Curvatura realizado en el programa CSIBridge (CSI, 2019).

## 2.5 DUCTILIDAD Y RÓTULA PLÁSTICA

### 2.5.1 Ductilidad.

La ductilidad de un elemento estructural se puede definir como la capacidad de deformarse repetidamente por una carga constante o ligeramente creciente, en el rango inelástico, sin pérdida de su resistencia. Se hace mención a las deformaciones en el rango inelástico debido a que estas deformaciones producen la plastificación del elemento, como consecuencia de las grandes deformaciones que se producen en el acero antes de que ocurra la falla del elemento, esta plastificación está asociado a la disipación de energía y a un amortiguamiento lo cual nos lleva a una disminución de la demanda sísmica.

Tal como se indicó la ductilidad es un comportamiento inelástico del material, es decir; que toma en cuenta la fluencia del mismo y por lo tanto es importante diferenciar entre la ductilidad del material y la ductilidad del elemento estructural.

Si definimos la ductilidad del material como la relación entre la deformación última y la deformación en el punto de fluencia, se deduce de los diagramas esfuerzo – deformación del acero de refuerzo y concreto, que a mayor resistencia menor ductilidad. Por lo tanto, la ductilidad de deformación es:

$$\mu_s = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} \quad (II.25)$$

Donde:

- $\mu_s$ : Ductilidad de deformación
- $\epsilon_u$ : Deformación en el punto de fluencia
- $\epsilon_y$ : Deformación en el punto de rotura

De igual manera se puede expresar la ductilidad en función de la curvatura, rotación y desplazamiento (Figura 2.32).

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (II.26)$$

$$\mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_y} \quad (II.27)$$

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (II.28)$$

Donde:

- $\mu_\varphi$ : Ductilidad de curvatura
- $\varphi_u$ : Curvatura en el punto de fluencia
- $\varphi_y$ : Curvatura en el punto de rotura
- $\mu_\theta$ : Ductilidad de rotación
- $\theta_u$ : Rotación en el punto de fluencia
- $\theta_y$ : Rotación en el punto de rotura
- $\mu_\Delta$ : Ductilidad de desplazamiento
- $\Delta_u$ : Desplazamiento en el punto de fluencia
- $\Delta_y$ : Desplazamiento en el punto de rotura

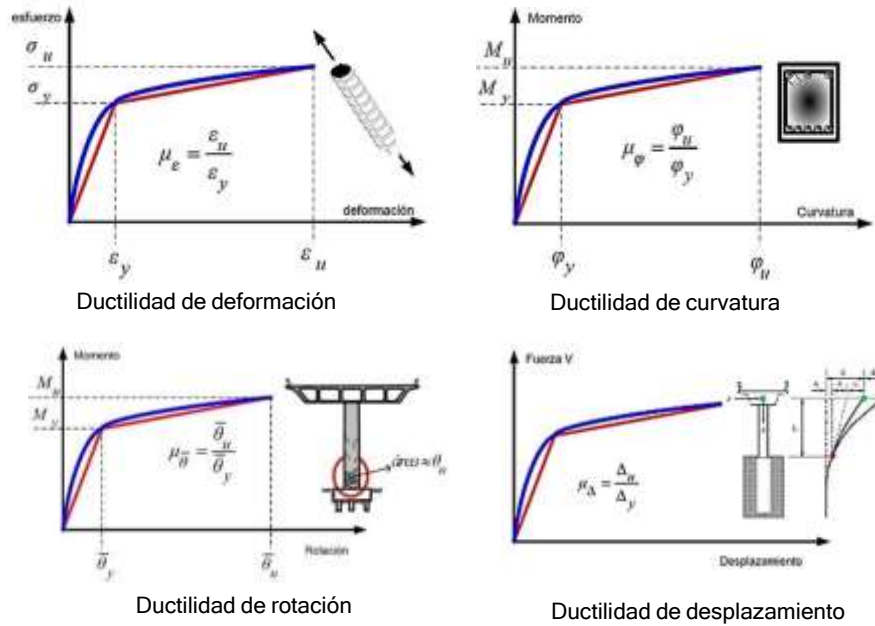


Figura 2.32. Ductilidad de deformación, curvatura, rotación y desplazamiento (Jara M. et al., 2009).

Se debe tener en cuenta que la capacidad de la rotación plástica, y por lo tanto la ductilidad por rotación, depende de la geometría y refuerzo de la sección del elemento dentro de la región donde se forma la rótula plástica. Por ejemplo, el refuerzo transversal aumenta la capacidad a compresión del concreto para soportar grandes deformaciones unitarias de compresión y también para impedir el pandeo del acero longitudinal.

### 2.5.2 Rótula plástica.

El comportamiento para desarrollar grandes deformaciones sin fallar, en que el acero fluye, formándose grandes grietas en el elemento y con un aumento de la curvatura de este, es lo que se conoce como rótula plástica. Es importante diferenciar la rótula plástica de una rótula real, en una rótula real un momento infinitesimal aplicado en la misma produciría grandes rotaciones y por ende la inestabilidad del elemento, en cambio en una rótula plástica la sección no es capaz de absorber mayores momentos a flexión y empieza únicamente a rotar.

En algunos elementos estructurales, el comportamiento inelástico se encuentra en pequeñas zonas y en el resto del elemento se tiene un comportamiento elástico. En la figura 2.33 se presenta una columna de concreto, empotrada en su base y con una carga lateral “F” en el extremo superior, en donde se muestra que el extremo inferior es la zona inelástica y el resto de ella es la zona elástica.

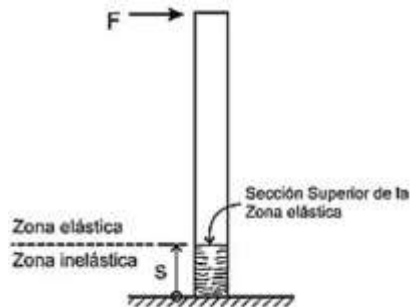


Figura 2.33. Columna de concreto con zona inelástica en el extremo inferior

En la zona inelástica se tiene que la curvatura es variable, por lo que el giro de la zona inelástica “ $\theta_p$ ” se calcula integrando la curvatura en toda la longitud “s” (Figura 2.34) tal como se indica a continuación:

$$\theta_p = \int_0^s \phi \, dx = \int_0^s \phi \, ds \quad (II.29)$$

Donde:

- $\theta_p$ : Rotación plástica
- S: Longitud total de la zona inelástica
- $\phi_p$ : Curvatura plástica

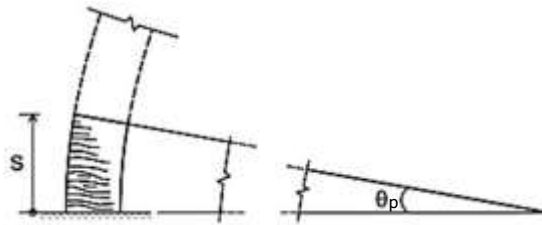


Figura 2.34. Rotación inelástica en una longitud “s”

Para simplificar este comportamiento en la zona inelástica, consideraremos una longitud equivalente, menor que “s”, denominada longitud de la rótula plástica “ $L_p$ ”, donde consideraremos que el momento flector y la curvatura se mantienen constantes (Figura 2.35). Si tomamos en cuenta estas consideraciones para cada valor de la curvatura se tendrá que:

$$\theta_p = \int \phi_p dx = \phi_p \int dx = \phi_p L_p \quad (II.30)$$

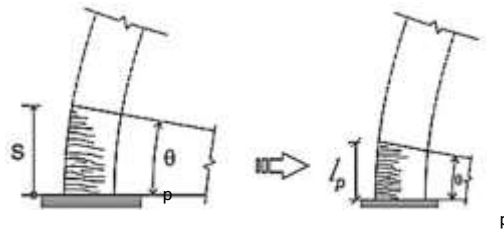


Figura 2.35. Modelo simplificado de la rótula plástica

Mediante ensayos se ha podido determinar una expresión para el cálculo de la longitud plástica “ $L_p$ ”, cuando la rótula plástica ocurre cerca al apoyo (Figura 2.34). La longitud plástica puede ser calculada como:

$$L_p = 0.08L + 0.15f_{ye}d_{bl} \geq 0.3f_{ye}d_{bl} \quad (II.31)$$

Donde:

- $L_p$ : Longitud plástica
- $L$ : Distancia desde el punto de máximo momento hasta el punto de inflexión (in)
- $d_{bl}$ : Diámetro de la barra de refuerzo longitudinal (in)
- $f_{ye}$ : Esfuerzo de fluencia esperado del refuerzo longitudinal

Por lo tanto, se puede definir que la rotación plástica viene dada por:

$$\theta_p = \Phi_p L_p = (\Phi_u - \Phi_v) L_p \quad (II.32)$$

El desplazamiento plástico se calcula como:

$$\Delta_p = \theta_p \left( L - \frac{L_p}{2} \right) \quad (II.33)$$

En la figura 2.36, se observa el esquema de la deformada de un pilar con doble curvatura y el diagrama curvatura de este.

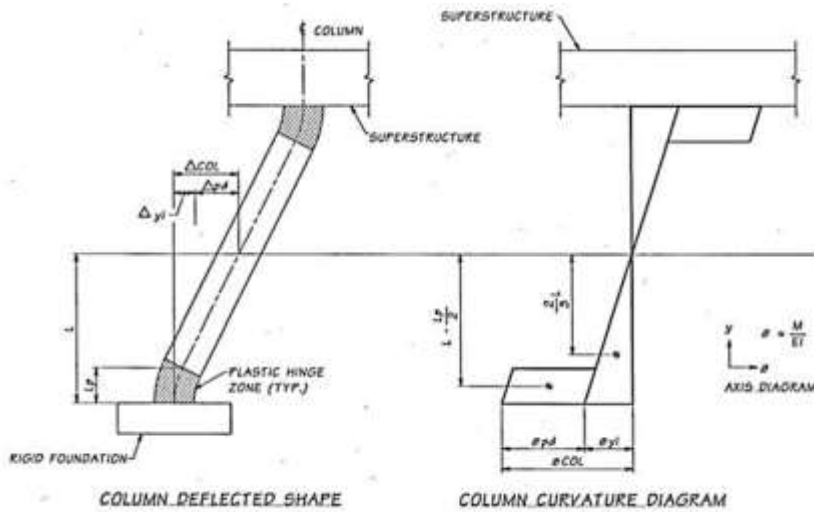


Figura 2.36. Deformada y diagrama de curvatura de un pilar. (AASHTO, 2011)

### CAPÍTULO III: CONSIDERACIONES PARA MODELAMIENTO DE PUENTES

Para poder realizar la evaluación sísmica de un puente y así poder cuantificar su respuesta durante este evento, ya sea en términos de fuerzas o desplazamientos, será necesario realizar un modelo matemático y realizar diferentes tipos de análisis sobre dicho modelo.

El modelo matemático no sólo deberá representar la estructura del puente, sino también las condiciones de apoyo y acciones sobre el puente. Es por eso que en este capítulo se describirán los conceptos básicos sobre el modelaje y los tipos de análisis estructurales más comunes en puentes.

#### 3.1 MODELAMIENTO ESTRUCTURAL EN PUENTES

La estructura de un puente es muy compleja conformado por la superestructura y la infraestructura, las cuales a su vez están conformadas por elementos resistentes como vigas, columnas, placas, etc. El realizar un modelo matemático de la misma es muy complicado, por tal razón, en estos modelos se realizan ciertas simplificaciones, las cuales deben representar el correcto funcionamiento de la misma, de tal forma que las diferencias entre el comportamiento real y lo teórico sean mínimas.

Existen modelos que permiten representar el comportamiento global y local del puente. Por ejemplo, si se quisiera analizar y diseñar el tablero de un puente aislado de la infraestructura por medio de aparatos de apoyo, sería suficiente con modelar la superestructura y considerar apoyos móviles o fijos (según el caso) en la ubicación de los estribos y pilares; sin embargo, esto no sería suficiente para realizar el diseño sísmico de un puente, ya que se necesitará de un modelo de toda la estructura, es decir un modelo global en el que se incluyen todos los elementos que conforman el puente.

Para realizar un adecuado modelo de un puente, es importante conocer su geometría, las cargas que actúan sobre ella, las condiciones de apoyo del tablero y de la subestructura (estribos y pilares).

A continuación, se describirá el modelamiento de cada uno de los componentes del puente:

### 3.1.1 Superestructura

La superestructura está compuesta por el tablero del puente, el cual deberá representar la geometría detallada del mismo (altura, ancho y peralte del tablero), también se deberá tomar en cuenta las propiedades de servicio reales de la superestructura, tal como la rigidez efectiva de la misma; sin embargo, para fines de la tesis se considerará que la rigidez de la superestructura no será modificada porque la superestructura de los modelos a estudiar están conformadas por vigas de concreto presforzado.

La superestructura puede ser modelada utilizando un único elemento tipo barra, considerando las propiedades de rigidez del puente, tal como se muestra en la figura 3.1 (a). También se pueden usar múltiples vigas con elementos tipo barra como se muestra en la figura 3.1 (b), elementos tipo área en la figura 3.1 (c), elementos sólidos en la figura 3.1 (d) y un modelo híbrido conformado por elementos tipo área y barra en la figura 3.1 (e). Este último es el que se usó para el modelo de la superestructura de los puentes estudiados, donde la losa del tablero será modelada por elementos tipo área y las vigas serán modeladas con elementos tipo barra.

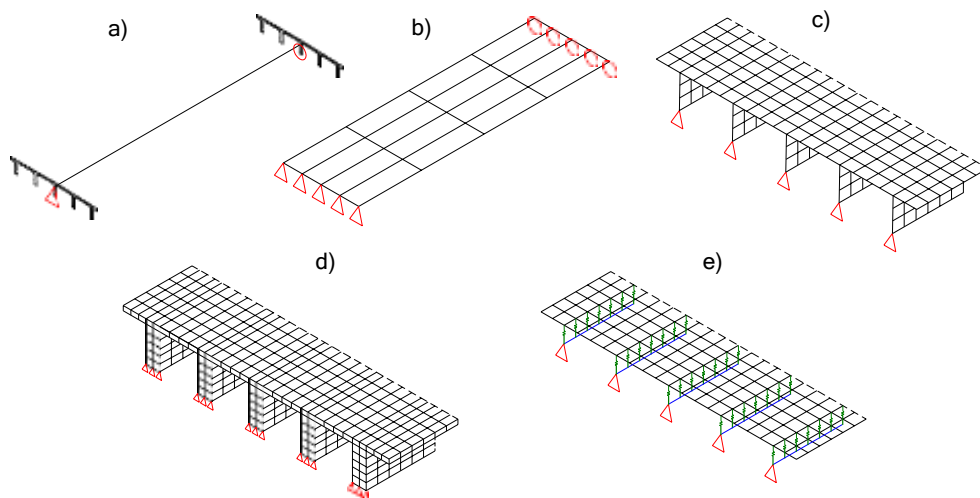


Figura 3.1. Tipos de modelos para la Superestructura



### 3.1.2 Apoyos

Se sabe que los apoyos cumplen la función de transmitir las cargas de la superestructura a la infraestructura o a otra superestructura, permitiendo las rotaciones y traslaciones de la superestructura.

Existen una gran variedad de tipos de aparatos de apoyo para puentes; sin embargo, para el presente estudio se utilizará los apoyos elastoméricos reforzados con acero. Para modelar estos aparatos de apoyo, se emplearon elementos tipo “link” a los que se le asignó la rigidez lateral, la misma que puede ser calculada mediante la siguiente expresión:

$$k = \frac{GA}{h_e} \quad (\text{III.1})$$

Donde:

G: Módulo de corte

A: Área del apoyo elastomérico

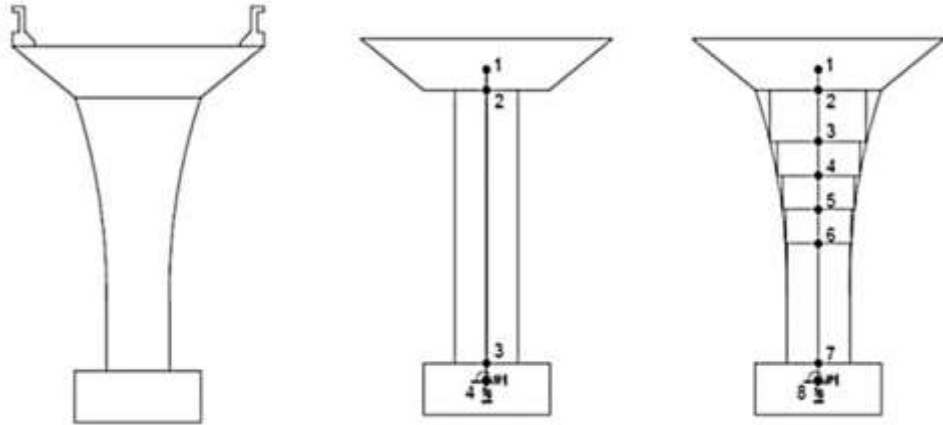
$h_e$ : altura efectiva del aparato de apoyo (sin considerar el espesor de las placas de acero)

### 3.1.3 Infraestructura: columnas y multicolumnas

La infraestructura es la encargada de transmitir las cargas provenientes de la superestructura y las fuerzas producidas por los sismos a la cimentación. La infraestructura puede estar conformada por una o varias líneas de apoyo, las cuales pueden ser modeladas por elementos tipo barra.

Cuando tenemos un pilar con sola línea de apoyo, como por ejemplo una columna simple tal como se muestra en la figura 3.2, debemos de saber los resultados que deseamos obtener para poder realizar un modelo adecuado. Por ejemplo, para modelar la columna de la figura 3.2 (a) y se quiere obtener una respuesta elástica de una columna prismática como la figura 3.2. (b), bastará con modelar una barra entre los nodos 2 y 3 y un elemento rígido entre los nodos 1 y 2 y otro elemento rígido entre los nodos 3 y 4, considerando una adecuada distribución de la masa del pilar; por el contrario, si queremos obtener una respuesta inelástica de la

columna se deberá modelar la columna utilizando varios elementos tipo barra como se muestra en la figura 3.2 (c) y asignándole las propiedades de articulación plástica donde corresponda.



a) Prototipo                      b) Modelo de un elemento    c) Modelo de varios elementos

Figura 3.2. Tipos de modelos para una columna simple. (Priestley et al., 1996)

Para realizar el modelo de un pilar con varias líneas de apoyo, es decir, que el pilar esté conformado por dos o más columnas conectadas en la parte superior de las mismas por medio de una viga cabezal, estas líneas de apoyo se modelan utilizando elementos tipo barras verticales y horizontales, los cuales representarán a las columnas y la viga cabezal, respectivamente (Figura 3.3). Las columnas estarán conectadas en la parte inferior con la cimentación y en la parte superior con la viga cabezal. Las columnas deberán tener las propiedades de articulación plásticas en la base y en las juntas, para poder obtener una respuesta no lineal adecuada.

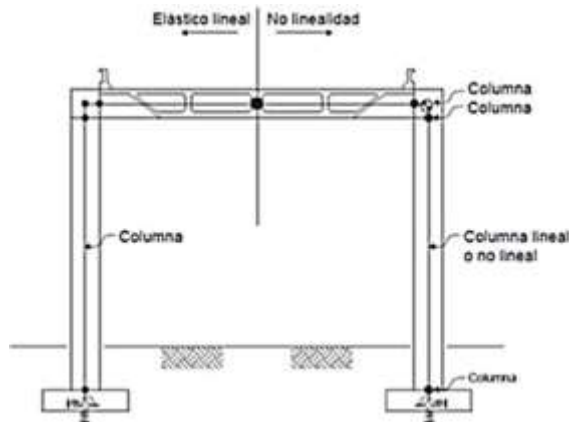
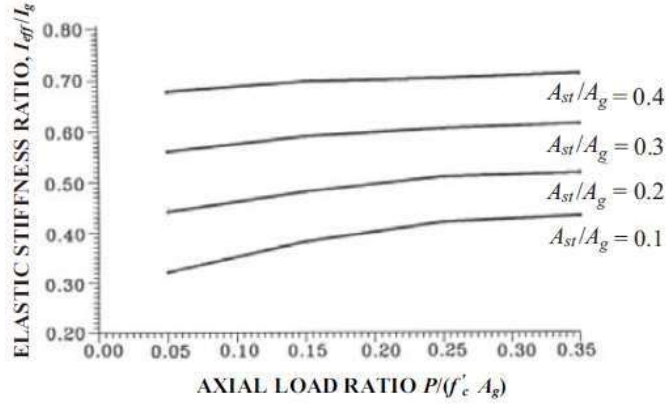
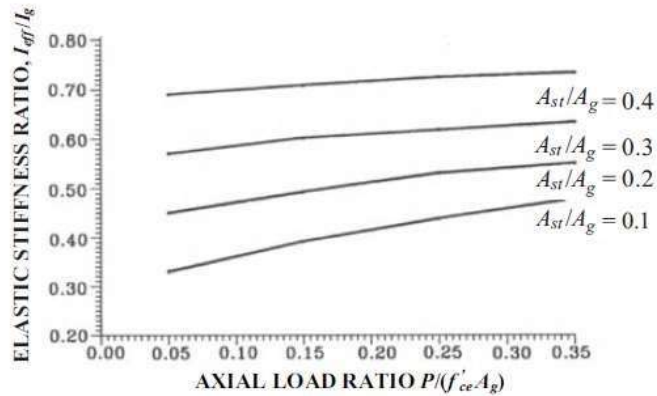


Figura 3.3. Tipos de modelos para columnas múltiples. (Priestley et al., 1996)

Para el modelamiento de columnas, se deberá tomar en cuenta la inercia por flexión efectiva, la cual se puede obtener con ayuda de las gráficas que se muestran en la figura 3.4., obtenidas del AASHTO (2011).



a) Para columnas con sección circular



b) Para columnas con sección rectangular

Figura 3.4. Inercia efectiva por flexión para secciones de concreto armado. (AASHTO, 2011)

De igual manera se deberá considerar un momento de inercia efectivo torsional igual a:

$$J_{eff} = 0.2J_g \quad (III.2)$$

Donde:

$J_{eff}$ : Momento de inercia torsional efectivo

$J_g$ : Momento de inercia torsional de la sección gruesa.

### 3.1.4 Cimentación

La cimentación le brinda al puente una estabilidad lateral, rotacional y vertical, frente a las cargas verticales y laterales.

La cimentación en los puentes puede ser superficial y profunda, la cimentación superficial se realiza mediante el uso de zapatas y la cimentación profunda mediante el uso de pilotes. Debido a que la cimentación de los puentes a tratar en esta tesis es de cimentación superficial, solo describiré el modelamiento a utilizar para este tipo de cimentación.

La Tabla 3.1 muestra los distintos tipos de modelamiento para la cimentación de los puentes, de acuerdo con el AASHTO (2011). En el caso de cimentación superficial, se puede considerar un apoyo empotrado o elementos link que representen la rigidez lateral y rotacional de la cimentación.

Tabla 3.1: Definición de Métodos para el Modelamiento de cimentaciones (AASHTO, 2011).

Foundation Type	Modeling Method I	Modeling Method II
Spread Footing	Rigid	Rigid for Site Classes A and B. For other soil types, foundation springs required if footing flexibility contributes more than 20% to pier displacement.
Pile Footing with Pile Cap	Rigid	Foundation springs required if footing flexibility contributes more than 20% to pier displacement.
Pile Bent/Drilled Shaft	Estimated depth to fixity	Estimated depth to fixity or soil springs based on <i>P-y</i> curves.

La figura 3.5 muestra el incremento de la demanda de desplazamiento al considerar la flexibilidad de la cimentación, comparada con una cimentación rígida.

Las ecuaciones para calcular la rigidez de una zapata rectangular (FEMA 356, ASCE 41-17) en la superficie,  $k_{suf}$ , son:

$$\text{Traslación alrededor del eje X: } \frac{GB}{2-\square} \left[ 3.4 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.65} + 1.2 \right] \quad (III.3)$$

$$\text{Traslación alrededor del eje Y: } \frac{GB}{2-\square} \left[ 3.4 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.4 \frac{L}{B} + 0.8 \right] \quad (III.4)$$

$$\text{Traslación alrededor del eje Z: } \frac{GB}{1-\nu} \left[ 1.55 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.75} + 0.8 \right] \quad (\text{III.5})$$

$$\text{Rotación alrededor del eje X: } \frac{GB^3}{1-\nu} \left[ 0.4 \left( \frac{L}{B} \right) + 0.1 \right] \quad (\text{III.6})$$

$$\text{Rotación alrededor del eje Y: } \frac{GB^3}{1-\nu} \left[ 0.47 \left( \frac{L}{B} \right)^{2.1} + 0.034 \right] \quad (\text{III.7})$$

$$\text{Torsión alrededor del eje Z: } GB^3 \left[ 0.53 \left( \frac{L}{B} \right)^{2.45} + 0.51 \right] \quad (\text{III.8})$$

Donde:

- L: Mayor dimensión en planta de la zapata rectangular (Figura 3.6)
- B: Menor dimensión en planta de la zapata rectangular (Figura 3.6)
- G: Módulo de corte dinámico inicial
- $\nu$ : Coeficiente de Poisson

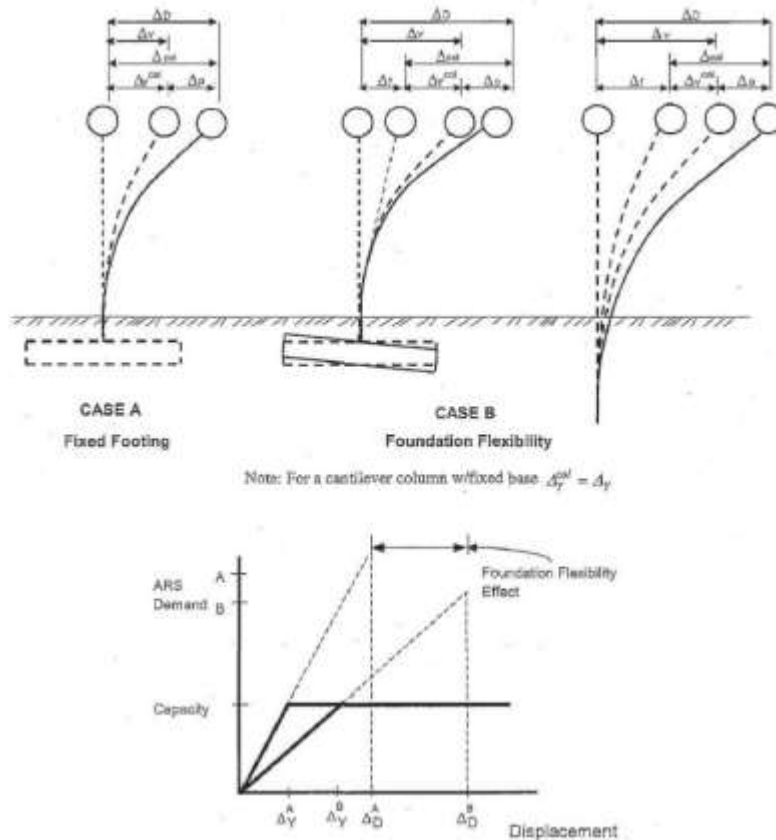


Figura 3.5. Cimentación Rígida VS Cimentación Flexible.

Para tomar en cuenta la profundidad de desplante de la cimentación, se calcula el factor de corrección "β" mediante las siguientes ecuaciones:

Traslación alrededor del eje X:

$$\beta_x = \left(1 + 0.21\sqrt{\frac{D}{B}}\right) \cdot \left[1 + 1.6 \left(\frac{hd(B+L)}{BL^2}\right)^{0.4}\right] \quad (\text{III.9})$$

Traslación alrededor del eje Y:

$$\beta_y = \left(1 + 0.21\sqrt{\frac{D}{L}}\right) \cdot \left[1 + 1.6 \left(\frac{hd(B+L)}{LB^2}\right)^{0.4}\right] \quad (\text{III.10})$$

Traslación alrededor del eje Z:

$$\beta_z = \left[1 + \frac{1}{21} \frac{D}{B}\right] \left[2 + 2.6 \frac{B}{L}\right] \cdot \left[1 + 0.32 \left(\frac{d(B+L)}{BL}\right)^{2/3}\right] \quad (\text{III.11})$$

Rotación alrededor del eje X:

$$\beta_{xx} = 1 + 2.5 \frac{d}{B} \left[1 + \frac{2d}{B} \frac{d}{D} - 0.2 \sqrt{\frac{B}{L}}\right] \quad (\text{III.12})$$

Rotación alrededor del eje Y:

$$\beta_{yy} = 1 + 1.4 \left(\frac{d}{L}\right)^{0.6} \left[1.5 + 3.7 \left(\frac{d}{L}\right)^{1.9} \left(\frac{d}{D}\right)^{-0.6}\right] \quad (\text{III.13})$$

Rotación alrededor del eje Z:

$$\beta_{zz} = 1 + 2.6 \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(\frac{d}{B}\right)^{0.9} \quad (\text{III.14})$$

Donde:

- h: Profundidad del suelo lateral con el centroide de la zapata (Figura 3.7)
- D: Profundidad de desplante de la zapata (Figura 3.7)
- d: Altura efectiva de la zapata en contacto lateral con el suelo (Figura 3.7)

Los términos " $k_{suf}$ " y " $\beta$ " se relacionan mediante la siguiente ecuación:

$$k = k_{suf} \beta \quad (\text{III.15})$$

Donde:

$k$  : rigidez traslacional o rotacional de la cimentación

$k_{\text{suf}}$  : rigidez de la cimentación en la superficie

$\beta$  : factor de corrección debido a la profundidad de desplante

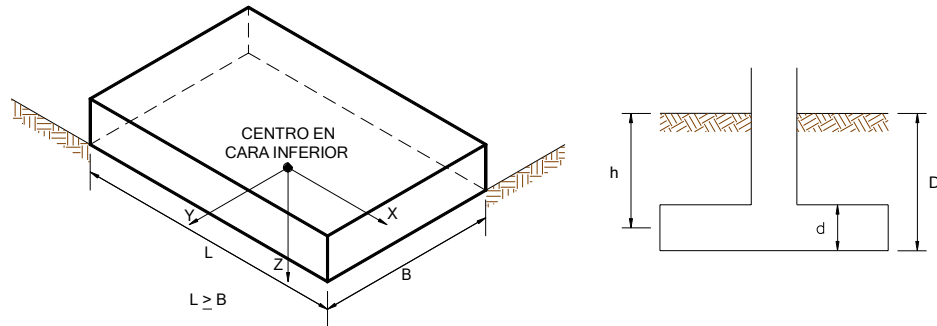


Figura 3.6. Esquemas para el cálculo de la rigidez de la cimentación.

### 3.2 TIPOS DE ANÁLISIS SÍSMICO

El análisis sísmico es una parte del análisis estructural, que nos permite mediante procesos matemáticos calcular la respuesta de los modelos de los puentes durante un evento sísmico. Estas respuestas pueden ser fuerzas o desplazamientos que se utilizarán para realizar el diseño estructural del puente.

En la Tabla 3.2, se muestran los requisitos de análisis mínimos para efectos sísmico de acuerdo con el reglamento AASHTO (2017) y el Manual de Puentes del MTC (2018).

Tabla 3.2: Definición de Métodos para el Modelamiento de cimentaciones.

Zona sísmica	Puentes de un solo tramo	Puentes de múltiples tramos					
		Otros Puentes		Puentes esenciales		Puentes críticos	
		Regular	Irregular	Regular	Irregular	Regular	Irregular
1	No se requiere análisis sísmico	*	*	*	*	*	*
2		SM/UL	SM	SM/UL	MM	MM	MM
3		SM/UL	MM	MM	MM	MM	TH
4		SM/UL	MM	MM	MM	TH	TH

Donde:

\*: No se requiere análisis sísmicos

UL: Método Elástico de carga uniforme

SM: Método Elástico unimodal

MM: Método Elástico Multimodal

TH: Método de Historia en el Tiempo

Además, la AASHTO (2011), recomienda que se utilice el análisis Estático No lineal - “Pushover” para obtener la capacidad de desplazamiento del puente durante un evento sísmico.

En la Tabla 3.3, se muestra los diferentes tipos de análisis sísmicos de acuerdo con la respuesta elástica y no lineal de la estructura.

Tabla 3.3: Tipos de Análisis Sísmicos.

Respuesta de la estructura	Análisis Estático	Análisis Dinámico
Elástico	Método de Fuerza Equivalente	Análisis Modal
Inelástico	Pushover	Método de Historia en el Tiempo

Para fines de esta tesis los métodos de análisis sísmico que se utilizaron son: Método Elástico Multimodal (MM) y el Método Estático No Lineal (MENL).

### 3.2.1 Análisis elástico multimodal

El análisis Multimodal, consiste en realizar un análisis dinámico a una estructura (puente) durante un evento sísmico por medio de un espectro de respuesta definido anteriormente.

Este método es utilizado en puentes donde ocurre acoplamiento en más de una de las tres direcciones de coordenadas, para cada modo de vibración. Se deberá realizar un análisis dinámico lineal utilizando un modelo global (tridimensional), el cual se utilizará para obtener la respuesta del puente en estudio.

En este tipo de análisis se deberá considerar como mínimo 3 modos de vibración por tramo.

Las fuerzas y desplazamientos de los elementos del puente se podrán obtener por medio de la combinación de las respuestas de los modos individuales usando la Combinación Cuadrática Completa (CQC).

En el Análisis Multimodal, se deberá considerar las propiedades de rigidez efectiva de los componentes del puente y un amortiguamiento viscoso equivalente.



En los programas obtenemos la masa efectiva o factor de masa de participación efectiva de cada modo. Este factor se usa para obtener el número mínimo de modos a utilizar en la respuesta de cada dirección. Se sabe que la suma de la masa efectiva de todos los modos es igual a la masa total del puente en cada dirección de análisis; sin embargo, no es necesario utilizar todos los modos para realizar el análisis, bastará con que la suma de la masa efectiva de los modos a utilizar en el análisis sea como mínimo el 90% de la masa total del puente.

### 3.2.2 Análisis estático no lineal “pushover”

El análisis lineal elástico brinda una gran información sobre el comportamiento dinámico de los puentes, este análisis no proporciona información sobre el mecanismo de falla de este; es decir, no toma en cuenta la formación de las rótulas plásticas y la deformación progresiva del puente hasta el colapso. Por tal razón, es recomendable utilizar un análisis no lineal que brinde información sobre el mecanismo de colapso del puente, como es el caso del análisis no lineal estático Pushover (Pinho et al., 2007; Shafiei-Tehrany et al., 2011).

La técnica Pushover, es un análisis estático no lineal que nos permite determinar de forma secuencial la respuesta inelástica, formación de rótulas locales y un modo de colapso global de la estructura. En el análisis Pushover se asume que la estructura oscila en los modos más bajos durante un evento sísmico, lo que nos permite reducir un sistema de varios grados de libertad a un sistema de un grado de libertad.

Este análisis se realiza por medio de un patrón carga lateral que en nuestro caso representa la acción sísmica, la cual se va incrementando secuencialmente y determinando paso a paso la formación de rótulas plásticas; es decir, consiste en empujar al estructura hasta llegar al primer punto de degradación estructural, se realiza la descarga pero se almacena el daño causado a la estructura, llamando a este proceso un primer “paso” (step), posteriormente se inicia un nuevo paso incrementando el patrón de carga y partiendo del daño causado en el “paso” anterior, y este proceso se repetirá hasta alcanzar el colapso global de la estructura, el cual puede darse por inestabilidad de la estructura debido a elementos que han llegado a un nivel de deformación que se refleja en la pérdida

de resistencia o que se ha perdido la capacidad para resistir cargas gravitacionales.

En cada paso del análisis pushover, el modelo estructural es modificado físicamente alterando la rigidez de los elementos o introduciendo mecanismos de rótulas plásticas. Los pasos para realizar un análisis “Pushover” en una herramienta computacional son:

Paso 1. Realizar el predimensionamiento.

Paso 2. Realizar modelo matemático de la estructura e Identificar los elementos resistentes donde se va a producir la rótula plástica.

Paso 3. Definir las propiedades esperadas de los materiales (Ver el Capítulo 4).

Paso 4. Definir las propiedades efectivas de las secciones para los elementos resistentes donde se van a formar las rótulas plásticas.

Paso 5. Definir las propiedades de las rótulas plásticas.

Paso 6. Asignar las rótulas plásticas en los elementos resistentes.

Paso 7. Asignar un punto de control del cual se van a determinar los desplazamientos y cortantes asociados de la estructura.

Paso 8. Asignar una fuerza lateral en el extremo superior de la columna, esta fuerza lateral está en función de la masa tributaria de la superestructura que soporta el pilar.

Paso 9. Aplicar incrementos a la carga lateral de la estructura hasta que los elementos resistentes alcance su capacidad de fluencia, formándose una rótula plástica.

Paso 10. Esta última fuerza, sin modificarla, produce desplazamientos adicionales hasta que ocurra la pérdida de la resistencia lateral de la rótula plástica.

Paso 11. El análisis Pushover registra estas etapas y reproduce una curva Pushover (Figura 3.7).

En la figura 3.8, se muestra un esquema del análisis Pushover y en la figura 3.9, se muestra un diagrama de flujo para realizar el análisis Pushover.

En el Anexo B, se realizó un ejemplo manual de un análisis estático no lineal y se comparó con el análisis realizado en el programa CSIBridge (CSI, 2019).

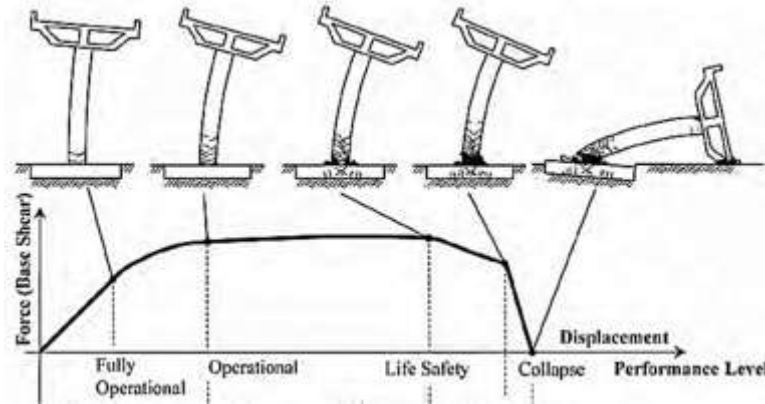


Figura 3.7. Curva de capacidad de un Puente con sus diferentes niveles de desempeño. (NCHRP Synthesis 440, 2013)

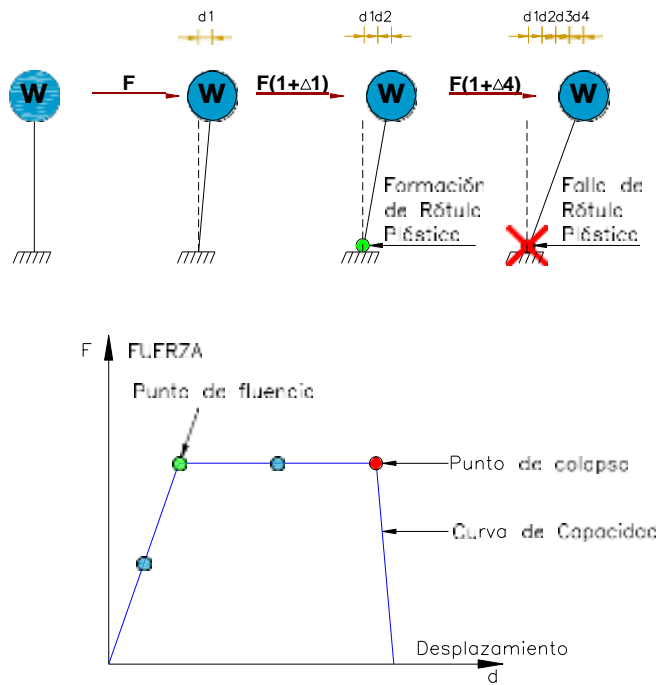


Figura 3.8. Esquema para el análisis Pushover.

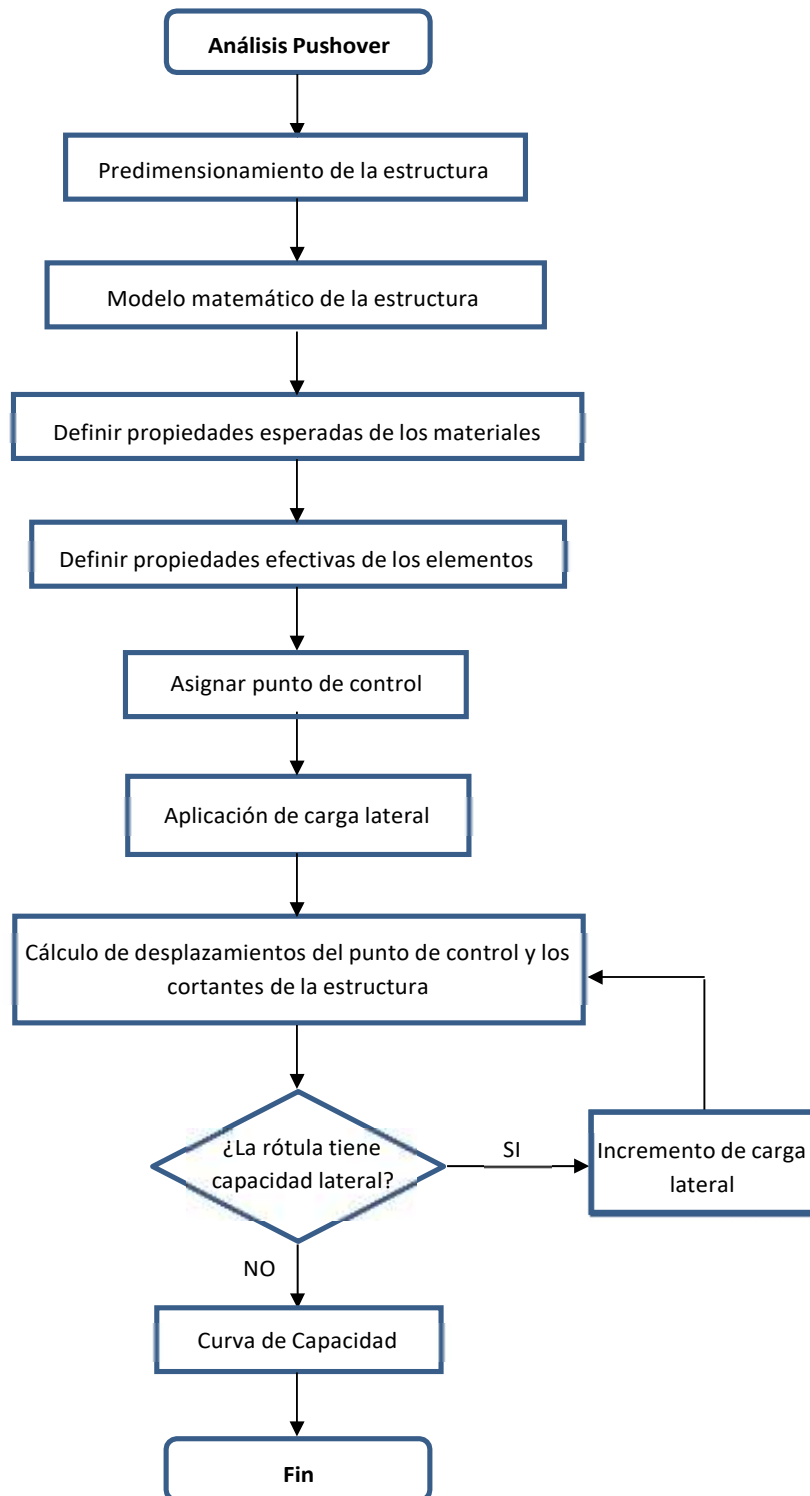


Figura 3.9. Diagrama de flujo para realizar un análisis Pushover.

## **CAPÍTULO IV: DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS SEGÚN AASHTO GUIDE SPECIFICATIONS FOR LRFD SEISMIC BRIDGE DESIGN**

El diseño sísmico basado en desplazamientos es una metodología del diseño sísmico utilizada por la “AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic (2011)”. Esta metodología tiene como objetivo el no colapso del puente, proporcionando a la estructura una capacidad de desplazamiento mayor a la demanda de desplazamiento.

A pesar de que el enfoque de esta metodología es el desplazamiento, se le debe dotar al puente de una resistencia lateral mínima y la capacidad para soportar las cargas no sísmicas o de servicio.

Para poder desarrollar esta metodología necesitamos un modelo para calcular la demanda desplazamiento, este modelo seguirán las recomendaciones dadas en la sección 3 de esta tesis.

A continuación, se describen los conceptos y requerimientos necesarios para desarrollar el diseño por desplazamientos de acuerdo con la “AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic (2011)”.

### **4.1 ELEMENTOS RESISTENTES A SISMOS (ERE)**

El comportamiento de un puente durante un evento sísmico puede determinarse de acuerdo con la forma estructural, que depende de la geometría, tipología estructural, resistencia de elementos y el tipo de conexión entre los elementos. Existen elementos del puente que están relacionados con la formación de rótulas plásticas, los cuales pueden ser clasificados de acuerdo con su comportamiento en un diseño sísmico. Estos Elementos Resistentes a Sismos (Earthquake Resisting Elements, ERE) pueden ser considerados como elementos individuales que me van a permitir definir la estructura sísmica del puente y por lo tanto el conjunto de EREs, definirán el Sistema Resistente a Sismos (Earthquake Resisting System, ERS).

En la AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design (2011), se clasifican los EREs en tres categorías:

- Permisible (Figura 4.1).
- Permisible con aprobación del propietario (Figura 4.2).
- No recomendado para puentes nuevos (Figura 4.3).

La principal característica de estas categorías es que la zona de potencial daño, se encuentre en lugar donde sea posible su inspección. Es por eso por lo que los EREs, que se encuentran por encima del nivel del suelo son considerados permisibles y los que se encuentran por debajo del nivel del suelo son permisibles con aprobación del propietario. Esto no quiere decir que se prohíba el uso de la categoría permisible con aprobación del propietario, ya que es posible que no se pueda evitar la formación de rótulas plásticas por debajo del nivel del suelo, sino con la intención de que el propietario sea consciente de que la reparación en esas zonas después del evento sísmico no sea posible; por ejemplo, en los casos 6, 7 y 8 (Figura 4.2).

La tercera categoría de EREs, se trata de ejemplos que no han dado buenos resultados en sismos pasados y por lo tanto no se deberán utilizar en puentes nuevos.

#### 4.2 SISTEMAS RESISTENTES A SISMOS (ERS)

Lo más importante en el diseño sísmico de puentes es conocer la respuesta de todo el puente, por lo tanto, la guía de diseño sísmico del AASHTO (2011) define un sistema de resistencia lateral conocido como Sistema Resistente a Sismos (Earthquake Resisting System, ERS) y que no es más que la combinación de EREs permitidos. Los ERSs, deberán garantizar la transmisión ininterrumpida de las fuerzas inducidas por el sismo, una adecuada disipación de energía y restricciones que permitan controlar los desplazamientos producidos durante un evento sísmico. En la figura 4.4, se muestran algunos ERSs que son permitidos, en el sentido longitudinal y transversal. Por tal razón si un ERS es permisible, es porque sus EREs son permitidos y si un ERE no es permitido el ERS no es permitido.

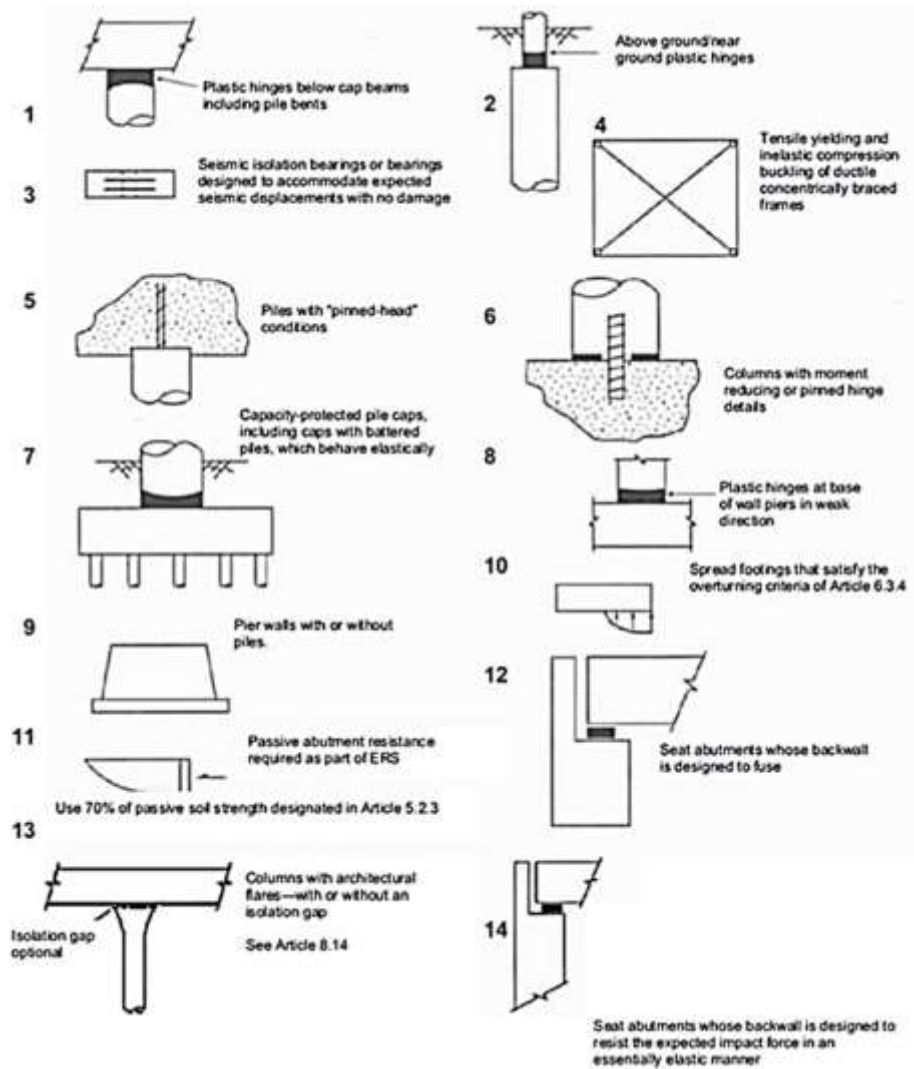


Figura 4.1. Elementos resistentes sísmicos permisibles. (AASHTO, 2011)

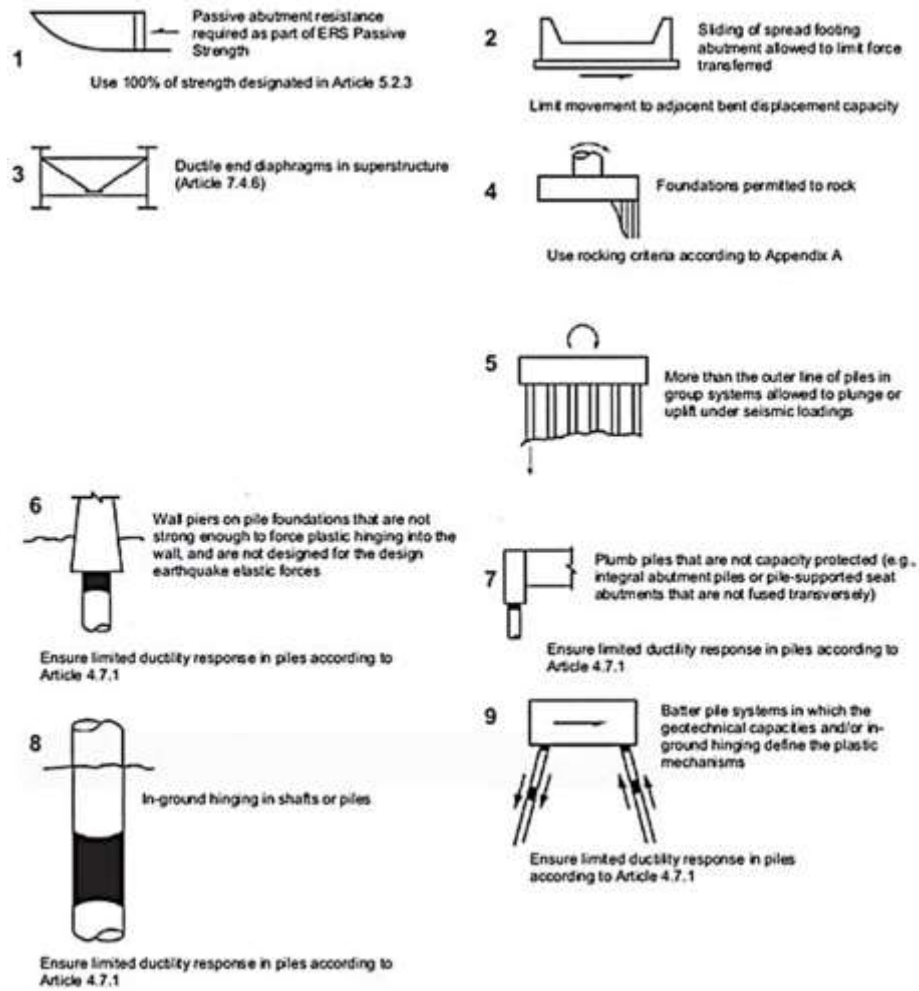


Figura 4.2. Elementos resistentes sísmicos permisibles con aprobación del propietario. (AASHTO, 2011)

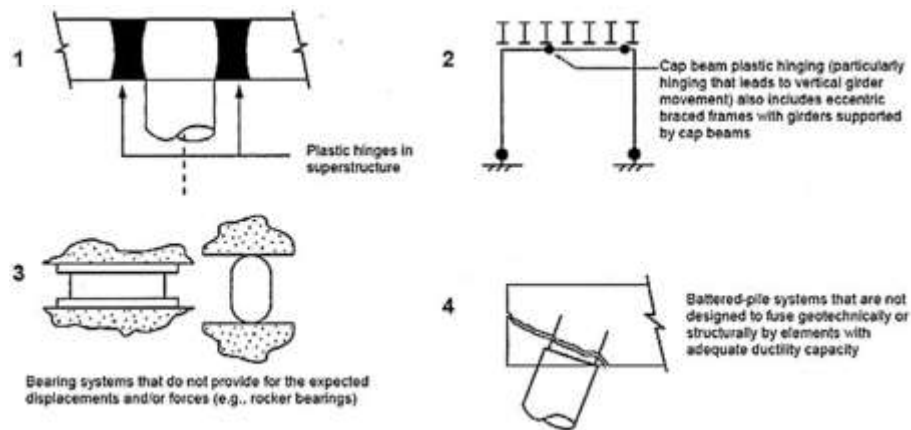


Figura 4.3. Elementos resistentes sísmicos que no son recomendados para puentes nuevos. (AASHTO, 2011)



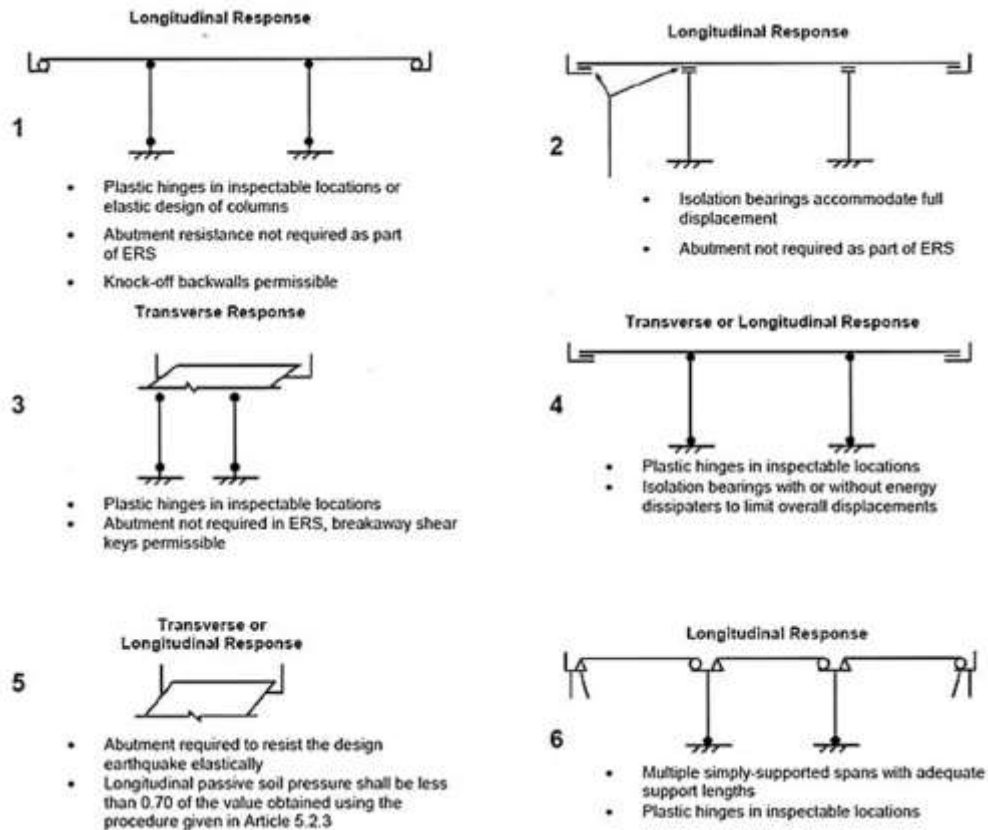


Figura 4.4. Sistemas Resistentes Sísmicos permisibles. (AASHTO, 2011)

Para una mejor clasificación ante la respuesta de los puentes durante un evento sísmico, la guía de diseño sísmico del AASHTO (2011) describe las siguientes 3 Estrategias de Diseño global:

#### 4.2.1 Tipo 1: Subestructura dúctil con superestructura esencialmente elástica

Esta estrategia de diseño (Figura 4.5) es la utilizada en un diseño convencional, donde la superestructura se mantiene elástica y es la subestructura la que deberá resistir la acción sísmica, respondiendo de manera dúctil. Esta estrategia de diseño incluye los EREs permisibles y los que requieren aprobación del propietario.

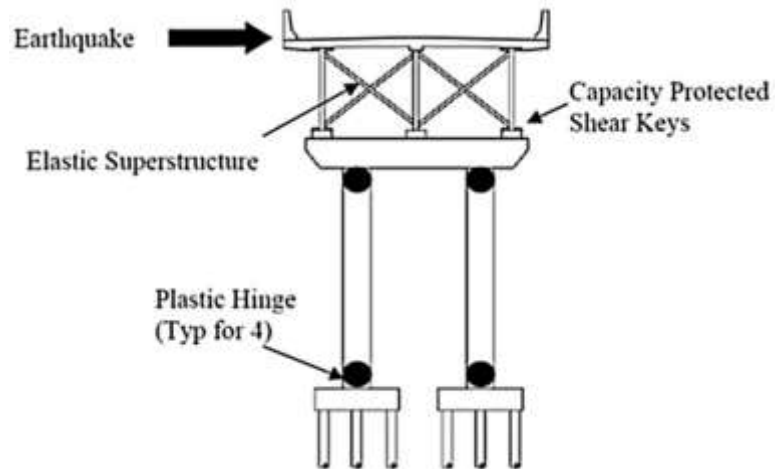


Figura 4.5. Tipo 1. Superestructura elástica con subestructura dúctil. (FHWA-NHI-15-004, 2014)

#### 4.2.2 Tipo 2: Subestructura esencialmente elástica con superestructura dúctil

Esta es una estrategia relativamente nueva para el diseño de puentes y se caracteriza por ser eficaz solo en el sentido transversal del puente y para las superestructuras con vigas de acero tipo I. El enfoque de esta estrategia (Figura 4.6), donde toda la disipación de energía se da en el marco transversal de acero, el cual deberá ser diseñado para proporcionar una respuesta dúctil. Debido a que esta estrategia de diseño sólo funciona en el sentido transversal, se deberá considerar una estrategia de aislamiento en el sentido longitudinal.

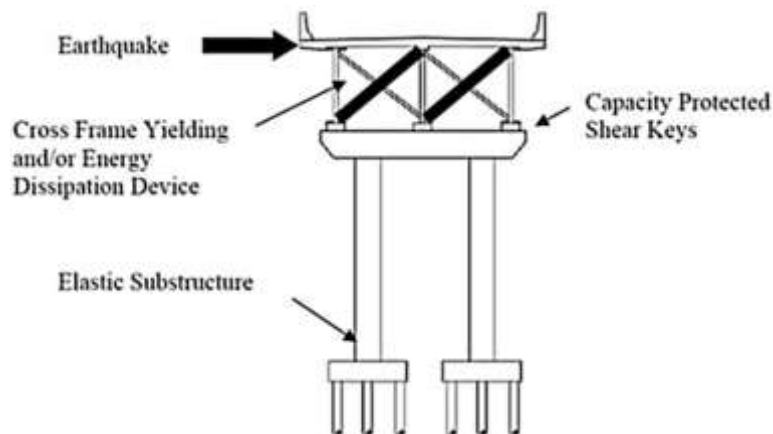


Figura 4.6. Tipo 2. Superestructura dúctil con subestructura elástica. (FHWA-NHI-15-004, 2014)

#### 4.2.3 Tipo 3: Superestructura elástica y subestructura con un mecanismo de fusible entre los dos

La intención de utilizar un elemento de fusible entre la superestructura y subestructura es que se desarrolle en este elemento la capacidad de desplazamiento sísmico del puente, tal como se muestra en la figura 4.7. La tecnología más usada es el uso de aisladores sísmicos.

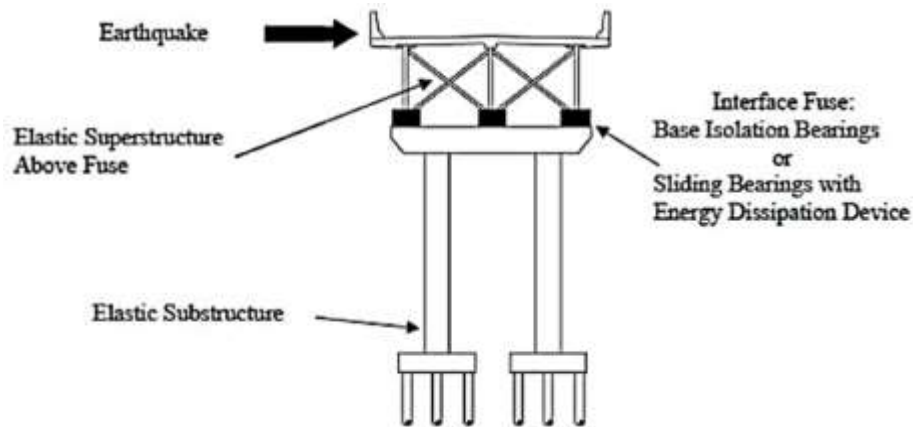


Figura 4.7. Tipo 3. Superestructura y subestructura elástica conectadas por un elemento de fusible.  
(FHWA-NHI-15-004, 2014)

### 4.3 AMENAZA SÍSMICA DE SITIO

La amenaza sísmica producto del movimiento del suelo está representada por un espectro de aceleraciones del sitio y los factores asociados a la clase de sitio. El espectro de respuesta deberá representar el movimiento del suelo para un 7% de probabilidad de excedencia en 75 años.

El espectro de aceleraciones puede ser obtenido por dos formas: Procedimiento General y Análisis de Respuesta del Sitio. También, se puede representar la amenaza sísmica por medio de un Análisis de Registros Tiempo – Historia de aceleraciones del sitio.

#### 4.3.1 Espectro de diseño basado en procedimiento general

El procedimiento general, utiliza la aceleración pico del terreno (peak ground acceleration coefficient, PGA) y los coeficientes de aceleración espectral para

periodos cortos “Ss” (T= 0.2 seg.) y periodos largos “S1” (T= 1.0 seg.) para calcular el espectro de diseño. Los valores de PGA, Ss y S1; deberán ser determinados a partir del mapa de isoaceleraciones que se encuentran en el “Manual de Puentes del MTC, 2018”, tal como se muestra en las Figuras. 4.8, 4.9 y 4.10. Se debe diferenciar entre el mapa de isoaceleraciones de puentes con el mapa de isoaceleraciones utilizado para edificaciones, ya que ambos mapas tienen distinta probabilidad de excedencia y periodo de retorno.

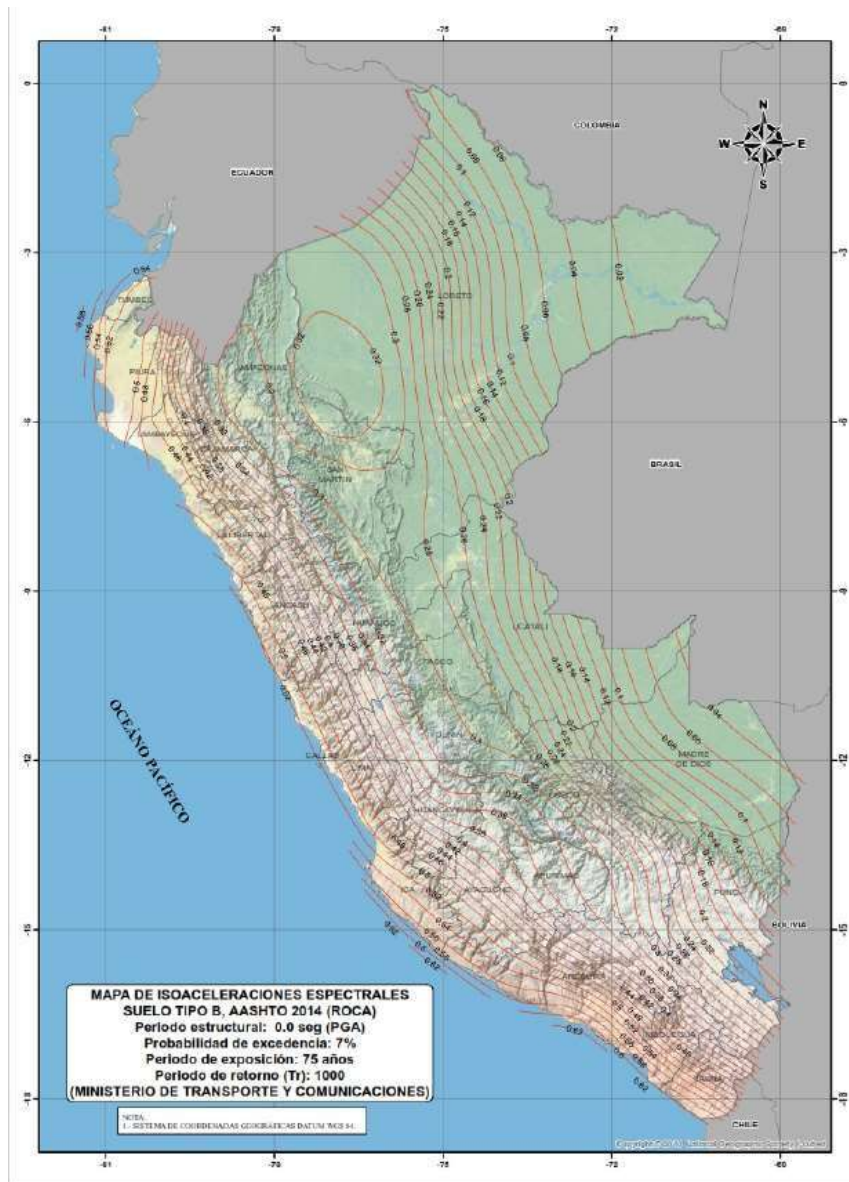


Figura 4.8. Mapa de Isoaceleraciones para obtener el valor de “PGA”. (Manual de Puentes del MTC, 2018)

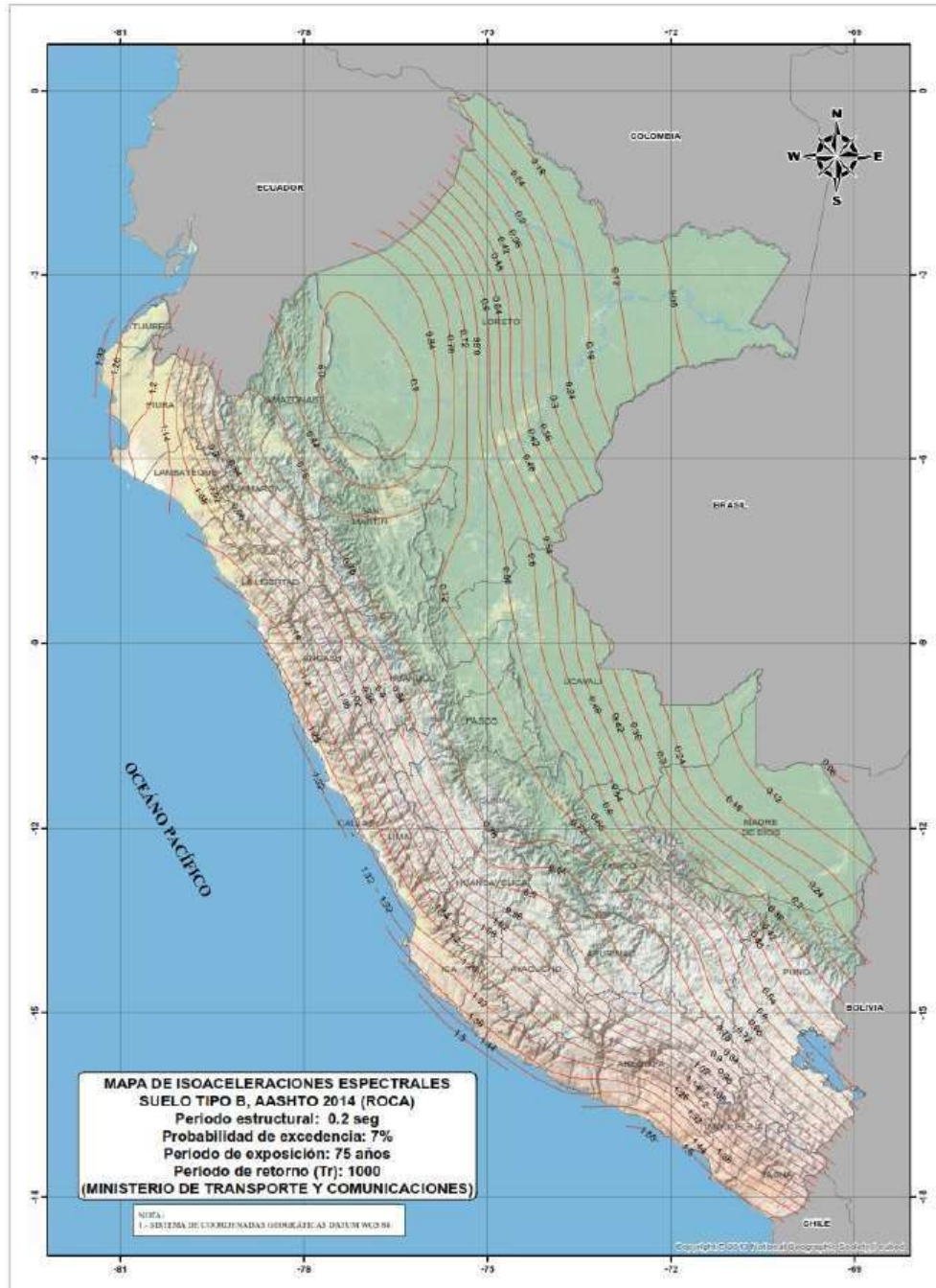


Figura 4.9. Mapa de Isoaceleraciones para obtener el valor de “Ss”. (Manual de Puentes del MTC, 2018)

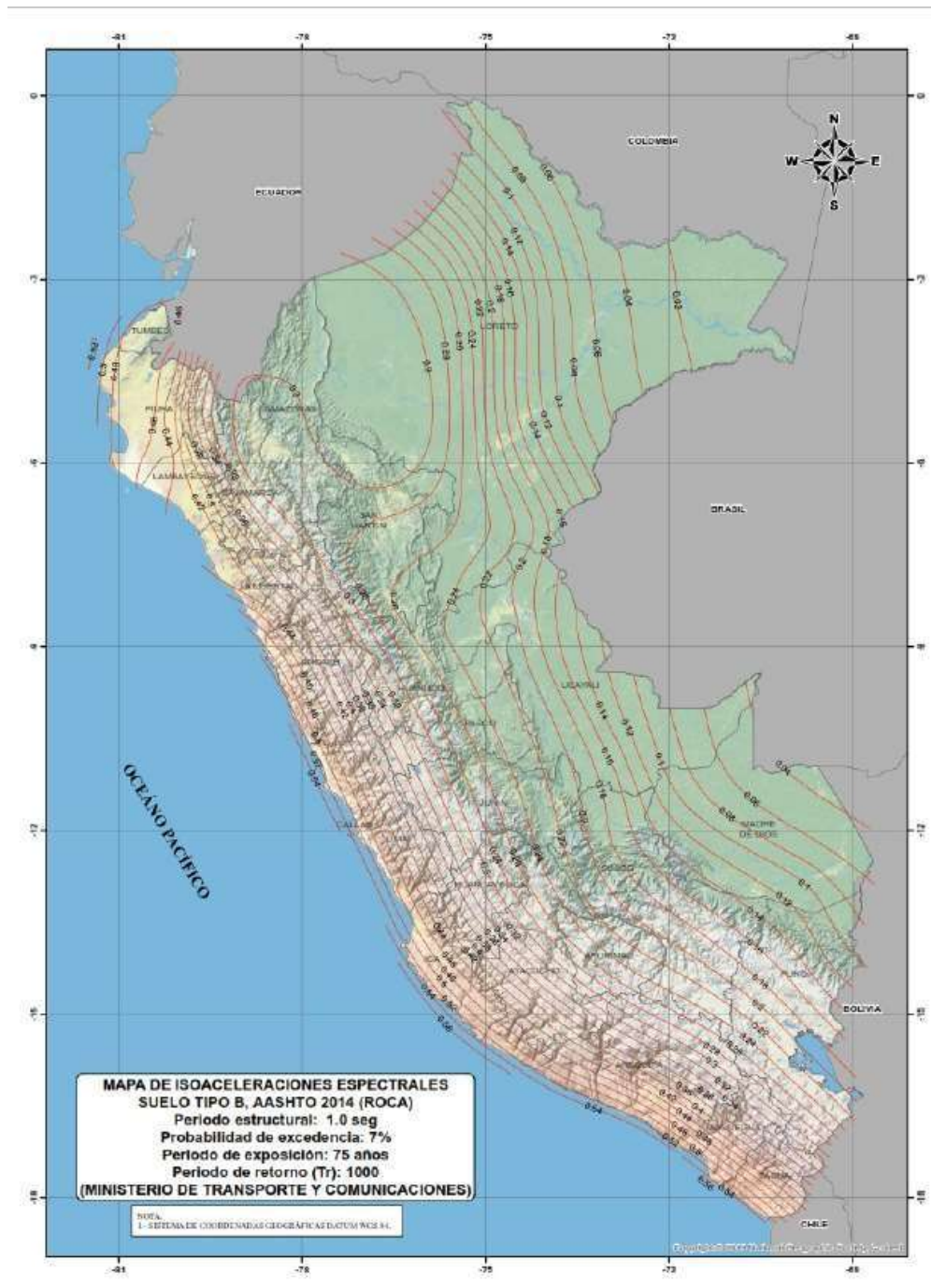


Figura 4.10. Mapa de Isoaceleraciones para obtener el valor de “S1”. (Manual de Puentes del MTC, 2018)

#### 4.3.1.1 Clases de Sitio

Se han establecido seis clases de sitio, designadas desde la “A” hasta la “F” (Tabla 4.1). Esta clasificación de los sitios ha sido desarrollada en función de la rigidez determinada en función de la velocidad de la onda de corte promedio superior a los 30.00 m del sitio.

Tabla 4.1: Definición de la Clase de Sitio. (Manual de Puentes del MTC, 2018)

(Tabla 3.10.3.1-1 AASHTO)

Clases de Sitio	Tipo de Suelo y Perfil
A	Roca dura con medida de velocidad de onda de corte, $\bar{v}_s > 5,000$ ft/s
B	Roca con $2,500$ ft/s $< \bar{v}_s < 5,000$ ft/s
C	Suelo muy denso y roca suelo $1,200$ ft/s $< \bar{v}_s < 2,500$ ft/s, o con cualquiera $\bar{N} > 50$ golpes/ft, o $S_u > 2.0$ ksf
D	Suelo rígido con $600$ ft/s $< \bar{v}_s < 1,200$ ft/s, o con cualquiera $15 < \bar{N} < 50$ golpes/ft, o $1.0 < S_u < 2.0$ ksf
E	Perfil de suelo con $\bar{v}_s < 600$ ft/s o con cualquiera $\bar{N} < 15$ golpes/ft o $S_u < 1.0$ ksf, o cualquier perfil con más de 10 ft de arcilla blanda definida como suelo con $PI > 20$ , $w > 40$ por ciento y $S_u < 0.5$ ksf
F	Suelos que requieren evaluaciones específicas de sitio, tales como: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Turbas o arcillas altamente orgánicas (<math>H &gt; 10</math> ft de turba o arcilla altamente orgánica donde <math>H</math> = espesor del suelo)</li> <li>• Arcillas de alta plasticidad (<math>H &gt; 25</math> ft con <math>PI &gt; 75</math>)</li> <li>• Estratos de Arcillas de buen espesor, blandas o semirrígidas (<math>H &gt; 120</math> ft)</li> </ul>

Excepciones: Cuando las propiedades del suelo no son conocidas con suficiente detalle para determinar la clase de sitio, se emprenderá una investigación de sitio suficiente para definir su clase. Las clases de Sitio E o F no serán supuestas a no ser que la Entidad determine la clase de sitio E o F o estas sean establecidas por datos geotécnicos.

Donde:  $\bar{v}_s$ , es el promedio de velocidad de onda de corte para perfiles de suelo superiores a los 100 ft,  $\bar{N}$ , promedio de la cantidad de golpes (golpes/ft) de la prueba SPT (ASTM D1586) para perfiles de suelo superiores a 100 ft,  $S_u$ , promedio de resistencia al corte no drenado en ksf (ASTM D2166 o ASTM D2850) para perfiles de suelos superiores a 100 ft,  $PI$ , índice plástico (ASTM D4318) y  $w$ , contenido de humedad (ASTM D2216).

#### 4.3.1.2 Factores de Sitio

El uso de Factores de Sitio explica la influencia de las condiciones locales del suelo en las características de los movimientos del suelo. Es por eso que las aceleraciones espectrales obtenidas de los mapas de isoaceleraciones son modificadas por los factores de respuesta de sitio  $F_{pga}$  (período de 0 segundos),  $F_a$  (Período de 0.2 segundos) y  $F_v$  (Período de 1 segundo). Estos valores se muestran en las Tablas 4.2, 4.3 y 4.4.

Tabla 4.2: Valores de Factor de Sitio,  $F_{pga}$ . (Manual de Puentes del MTC, 2018)

(Tabla 3.10.3.2-1 AASHTO)

Clase de Sitio	Coeficiente Aceleración Pico del Terreno (PGA) <sup>1</sup>				
	PGA < 0.10	PGA = 0.20	PGA = 0.30	PGA = 0.40	PGA > 0.50
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
$F^2$	*	*	*	*	*

Notas:

1. Usar línea recta de interpolación para valores intermedios de PGA.
2. Llevar a cabo investigaciones geotécnicas específicas del sitio y análisis de respuesta dinámica de sitio, para todos los sitios en sitio clase F

Tabla 4.3: Valores de Factor de Sitio,  $F_a$ . (Manual de Puentes del MTC, 2018)

(Tabla 3.10.3.2-2 AASHTO)

Clase de Sitio	Coeficiente Aceleración Espectral en Periodo 0.2 sec ( $S_s$ ) <sup>1</sup>				
	$S_s < 0.25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.00$	$S_s > 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
$F^2$	*	*	*	*	*

Notas:

1. Usar la interpolación lineal para valores intermedios de  $S_s$ .
2. Llevar a cabo investigaciones geotécnicas específicas del sitio y análisis de respuesta dinámica de sitio, para todos los sitios en sitio clase F

Tabla 4.4: Valores de Factor de Sitio,  $F_v$ . (Manual de Puentes del MTC, 2018)

(Tabla 3.10.3.2-3 AASHTO)

Clase de Sitio	Coeficiente Aceleración Espectral en Periodo 1.0 sec ( $S_1$ ) <sup>1</sup>				
	$S_1 < 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 > 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
$F^2$	*	*	*	*	*

Notas:

1. Usar la interpolación lineal para valores intermedios de  $S_1$ .
2. Llevar a cabo investigaciones geotécnicas específicas del sitio y análisis de respuesta dinámica de sitio, para todos los sitios en sitio clase F.

#### 4.3.1.3 Espectro de Diseño

Una vez obtenido los valores de aceleraciones espectrales, la clasificación de sitio y factores de sitio; se construye el espectro de diseño al cinco por ciento de amortiguamiento (Figura 4.11). Se debe tener en cuenta que el término " $S_a$ " indicado en Guía de diseño Sísmico del AASHTO (2011), es el coeficiente sísmico " $C_{sm}$ " utilizado en el reglamento AASHTO LRFD (2017) y en el manual de puentes del MTC (2018).



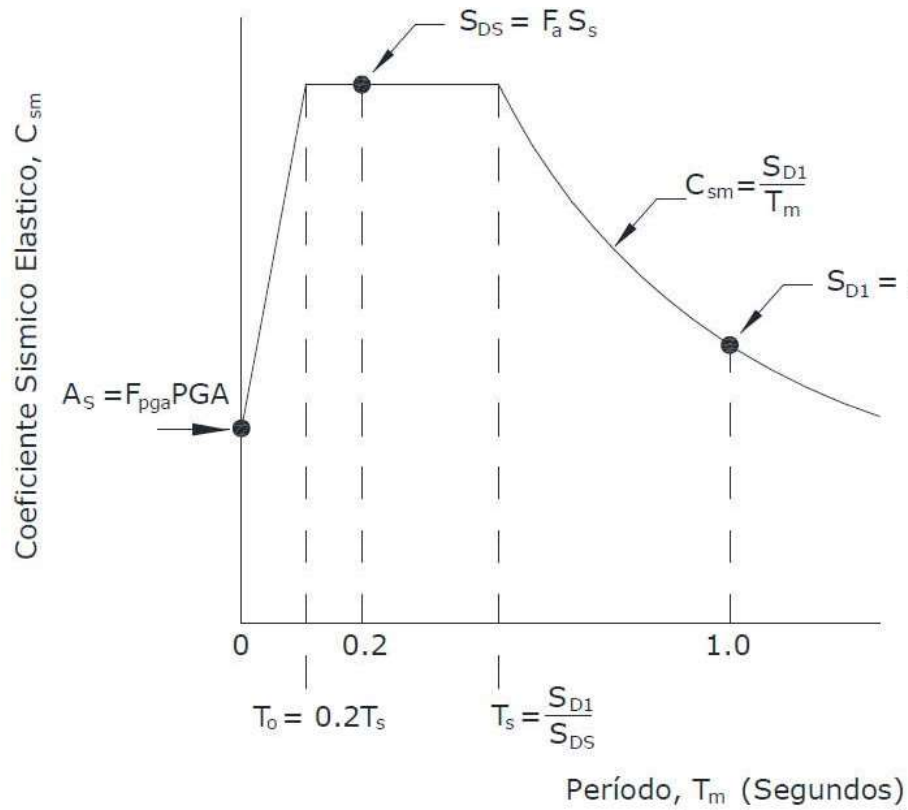


Figura 4.11. Espectro de Diseño. (Manual de Puentes del MTC, 2018)

El valor de “ $C_{sm}$ ” se obtendrá de la siguiente manera:

$$S_a = C_{sm} = \left( S_{DS} - A_s \right) \frac{T_m}{T_0} + A_s \rightarrow T_m \leq T_0 \quad (IV.1)$$

$$S_a = C_{sm} = S_{DS} \rightarrow T_0 < T_m \leq T_s \quad (IV.2)$$

$$S_a = C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T_m} \rightarrow T_m > T_s \quad (IV.3)$$

En el cual:

$$T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (IV.4)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (IV.5)$$

Donde:

- $P_{GA}$ : Coeficiente de la aceleración pico del terreno sobre roca (Sitio de clase B)
- $S_S$ : Coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal en 0.2 segundos de periodo sobre roca (Sitio de clase B)
- $T_m$ : Periodo de vibración del modo “m”
- $T_0$ : Periodo que da inicio a la meseta constante del espectro de diseño de aceleraciones =  $0.2T_S$
- $T_S$ : Periodo final de la meseta constante del espectro de diseño de aceleraciones =  $S_{D1}/S_{DS}$
- $C_{sm}$ : Coeficiente sísmico elástico
- $S_a$ : Coeficiente de aceleración espectral de respuesta
- $S_1$ : Coeficiente de aceleración espectral de respuesta horizontal en 1.0 segundo de periodo sobre roca
- $S_{DS}$ : Ordenada espectral del espectro de respuesta de aceleraciones para periodos cortos
- $S_{D1}$ : Ordenada espectral del espectro de respuesta de aceleraciones para 1.0 segundo de periodo

#### 4.3.2 Espectro de diseño específico del sitio

El objetivo de este espectro es el mismo que del procedimiento General; es decir, obtener un espectro de diseño de peligro uniforme con una probabilidad de excedencia del 7% en 75 años; sin embargo, este tiene la particularidad de tomar en cuenta los siguientes puntos:

- Contribución de distintas fuentes sísmicas alrededor del sitio.
- Límite superior de la magnitud de cada fuente sísmica considerada.
- Relaciones de atenuación para valores para valores de aceleración espectral y su respectiva desviación estándar.
- Relación de magnitud/recurrencia para cada de fuente de zona.
- Relación longitud de rotura de falla para cada falla que participa en el análisis.

De acuerdo con la AASHTO (2017) este procedimiento es utilizado cuando:

- El sitio se encuentra a menos de 10 km. de una falla activa.

- En el sitio se encuentra más de 3.00 metros de arcilla altamente orgánicas, arcillas de alta plasticidad o espesores de arcillas medias a blandas con más de 36.00 m.
- En el sitio se espera que ocurran sismo de larga duración.
- De acuerdo con la importancia del puente y se tenga que considerar un mayor periodo de retorno.

#### 4.3.3 Aceleraciones de tiempo - historia

Los registros de aceleraciones utilizados deberán ser representativos de la zona sísmica del sitio y de las condiciones locales del sitio.

Se deberán usar registros de aceleraciones compatibles con el espectro de respuesta y deberán ser escalados de tal forma que se obtengan ordenadas del espectro de diseño en el rango de importancia.

Se utilizarán al menos 3 registros compatibles para cada componente de movimiento del sismo de diseño (7 % de probabilidad de excedencia en 75 años). Además, deberá de utilizar las 3 componentes ortogonales de movimiento (X, Y, Z) cuando se realice un análisis Tiempo - Historia No Lineal.

#### 4.4 CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO

Los reglamentos AASHTO LRFD (2017) y la AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design (2011), dividen al país en regiones sísmicas y varían desde regiones de menor a mayor amenaza sísmica. Esta zonificación que se realiza en el país es importante porque permite calcular y detallar el nivel de fuerza sísmica de manera eficiente; por ejemplo, el nivel de fuerza sísmica en regiones donde la amenaza sísmica es baja será menor que las zonas con alta amenaza sísmica donde incluso el detalle sísmico toma mayor importancia. Esta zonificación sísmica, se realiza en función del Coeficiente de aceleración espectral para un periodo de 1.0 seg. ( $S_{D1}$ ). Esto quiere decir que la zonificación sísmica no solo toma en cuenta la sismicidad de la zona, sino también las condiciones locales del suelo donde se encuentra.

En los reglamentos AASHTO LRFD (2017) y Manual de Puentes del MTC (2018), se les conoce a estas regiones como zona sísmica y en la AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design (2011), se le conoce como Categoría de diseño sísmico (Seismic Design Categories, SDC). En la Tabla 4.5, se muestra que los límites para cada zona sísmica o SDC, son los mismos.

Tabla 4.5: Zonificación Sísmica para los reglamentos AASHTO LRFD y la Guía de Diseño Sísmico del AASHTO. (FHWA-NHI-15-004, 2014)

Acceleration Coefficient, $S_{DI}$	Seismic Zone – LRFD Specifications	Seismic Design Category (SDC) – Guide Specifications
$S_{DI} \leq 0.15$	1	A
$0.15 \leq S_{DI} < 0.30$	2	B
$0.30 \leq S_{DI} < 0.50$	3	C
$0.50 \leq S_{DI}$	4	D

La AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge (2011), indica que los requerimientos para cada SDC son:

#### 4.4.1 SDC “A”

- No se especifica ningún sistema resistente a sismo (ERS).
- No se requiere ningún análisis de demanda.
- No se requiere calcular la capacidad implícita.
- No se requiere un diseño por capacidad.
- Se requiere detalle mínimo de longitud de apoyo, fuerza de diseño para la conexión entre la superestructura/subestructura y para el acero de refuerzo transversal.
- No se requiere evaluación de licuación.

#### 4.4.2 SDC “B”

- Se debe considerar el uso de un sistema resistente a sismo (ERS).
- Se requiere análisis de demanda.
- Se requiere verificación de capacidad implícita (desplazamiento, P- $\Delta$ , longitud mínima de apoyo).

- Se requiere diseño por capacidad para corte en la columna y considerar las verificaciones por capacidad para evitar vínculos débiles en los ERS.
- Nivel de detalle de acuerdo con SDC “B”.
- Se debe considerar la evaluación de potencial de licuación bajo ciertas condiciones.

#### 4.4.3 SDC “C”

- Se debe identificar un sistema resistente a sismo (ERS).
- Se requiere análisis de demanda.
- Se requiere verificación de capacidad implícita (desplazamiento, P- $\Delta$ , longitud mínima de apoyo).
- Se debe considerar diseño por capacidad y requerimientos por corte en la columna.
- Nivel de detalle de acuerdo con SDC “C”.
- Se requiere la evaluación de potencial de licuación.

#### 4.4.4 SDC “D”

- Se debe identificar un sistema resistente a sismo (ERS).
- Se requiere análisis de demanda.
- Se requiere verificación de capacidad implícita utilizando análisis Pushover (desplazamiento, P- $\Delta$ , longitud mínima de apoyo).
- Se debe considerar diseño por capacidad y requerimientos por corte en la columna.
- Nivel de detalle de acuerdo con SDC “C”.
- Se requiere la evaluación de potencial de licuación.

Estos requerimientos para cada SDC pueden ser expresados mediante un diagrama de flujo (Figura 4.12).

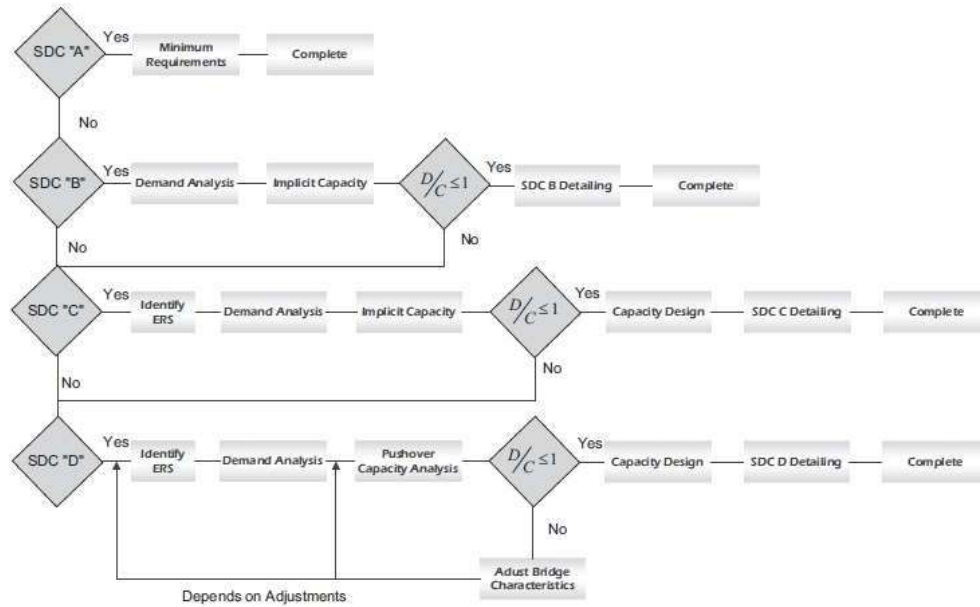


Figura 4.12. Categoría de diseño sísmico (SDC) diagrama de flujo (AASHTO, 2011)

## 4.5 CONSIDERACIONES DE DISEÑO PARA COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO.

### 4.5.1 Balanceo de rigideces en sistemas SDC “D”

Se recomienda el balanceo de rigideces para obtener una mejor respuesta sísmica en puentes (Figura 4.13).

- a) Para dos pilares (bent) dentro de un mismo miembro (frame) o para dos columnas dentro de un pilar.

- Para miembros de ancho constante:

$$\frac{k_i^e}{k_j^e} \geq 0.5 \quad (IV.6)$$

- Para miembros de ancho variable:

$$\frac{k_i^e m_j}{k_j^e m_i} \geq 0.5 \quad (IV.7)$$

b) Para dos pilares (bent) adyacentes de un mismo miembro (frame) o para dos columnas adyacentes dentro de un pilar (Figura 4.13), se deberá cumplir:

- Para miembros de ancho constante:

$$\frac{k_i^e}{k_j^e} \geq 0.75 \quad (\text{IV.8})$$

- Para miembros de ancho variable:

$$\frac{k_i^e m_j}{k_j^e m_i} \geq 0.75 \quad (\text{IV.9})$$

Donde:

$k_i^e$  : rigidez efectiva menor del pilar o columna.

$k_j^e$  : rigidez efectiva mayor del pilar o columna.

$m_i^e$  : masa tributaria de la columna o pilar i.

$m_j^e$  : masa tributaria de la columna o pilar j.

#### 4.5.2 Geometría de miembros balanceados en sistemas SDC "D"

Se recomienda que los periodos fundamentales de miembros adyacentes cumplan con la siguiente relación:

$$\frac{T_i}{T_j} \geq 0.75 \quad (\text{IV.10})$$

Donde:

$T_i$ : Período del miembro menos flexible.

$T_j$ : Período del miembro más flexible.

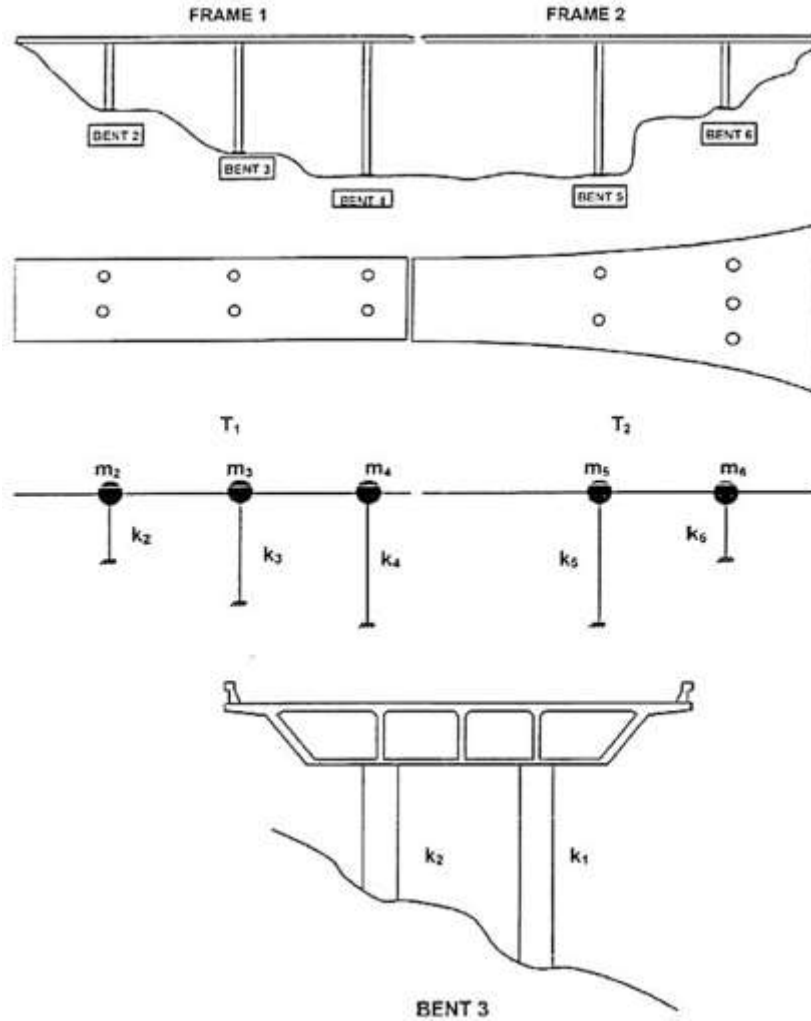


Figura 4.13. Concepto de balanceo de rigideces para miembros, pilares y columnas (AASHTO,2011)

#### 4.5.3 Selección del procedimiento de análisis para el cálculo de la demanda

En la sección 3.2, se describió los diferentes tipos de análisis sísmico de acuerdo con el reglamento AASHTO (2017), y ahora se indicarán los análisis mínimos requeridos para el cálculo de la demanda sísmica de acuerdo a la Guía de Diseño Sísmico del AASHTO LRFD (2011).

La selección del procedimiento de análisis dependerá de la regularidad del puente, es decir; si el puente es considerado regular o irregular. Un puente es considerado



regular si tiene menos de 6 tramos, sin cambio abruptos de rigidez, peso o geometría y deberá cumplir con las ecuaciones (IV.6) a (IV.10).

Los requerimientos para elegir un procedimiento de análisis sísmico se muestran en las Tablas 4.6 y 4.7.

Tabla 4.6: Procedimientos de Análisis (AASHTO, 2011).

Seismic Design Category	Regular Bridges with 2 through 6 Spans	Not Regular Bridges with 2 or More Spans
A	Not required	Not required
B, C, or D	Use Procedure 1 or 2	Use Procedure 2

Tabla 4.7: Descripción de los Procedimientos de Análisis (AASHTO, 2011).

Procedure Number	Description	Article
1	Equivalent static	5.4.2
2	Elastic dynamic analysis	5.4.3
3	Nonlinear time history	5.4.4

Además, para que un puente sea considerado regular, también deberá cumplir con los requerimientos indicados en la Tabla 4.8.

Tabla 4.8: Requerimientos para puentes regulares (AASHTO, 2011).

Parameter	Value				
	2	3	4	5	6
Maximum subtended angle (curved bridge)	30°	30°	30°	30°	30°
Maximum span length ratio from span-to-span	3	2	2	1.5	1.5
Maximum bent/pier stiffness ratio from span-to-span (excluding abutments)	—	4	4	3	2

#### 4.5.4 Magnificación de desplazamientos para estructuras con periodos cortos

La demanda de desplazamientos,  $\Delta_d$ , deberá ser amplificada por el factor  $R_d$ , cuyo valor es mayor que 1.0 cuando el periodo fundamental del puente “T” es menor que el período característico del movimiento del suelo “T\*”, y puede ser calculado con las ecuaciones (IV.11) y (IV.12).

$$R_d = \left(1 - \frac{1}{R}\right) \frac{T^*}{T} + \frac{1}{R} \geq 1.0 \text{ para } \frac{T^*}{T} \geq 1.0 \quad (\text{IV.11})$$

$$R_d = 1.0 \text{ para } \frac{T^*}{T} \leq 1.0 \quad (\text{IV.12})$$

Dónde:

T\*:  $1.25T_s$

R: Ductilidad de la demanda de desplazamiento máximo de la estructura.  
= 2 para SDC “B”  
= 2 para SDC “C”  
=  $\mu_D$  para SDC “D”

Donde:

Ts: Periodo determinado en la sección 4.3.1.3

$\mu_D$ : Ductilidad máxima de desplazamiento del elemento o considerar un valor de 6.

La amplificación de la demanda de desplazamientos deberá hacerse de manera independiente para cada dirección ortogonal y posteriormente se deberá realizar la combinación de 100% en una dirección más el 30% en la otra dirección de análisis.

#### 4.5.5 Propiedades esperadas de los materiales

Las propiedades esperadas para las SDC “B” y “C”, se utilizarán para calcular la rigidez de la sección y la capacidad de sobre resistencia de la misma.

Para la SDC “D”, las propiedades esperadas de los materiales se utilizarán para calcular la rigidez de la sección, la capacidad de sobre resistencia de la misma y la capacidad de desplazamiento.

#### 4.5.5.1 Acero de Refuerzo

Para las SDC “B” y “C”, se puede utilizar los aceros ASTM A 706 o ASTM A 615 Grado 60.

Para la SDC “D”, sólo está permitido usar acero ASTM A 706 en las zonas donde se forme la rótula plástica.

El modelado de acero de refuerzo deberá estar representado por una curva esfuerzo – deformación donde se muestre la zona inelástica inicial, una planicie de fluencia y el endurecimiento por deformación (Figura 4.14).

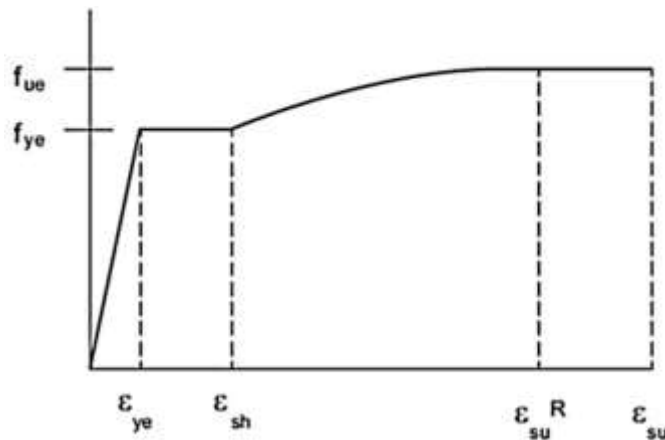


Figura 4.14. Modelo esfuerzo - deformación del acero de refuerzo (AASHTO, 2011)

Se deberán tomar los valores de la Tabla 4.9 para las deformaciones unitarias, esfuerzos de fluencia y esfuerzo último, en función del diámetro de la barra.

El módulo de elasticidad del acero de refuerzo en la zona elástica deberá ser igual a 29000 ksi.

#### 4.5.5.2 Concreto

El modelamiento del concreto deberá estar representado por una curva esfuerzo – deformación, tanto para el concreto confinado como para el concreto no confinado. El modelo a utilizar para el concreto confinado es el modelo de Mander (Figura 4.15).

Tabla 4.9: Propiedades para el acero de refuerzo (AASHTO, 2011).

Property	Notation	Bar Size	ASTM A 706	ASTM A 615 Grade 60
Specified minimum yield stress (ksi)	$f_y$	#3– #18	60	60
Expected yield stress (ksi)	$f_{ye}$	#3– #18	68	68
Expected tensile strength (ksi)	$f_{te}$	#3– #18	95	95
Expected yield strain	$\epsilon_{ye}$	#3– #18	0.0023	0.0023
Onset of strain hardening	$\epsilon_{sh}$	#3– #8	0.0150	0.0150
		#9	0.0125	0.0125
		#10 & #11	0.0115	0.0115
		#14	0.0075	0.0075
		#18	0.0050	0.0050
Reduced ultimate tensile strain	$\epsilon_m^R$	#4– #10	0.090	0.060
		#11– #18	0.060	0.040
Ultimate tensile strain	$\epsilon_{tu}$	#4– #10	0.120	0.090
		#11– #18	0.090	0.060

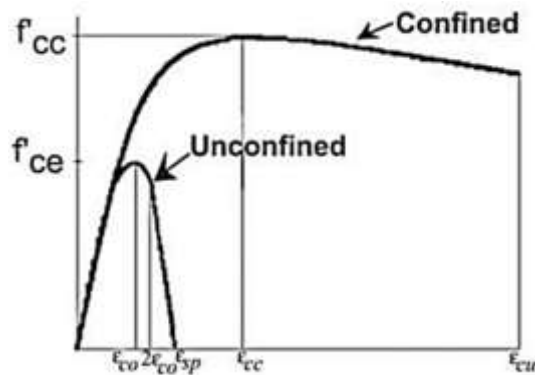


Figura 4.15. Modelo esfuerzo-deformación del concreto (AASHTO, 2011)

La resistencia a la compresión esperada del concreto deberá tomarse como:

$$f'_{ce} = 1.3f'_c \quad (\text{IV.13})$$

Donde:

$f'_c$ : resistencia a compresión del concreto

La deformación unitaria a compresión del concreto no confinado en el esfuerzo de máxima compresión,  $\epsilon_{co}$ , será igual a 0.002 y la deformación unitaria a compresión última del concreto no confinado (cuando se produce desprendimiento del concreto),  $\epsilon_{sp}$ , será igual a 0.005.

La deformación unitaria a compresión del concreto confinado,  $\epsilon_{cc}$ , y la deformación unitaria última a compresión del concreto confinado,  $\epsilon_{cu}$ , deberán ser calculadas del modelo de Mander (Mander et al., 1988).

#### 4.5.6 Requerimientos de diseño para SDC “A”

Cuando el coeficiente de aceleración espectral “A<sub>s</sub>” es menor que 0.05, la fuerza de diseño horizontal para las conexiones restringidas no deberá ser menor a 0.15 veces la reacción vertical debido a la carga permanente tributaria y en las demás zonas dentro de esta categoría, no deberá ser menor a 0.25 veces la reacción vertical debido a la carga permanente tributaria y carga viva tributaria que sean consideradas en un sismo.

#### 4.5.7 Requerimientos de diseño para SDC “B”, “C” Y “D”

De acuerdo al diseño sísmico, los puentes pueden clasificarse de acuerdo al nivel de daño esperado; es decir, en función de la demanda de ductilidad. Es por esta razón que las SDC, nos permitirán clasificar a los puentes en función a la ductilidad requerida.

Un puente deberá de desarrollar una gran capacidad de ductilidad,  $\mu_D$ , bajo inversiones de carga sin pérdida de significativa de la resistencia con demandas de ductilidad entre  $4 \leq \mu_D \leq 6$ . Esta respuesta se anticipa para un puente que se encuentra en una zona de alta sismicidad, SDC “D”, para un criterio de seguridad de vida sin colapso. A estas estructuras se les conoce como estructuras con “Respuesta Dúctil Convencional” (estructuras completamente dúctiles).

Por otro lado, en zonas donde existe un menor riesgo sísmico, SDC “B” y “C”, no se requiere una gran capacidad de ductilidad por lo que a estas estructuras se les conocen como estructuras con “Respuesta de Ductilidad Limitada”. En estas estructuras también se permite que se desarrolle la formación de rotulas plásticas, pero con una demanda de ductilidad menor  $\mu_D \leq 4$ .

#### 4.5.7.1 Demanda/ Capacidad de desplazamiento

Cada pilar deberá cumplir con lo siguiente:

$$\Delta_D^L \leq \Delta_C^L \quad (\text{IV.14})$$

Donde:

$\Delta_D^L$ : Demanda de desplazamiento en la dirección de los ejes locales del elemento dúctil (pulgadas)

$\Delta_C^L$ : Capacidad de desplazamiento en la dirección de los ejes locales del elemento dúctil (pulgadas), de acuerdo con la SDC.

La capacidad de desplazamiento puede ser obtenida mediante las siguientes ecuaciones:

- SDC “B”:

$$\Delta_C^L = 0.12H_0(-1.27 \ln(x) - 0.32) \geq 0.12H_0 \quad (\text{IV.15})$$

- SDC “C”:

$$\Delta_C^L = 0.12H_0(-2.32 \ln(x) - 1.22) \geq 0.12H_0 \quad (\text{IV.16})$$

En el cual:

$$x = \frac{\Delta B_0}{H_0} \quad (\text{IV.17})$$

Donde:

$H_0$ : Altura libre de la columna (pies)

$B_0$ : diámetro de la columna o ancho medio paralelo a la dirección de desplazamiento considerado. (pies)

$\Delta$ : factor para las condiciones de apoyo en los extremos de las columnas.

= 1 para fijo - libre (articulado en un extremo)

= 2 para fijo en la parte superior en inferior

- SDC “D”:

Puede usarse la Ec. (IV.16), para calcular la capacidad de desplazamiento; sin embargo, si esta capacidad de desplazamiento no es suficiente para cumplir con la demanda de desplazamiento, entonces se deberá realizar un análisis “Pushover” para obtener una capacidad de desplazamiento mayor y más real ya que este análisis toma en cuenta el comportamiento no lineal de los materiales.

#### 4.5.7.2 Requerimientos de Ductilidad para SDC “D”

Además de evaluar que la capacidad por desplazamiento sea mayor que la demanda de desplazamiento es necesario realizar un control de la ductilidad de la demanda local en los elementos para evitar deformaciones excesivas en las columnas. Por tal razón, de acuerdo a Guía de Diseño Sísmico del AASHTO (2011), las demandas de ductilidad individual en los elementos deberán cumplir con:

Para pilares con columnas simples:

$$\mu_D \leq 5 \quad (IV.18)$$

Para pilares con columnas múltiples:

$$\mu_D \leq 6 \quad (IV.19)$$

Para pilares tipo muro en la dirección débil:

$$\mu_D \leq 5 \quad (IV.20)$$

Para pilares tipo muro en la dirección fuerte:

$$\mu_D \leq 1 \quad (IV.21)$$

En el cual:

$$\mu_D = 1 + \frac{\Delta_{pd}}{\Delta_{yi}} \quad (IV.22)$$

Donde:

$\Delta_{pd}$ : Demanda de desplazamiento plástico

$\Delta_{yi}$ : Desplazamiento de fluencia idealizado correspondiente a la curvatura de fluencia idealizada,  $\varphi_{yi}$  (Figura 2.31).

De acuerdo con el Caltrans (2013), las demandas de ductilidad de los elementos deberán cumplir con:

Para pilares con columnas simples:

$$\mu_D \leq 4 \quad (IV.23)$$

Para pilares con columnas múltiples:

$$\mu_D \leq 5 \quad (IV.24)$$

Para pilares tipo muro en la dirección débil:

$$\mu_D \leq 5 \quad (IV.25)$$

Para pilares tipo muro en la dirección fuerte:

$$\mu_D \leq 1 \quad (IV.26)$$

En el cual:

$$\mu_D = \frac{\Delta_D}{\Delta_{yi}} \quad (IV.27)$$

Donde:

$\Delta_D$ : Demanda de desplazamiento



$\Delta_{yi}$ : Desplazamiento de fluencia en el instante en que se forma una rótula plástica en el ERE.

#### 4.5.7.3 Fuerzas en la rótula plástica

Se deberá garantizar que la formación de rótulas plásticas se produzca antes que cualquier mecanismo de falla como sobreesfuerzo o inestabilidad de la estructura y/o cimentación.

La capacidad de momento de sobre resistencia de los elementos que conforman el mecanismo sismoresistente del puente, se deberá calcular como:

$$M_0 = \lambda_0 M_p \quad (IV.28)$$

Donde:

$M_p$ : Capacidad al momento plástico idealizado de la columna

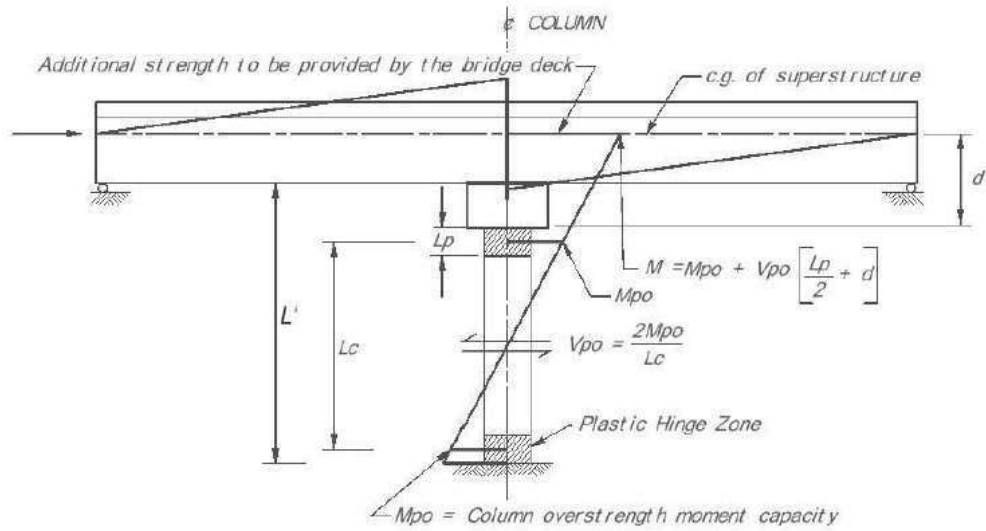
$\lambda_0$ : Factor de sobrerresistencia tomado entre 1.2 o 1.4.

= 1.2 para acero de refuerzo ASTM A 706

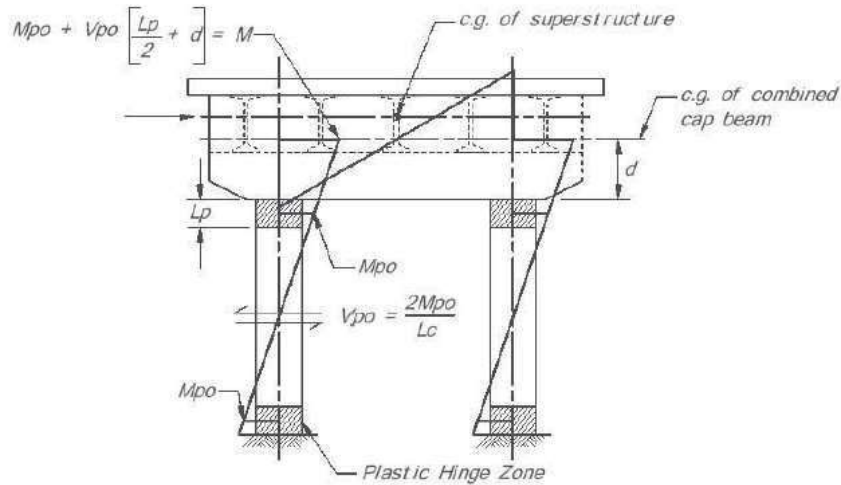
= 1.4 para acero de refuerzo ASTM A 615 Grado 60.

El cálculo de momento plástico se obtiene por medio de un análisis de sección momento curvatura, tomando en cuenta la fluencia de los materiales, las propiedades del concreto confinado y el endurecimiento del acero de refuerzo.

Los momentos de sobrerresistencia y sus cortantes asociadas serán considerados como los momentos sísmicos de diseño que el puente puede resistir. En la figura 4.16, se muestra un esquema de la sobrerresistencia en el diseño por capacidad.



(a) Longitudinal Response for Non-integral Abutments



(b) Transverse Response for Dual Column Integral Pier - With Drop Cap Beam

Note: The effects of dead load are not shown in (a) or (b)

Figura 4.16. Concepto de sobrerresistencia en el diseño por capacidad (AASHTO, 2011)

#### 4.5.7.4 Capacidad P-Δ para al SDC “C” y “D”

Las fuerzas que ocurren durante un evento sísmico producen desplazamientos que también producirán un momento adicional al pilar como producto de la carga “P” por el desplazamiento “Δ”. Este momento adicional produce una reducción en la capacidad del pilar (Figura 4.17), por lo que deberá ser necesario tomado en cuenta durante un diseño sísmico.

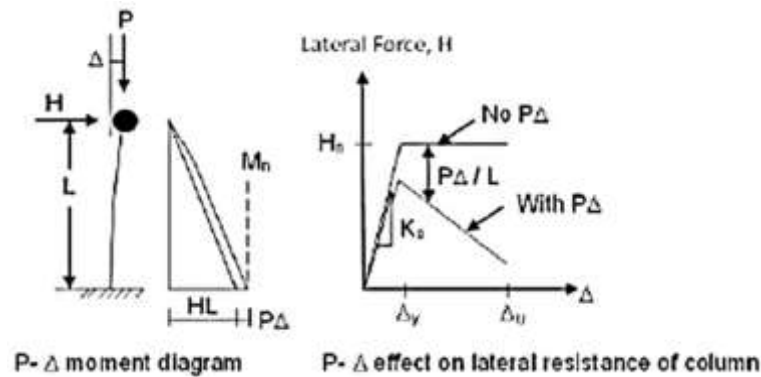


Figura 4.17. Efecto P- $\Delta$  sobre una columna. (Priestley et al., 1996)

Sin embargo, la Guía de Diseño Sísmico del AASHTO (2011), indica que este efecto no será necesario tomarlo en cuenta si se cumple con la siguiente expresión:

$$P_{dl}\Delta_r \leq 0.25M_p \quad (IV.29)$$

Donde:

$P_{dl}$ : carga muerta sin mayorar que actúa en la columna.

$\Delta_r$ : Desplazamiento relativo entre el punto de contraflexión y el extremo más lejano de la rótula plástica.

$M_p$ : capacidad al momento plástico idealizado de la columna de concreto armado basado en las propiedades esperadas de los materiales.

De igual forma el Caltrans (2013) nos brinda una expresión similar para despreciar los efectos P- $\Delta$ :

$$P_{dl}\Delta_r \leq 0.20M_p \quad (IV.30)$$

#### 4.5.7.5 Requerimientos de Longitud mínima para el asiento de apoyo

La longitud del asiento donde se apoya el puente debe ser lo suficientemente grande como para acomodar los movimientos de la estructura y de los desplazamientos relativos producto del suelo. Es por eso por lo que en la Guía de Diseño Sísmico del AASHTO (2011), se indica que la longitud mínima del asiento

de apoyo deberá ser un porcentaje de “N” (Figura 4.18) el cual se deberá calcular como:

$$N = (8 + 0.2L + 0.08H)(1 + 0.000125S^2) \quad (IV.31)$$

Donde:

- N: longitud de apoyo mínimo medido normal a la línea central de los asientos de apoyo (pulgadas)
- L: longitud del tablero del puente a la junta de expansión adyacente, o al extremo del tablero del puente; para articulaciones dentro de un tramo, L, deberá ser la suma de las distancias a cualquier lado de la articulación; para puentes de un solo tramo, L, es igual a la longitud del tablero del puente (pies).
- H: para estribos, la altura promedio de las columnas que soportan el tablero del puente desde el estribo a la junta de expansión siguiente (pies).  
para columnas y/o pilares, la altura de la columna o pilar (pies).  
para articulaciones de un tramo, la altura promedio de las dos columnas adyacentes o pilares (pies).  
0.0 para puentes de un solo tramo (pies).
- S: ángulo de esviación de apoyo medido desde una línea normal al tramo (°).

En la Tabla 4.10 se muestran las longitudes mínimas para los asientos de apoyo como un porcentaje de “N”.

Tabla 4.10: Longitud mínima de apoyo para las SDC.

SDC	Coficiente de Aceleración	Porcentaje, N
A	<0.05	≥0.75
A	≥0.05 y ≤0.15	100
B	Aplicable a todo	150
C	Aplicable a todo	150
D	$N = (4 + 1.65\Delta_{eq})(1 + 0.00025S^2) \geq 24$	

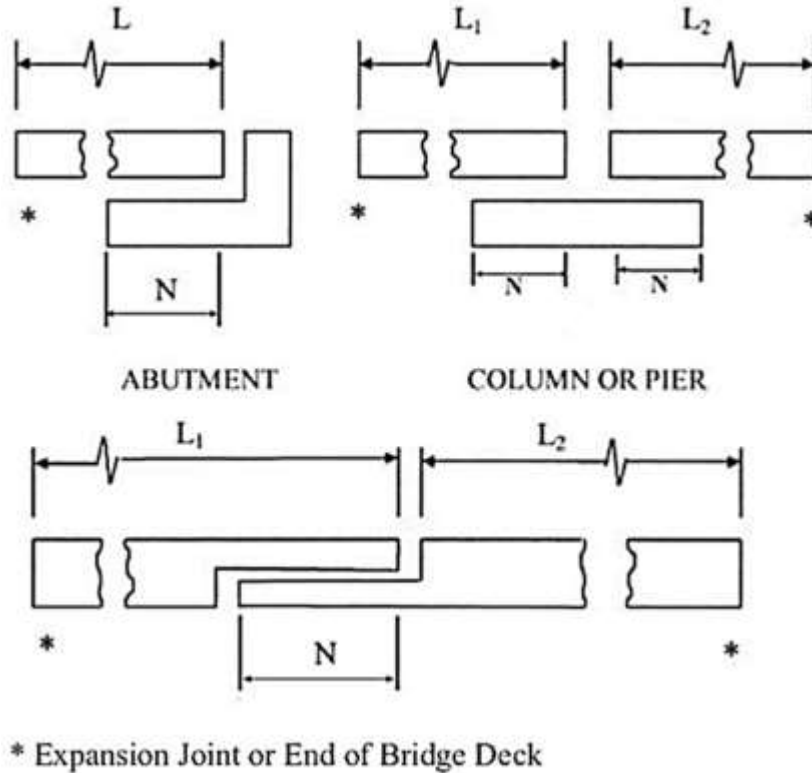


Figura 4.18. Longitud de soporte "N" (AASHTO, 2011)

4.5.7.6 Demanda y capacidad por corte para miembros dúctiles de concreto armado.

La demanda por corte para la SDC "B", deberá ser calculado como la menor entre: la fuerza obtenida de un análisis sísmico elástico y la cortante plástica asociada al momento plástico considerando un factor de sobrerresistencia.

La demanda por corte para las SDC "C" y "D", deberán ser iguales a la cortante asociada al momento plástico de sobrerresistencia o la capacidad máxima de conexión de acuerdo con los criterios de capacidad.

La capacidad por corte de la columna será:

$$\phi_s V_n \geq V_u \quad (IV.32)$$

En el cual:

$$V_n = V_c + V_s \quad (IV.33)$$

Donde:

- $\phi_s$ : 0.90 para corte en concreto armado.
- $V_n$ : Capacidad nominal al corte del elemento.
- $V_c$ : Contribución del concreto a la capacidad por corte.
- $V_s$ : Contribución del acero de refuerzo a la capacidad por corte

- Capacidad al corte del concreto.

La capacidad por corte del concreto se deberá calcular como:

$$V_c = v_c A_e \quad (IV.34)$$

En el cual:

$$A_e = 0.8A_g \quad (IV.35)$$

Si  $P_u$  está en compresión:

$$v_c = 0.032\alpha' \left(1 + \frac{P_u}{2A_g}\right) \sqrt{f'_c} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 0.11\sqrt{f'_c} \\ 0.047\alpha' \sqrt{f'_c} \end{array} \right. \quad (IV.36)$$

Si  $P_u$  está en tracción:

$$v_c = 0 \quad (IV.37)$$

Para columnas circulares con refuerzo en espiral o zunchos:

$$\alpha' = \frac{f_s}{0.15} + 3.67 - \mu_D \quad (IV.38)$$

$$f_s = \rho_s f_{yh} \leq 0.35 \quad (IV.39)$$

$$\rho_s = \frac{4A_{sp}}{sD'} \quad (IV.40)$$

Para columnas rectangulares con estribos:

$$\alpha' = \frac{f_w}{0.15} + 3.67 - \mu_D \quad (IV.41)$$

$$f_w = 2\rho_w f_{yh} \leq 0.35 \quad (IV.42)$$

$$\rho_s = \frac{A_v}{bs} \quad (IV.43)$$

Donde:

- $A_g$ : Área bruta de la sección transversal del elemento  
 $P_u$ : Fuerza de compresión última actuante en la sección  
 $A_{sp}$ : Área de refuerzo del espiral o zunchos  
 $s$ : Separación del espiral o espaciamiento de estribos o zunchos  
 $D'$ : Diámetro del espiral o zuncho para columnas circulares  
 $A_v$ : Área de la sección transversal del refuerzo por corte en la dirección de la carga  
 $b$ : Ancho de la columna rectangular  
 $f_{yh}$ : Esfuerzo de fluencia nominal del refuerzo transversal  
 $f'_c$ : Resistencia a compresión del concreto  
 $\mu_D$ : Relación de ductilidad local de desplazamiento máxima del elemento  
 $\alpha'$ : Factor de ajuste del esfuerzo de corte del concreto

El valor de  $\mu_D$ , se deberá tomar: 2 para la SDC "B", 3 para la SDC "C" y para la SDC "D" según la Ec. (IV.22).

- Capacidad al corte del acero de refuerzo  
 Para elementos que estén reforzados con zunchos circulares o espirales, la resistencia nominal al corte, proporcionada por el acero de refuerzo,  $V_s$ , se deberá tomar como:

$$V_s = \frac{\pi}{2} \frac{(nA_{sp}f_{yh}D')}{s} \quad (IV.44)$$

Donde:

- $n$ : número de espirales entrelazados individuales o secciones del núcleo de zuncho.  
 $A_{sp}$ : área de refuerzo del espiral o zuncho  
 $f_{yh}$ : esfuerzo de fluencia nominal del refuerzo transversal  
 $D'$ : Diámetro del espiral o zuncho para columnas circulares  
 $s$ : separación del espiral o espaciamiento de estribos o zuncho

Para elementos que están reforzados con estribos rectangulares,  $V_s$ , se deberá tomar como:

$$V_s = \frac{A_v f_{yh} d}{s} \quad (IV.45)$$

Donde:

- $A_v$ : Área de la sección transversal del refuerzo por corte en la dirección de la carga
- $d$ : peralte de la sección transversal en la dirección de la carga
- $f_{yh}$ : esfuerzo de fluencia nominal del refuerzo transversal
- $s$ : espaciamiento de estribos

La resistencia proporcionada por el acero de refuerzo por corte no deberá ser mayor que:

$$V_s \leq 0.25 \sqrt{f'_c} A_e \quad (IV.46)$$

Donde:

- $A_e$ : Área efectiva de la sección transversal para la resistencia al corte
- $f'_c$ : Resistencia a compresión del concreto

- Refuerzo mínimo al corte.

El área de refuerzo en espiral de la columna,  $A_{sp}$ , y el área de refuerzo en el alma de la columna,  $A_v$ , están definidas por las cuantías  $\rho_s$  y  $\rho_w$  respectivamente. Las cuantías mínimas para  $\rho_s$  y  $\rho_w$  deberán cumplir:

Para la SDC "B"

$$\rho_s \geq 0.003 \quad (IV.47)$$

$$\rho_w \geq 0.002 \quad (IV.48)$$

Para la SDC "C" y "D"

$$\rho_s \geq 0.005 \quad (IV.49)$$



$$\rho_w \geq 0.004 \quad (IV.50)$$

#### 4.5.7.7 Requerimientos para miembros dúctiles

- Resistencia Lateral Mínima.

La capacidad lateral mínima a flexión será:

$$M_{ne} \geq 0.1P_{trib} \left( \frac{H_h + 0.5D_s}{\Delta} \right) \quad (IV.51)$$

Donde:

$M_{ne}$ : Capacidad nominal a momento de la columna basada en las propiedades esperadas del material

$P_{trib}$ : Mayor valor entre la carga muerta por columna o la fuerza asociada con la masa tributaria sísmica que actúa sobre el pilar

$H_h$ : Altura desde la parte superior de la zapata hasta la parte superior de la columna

$D_s$ : Peralte de la superestructura

$\Delta$ : Factor para las condiciones de apoyo en los extremos de las columnas.

= 1 para fijo - libre (articulado en un extremo)

= 2 para fijo en la parte superior en inferior

- Carga axial máxima en un miembro dúctil para la SDC "C" y "D".

Cuando la ductilidad de demanda,  $\mu_D$ , sea mayor que 2 y no se realice un análisis pushover momento-curvatura, la máxima carga axial que actúa en un pilar será:

$$P_u \leq 0.2f'_cA_g \quad (IV.52)$$

Donde:

$P_u$ : fuerza de compresión última actuando en la sección de la columna, considerando las fuerzas sísmicas

$f'_c$ : Resistencia a compresión del concreto

$A_g$ : área bruta de la sección transversal del elemento

#### 4.5.7.8 Requerimientos para el refuerzo longitudinal

- Refuerzo longitudinal máximo.

El área de refuerzo longitudinal máximo para elementos en compresión será:

$$A_1 \leq 0.04A_g \quad (IV.53)$$

Donde:

$A_g$ : área bruta de la sección transversal del elemento

$A_1$ : área de refuerzo longitudinal del elemento

- Refuerzo longitudinal mínimo.

El área de refuerzo longitudinal mínimo para elementos en compresión será:

Para la SDC “B” y “C”

$$A_1 \geq 0.007A_g \quad (IV.54)$$

Para la SDC “D”

$$A_1 \geq 0.01A_g \quad (IV.55)$$

#### 4.6 PROCEDIMIENTO PARA EL DISEÑO POR DESPLAZAMIENTO

El procedimiento para realizar un diseño por desplazamiento es el siguiente:

- Dimensionamiento de los elementos que conforman el puente para soportar las cargas no sísmicas. En este paso se deberá diseñar todos los elementos del puente en los estados límites de servicio y resistencia de acuerdo con el reglamento AASHTO LRFD (2017).
- Identificación de los “ERE” y “ERS”. En este paso se deberá identificar los elementos donde se van a formar la rótula plástica, considerando si la ubicación de esta es la adecuado o no, de acuerdo con los “ERS”.

- Identificar la “SDC” y desarrollar el espectro de diseño. Se deberá encontrar la categoría de diseño sísmico de acuerdo con la ubicación del puente, utilizando los mapas de isoaceleraciones que se encuentran en el “Manual de Puentes”, del MTC (2018) y en base a esta podremos desarrollar el espectro de diseño.
- Obtención de la demanda de desplazamiento. En base a un modelo matemático del puente que cumpla con los requerimientos de acuerdo con las “SDC”, se deberá calcular los desplazamientos del sismo de diseño.
- Cálculo de la capacidad de desplazamiento del puente. Se podrá obtener la capacidad de desplazamiento del puente utilizando las recomendaciones de la Guía de Diseño Sísmico del AASHTO (2011), de acuerdo con las diferentes “SDC”.
- Verificación demanda/capacidad de desplazamiento. Una vez obtenida la demanda y la capacidad de desplazamiento, se deberá de verificar la capacidad de desplazamiento sea mayor que la demanda de diseño por desplazamiento.
- Verificación de ductilidad. En esta etapa se deberá verificar la ductilidad local de los elementos dúctiles, de acuerdo con los requerimientos de la norma.
- Proteger por capacidad los EREs. Se deberá verificar la capacidad por corte de los EREs, asociada a los momentos de sobrerresistencia.

## CAPÍTULO V: CARACTERÍSTICAS DE PUENTES PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO POR RESISTENCIA DE LOS PUENTES EN ESTUDIO

En este capítulo se describió las características geométricas, las consideraciones para realizar el modelo estructural y la metodología utilizada para el diseño por resistencia de los pilares intermedios, correspondiente a la familia de puentes estudiados.

Los criterios de modelación adoptados en este capítulo permitieron realizar los análisis elásticos de los puentes, utilizados para realizar el diseño por resistencia de los pilares intermedios.

Se ha verificado que la superestructura cumple con todos los estados límites de servicio y resistencia de acuerdo con el reglamento AASHTO (2017); sin embargo, no se detalla el diseño de la misma debido a que no es trascendente en el desarrollo de la tesis.

### 5.1 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LOS PUENTES A ESTUDIAR

Las características geométricas de los puentes estudiados tienen la misma sección transversal. De acuerdo con las condiciones topográficas, al diseño vial y a las condiciones geotécnicas del suelo de fundación, se proyectaron puentes de doble vía de 90.00 m de longitud, compuesto por 3 tramos continuos de 30.00 m. La sección transversal de los puentes está proyectada con una calzada de 9.60 m y además la losa se extiende una longitud de 0.40 m en los extremos donde se proyectarán unas barreras tipo New Jersey.

#### 5.1.1 Superestructura

La superestructura está conformada por 5 vigas "T" (Figura 5.1) en las zonas de momento positivo y una sección cajón (Figura 5.2) en las zonas de momento negativo para obtener así un diseño óptimo de la superestructura. El concreto de la superestructura es concreto vaciado en sitio postensado con un  $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ .

El peralte de la sección es de 1.40m, con una separación entre vigas es de 2.50 m. y la losa superior e inferior son de concreto reforzado con un  $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$  y un espesor de 20.00 cm y 18.00 cm respectivamente.

Las vigas principales están unidas transversalmente por 3 vigas diafragmas interiores de concreto reforzado con un ancho de 30.00 cm y en los apoyos diafragmas de 80.00 cm, para darle unidad a las vigas principales.

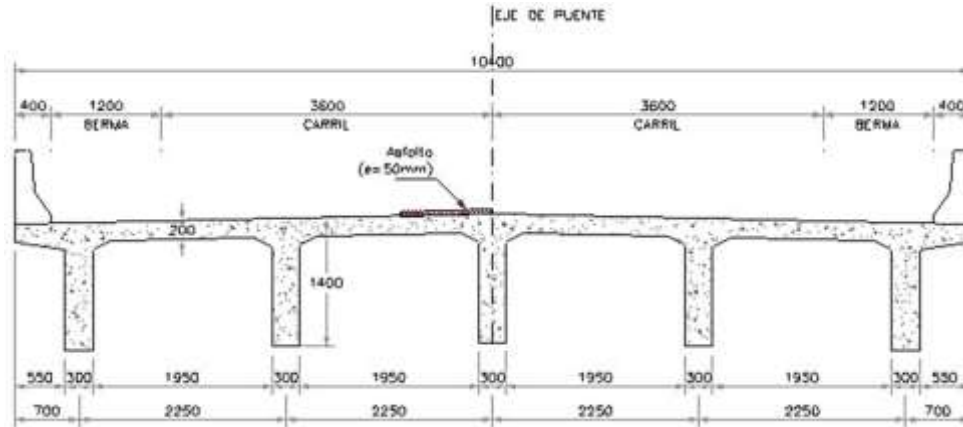


Figura 5.1. Sección Típica de vigas "T" en las zonas de momento positivo de la Superestructura para los Puentes estudiados.

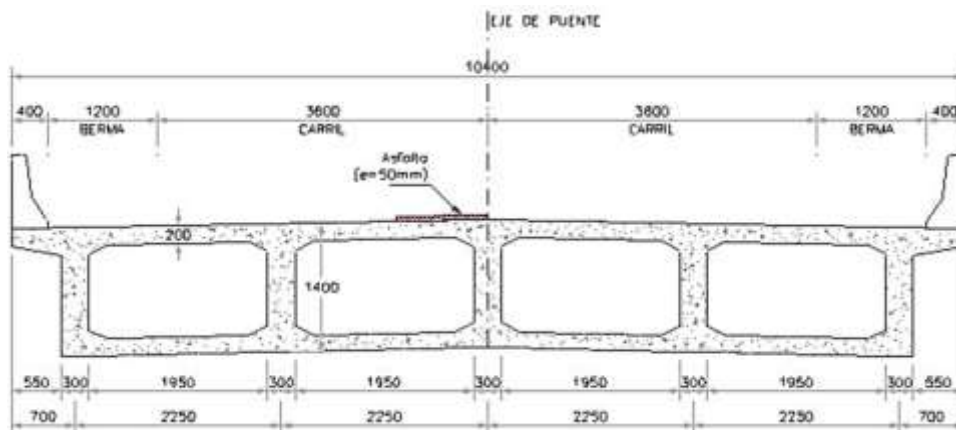


Figura 5.2. Sección Típica de vigas "Cajón" en las zonas de momento negativo de la Superestructura para los Puentes estudiados.

### 5.1.2 Subestructura

La subestructura está compuesta por 2 estribos y 2 Pilares Intermedios tipo multicolumnas, los que sirven de apoyo a los tres tramos que tiene el puente.

Los pilares intermedios son de concreto  $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ , con columnas de sección circular de 1.20 m diámetro y conectadas entre sí en el extremo superior por una viga cabezal de sección rectangular de 1.25 m x 1.50 m. En los puentes de estudio se tiene dos tipos de subestructura: tipo I, formada por dos columnas, y tipo II, formada por tres columnas (Figura 5.3).

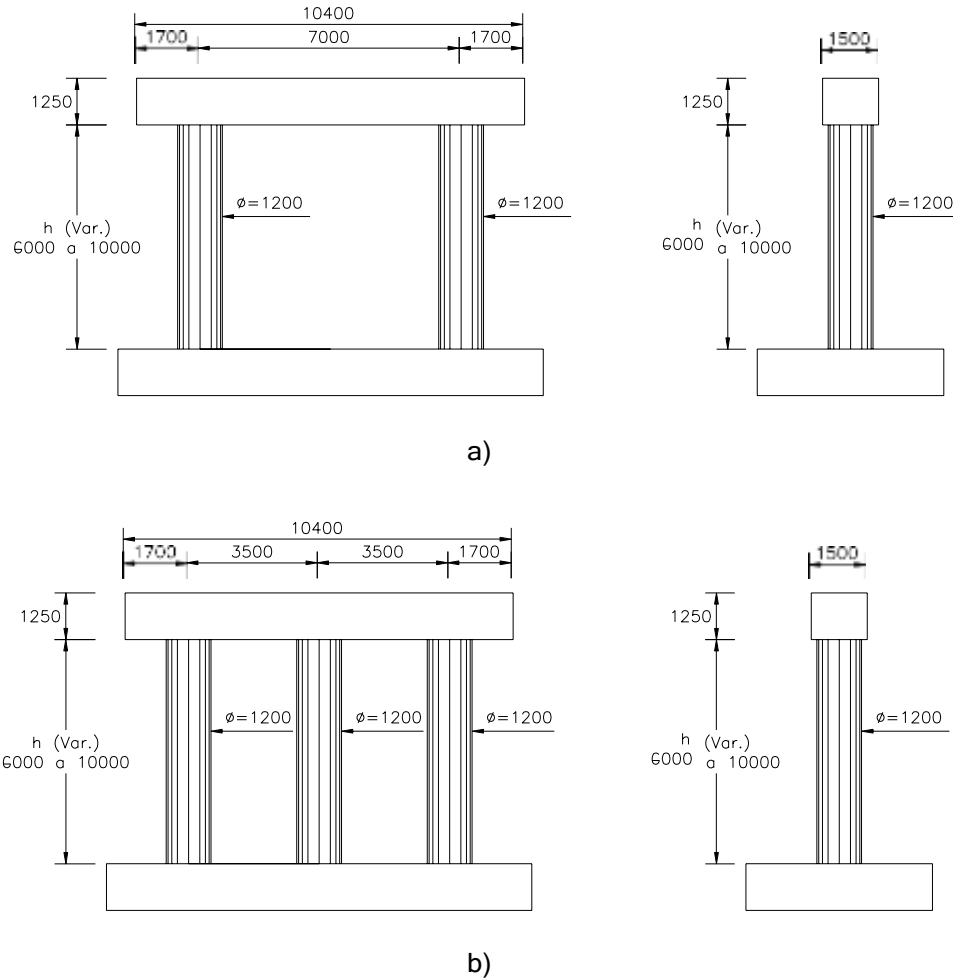


Figura 5.3. Elevación y sección típica de la subestructura. a) Tipo I - 2 columnas. b) Tipo II - 3 columnas

Además, se consideraron diferentes alturas libres para los apoyos, tales como 6. m, 8 m y 10 m, así como también la combinación de estas alturas en los diferentes apoyos interiores (Figura 5.4). En el análisis de los puentes se consideró que las juntas en los estribos tienen la suficiente capacidad para controlar los desplazamientos longitudinales producidos por la superestructura, y para controlar los desplazamientos transversales, se consideró llaves de corte entre los apoyos

ubicados en los estribos. Por lo tanto, en la modelación de los dispositivos de control sísmico en los estribos, se consideró que estos sólo tendrán restricción al desplazamiento transversal.

Otro parámetro importante que fue considerado es la cuantía de acero vertical, con valores asignados iguales a  $\rho_v = 1\%$ ,  $2\%$ ,  $3\%$  y  $4\%$  de cuantía, de igual manera se consideró los siguientes valores para la cuantía de acero horizontal  $\rho_h = 0.59\%$ ,  $0.98\%$  y  $1.41\%$ . En todos los casos se cumple con los requerimientos mínimos para zonas sísmica del reglamento AASHTO (2011 y 2017).

Todas las dimensiones propuestas para la superestructura e infraestructura fueron diseñadas para el estado límite de resistencia de acuerdo al reglamento AASHTO (2017), dando validez a los modelos propuestos en este estudio.

Tomando en cuenta los parámetros mencionados tales como: número de columnas, variación de alturas para los pilares interiores, cuantía vertical y la cuantía horizontal se obtuvo un total de 144 casos de modelos paramétricos de puentes de concreto armado (Tabla 5.1).

Tabla 5.1. Parámetros de los modelos estudiados.

Altura Libre H (m)	Cuantía		# de pilares n	Diámetro (m)	$f_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )
	Vertical ( $\rho_v$ )	Horizontal ( $\rho_h$ )			
6.00 - 6.00	1%	0.59%	2	1.2	210
6.00 - 8.00	2%	0.98%	3	-	-
6.00 - 10.00	3%	1.41%	-	-	-
8.00 - 8.00	4%	-	-	-	-
8.00 - 10.00	-	-	-	-	-
10.00 - 10.00	-	-	-	-	-

Donde: (-), no hay dato

## 5.2 MODELAMIENTO DE PUENTES

La figura 5.5, muestra un modelo típico tridimensional de un puente de concreto armado empleando la herramienta computacional CSIBridge (CSI, 2019).

### 5.2.1 Superestructura

La losa y las vigas de la superestructura fueron idealizadas con elementos áreas tipo Shell (Figura 5.5) con un comportamiento lineal elástico. Sobre el tablero se

han considerado todas las cargas correspondientes a su etapa de servicio como peso de asfalto, barreras y dos líneas de carga móvil correspondiente a la carga HL-93.

### 5.2.2 Aparatos de apoyo

Los aparatos de apoyo son elastómeros reforzados, los cuales fueron dimensionados de acuerdo con las demandas de servicio del puente y utilizando el reglamento AASHTO (2017). Los detalles de los aparatos de apoyo utilizados en los estribos y pilares se muestran en las Figs. 5.6 y 5.7, respectivamente.

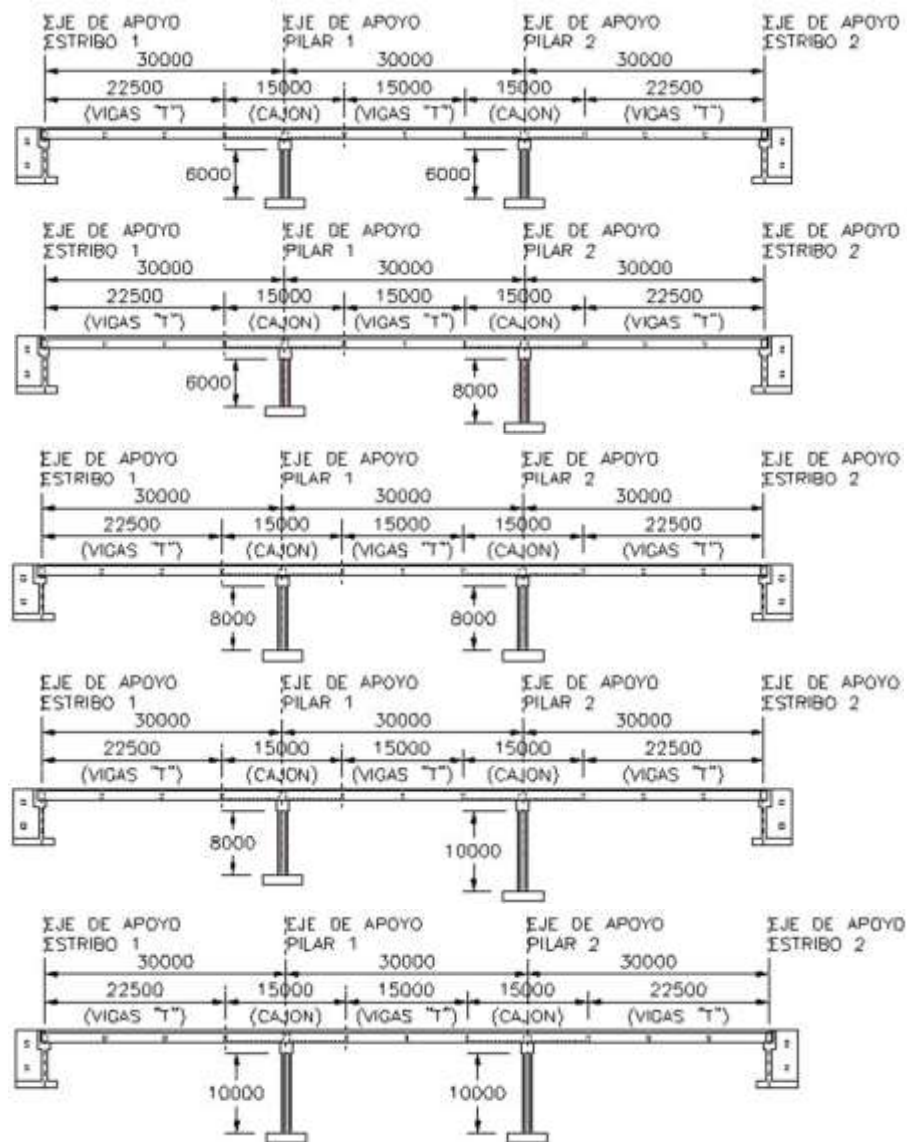


Figura 5.4. Elevación típica de los puentes estudiados.



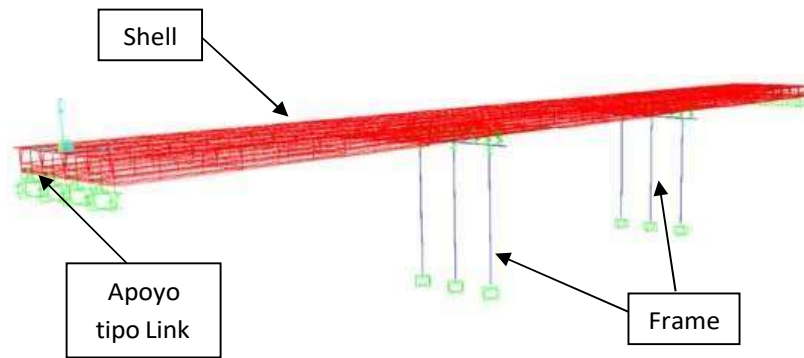


Figura 5.5. Modelo global de puente típico en CSIBridge.

Tal como se indicó en el capítulo 3, los apoyos elastoméricos son modelados por elementos tipo link. Para el cálculo de la rigidez elástica, se consideró un valor del módulo de corte igual a 1.00 Mpa y reemplazando los valores correspondientes en la Ec. (III.1), se obtuvo una rigidez tanto en el sentido longitudinal y transversal igual a 80 ton/m para los estribos y 123.76 ton/m para los pilares interiores.

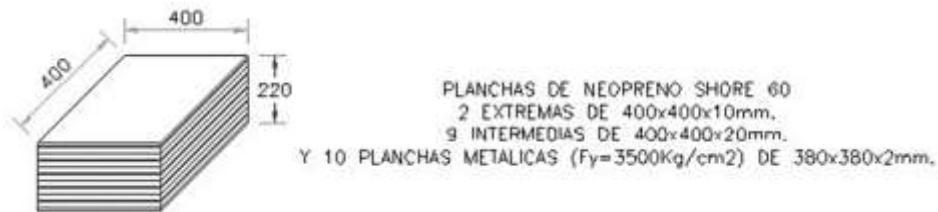


Figura 5.6. Detalle típico de apoyos elastoméricos en estribos.

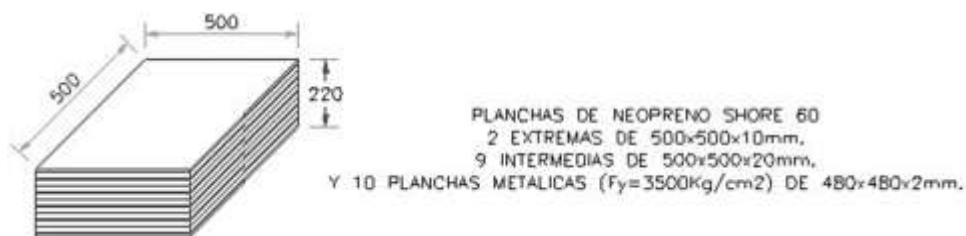


Figura 5.7. Detalle típico de apoyos elastoméricos en pilares.

### 5.2.3 Pilares intermedios

Tal como se indicó en párrafos anteriores, los pilares intermedios están conformados por columnas de sección circular con un diámetro de 1.20 m, con variaciones de cuantía de refuerzo vertical y horizontal (figura 5.8). La viga cabezal

y las columnas han sido modeladas con elementos tipo frame y empotrados en su base.

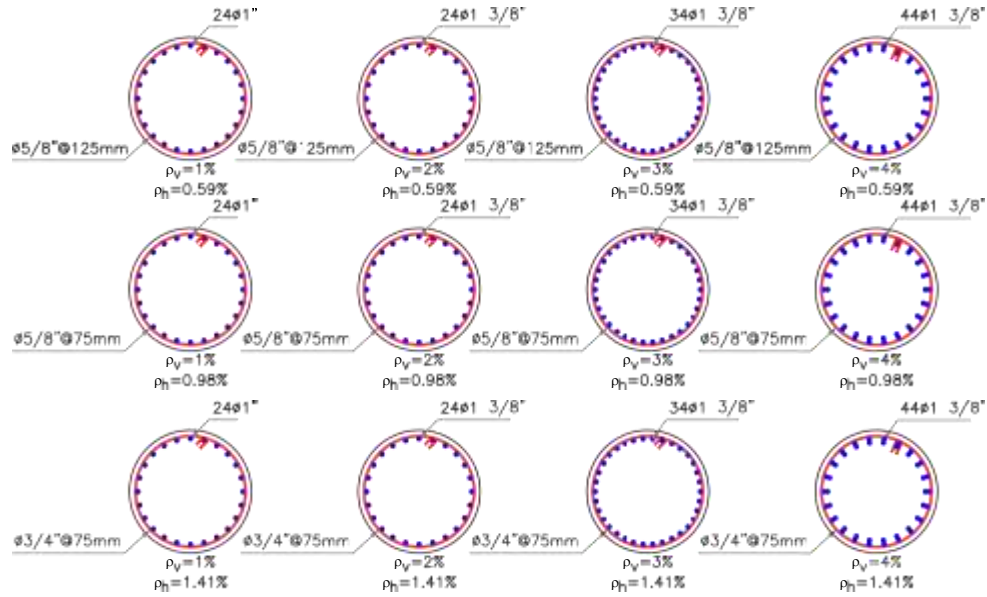


Figura 5.8. Secciones de columnas.

### 5.3 DISEÑO POR RESISTENCIA DE PILARES INTERMEDIOS

Con las características geométricas detalladas en el ítem anterior, se realizaron los modelos matemáticos de los puentes estudiados con la ayuda de la herramienta computacional CSIBridge. Como ejemplo se mostrará la verificación por resistencia del caso más crítico correspondiente a los pilares intermedios con una altura libre de columna de 10.00m y cuantía vertical de 1%.

#### 5.3.1 Materiales

##### 5.3.1.1 Concreto

En el programa se ingresó los valores del módulo de elasticidad del concreto para la superestructura y subestructura, los cuales fueron calculados con la Ec. (II.1) y considerando una densidad de concreto igual a 0.145 kcf (2.32 ton/m<sup>2</sup>). Los valores obtenidos para los módulos de elasticidad fueron 4291.19 ksi (300383.03 ton/m<sup>2</sup>) para la superestructura y 3625.49 ksi (253784.62 ton/m<sup>2</sup>) para la subestructura.

### 5.3.1.2 Acero de Refuerzo

El módulo de elasticidad del acero de refuerzo es 29000 ksi.

### 5.3.2 Secciones

Las secciones definidas en el programa se muestran en las Figs. 5.9, 5.10, 5.11 y 5.12. En todas las secciones no se ha realizado ninguna modificación en las inercias.

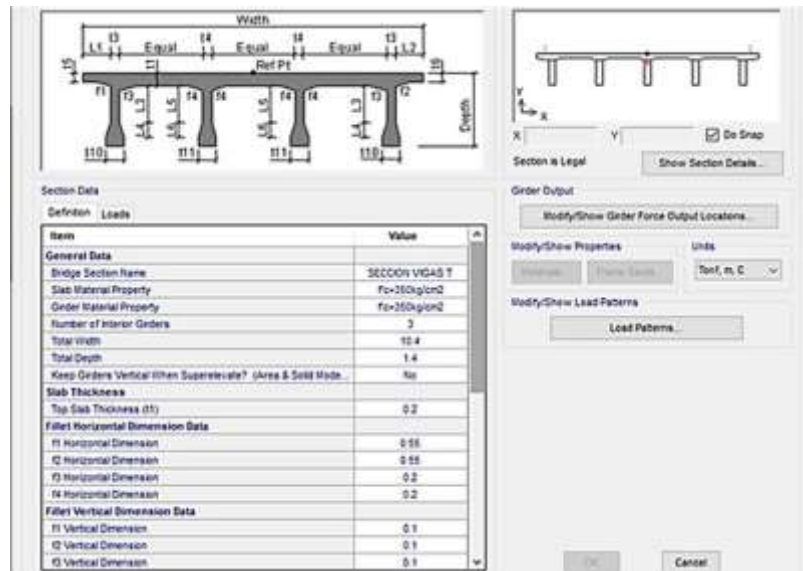


Figura 5.9. Cuadros de Ingreso de las dimensiones de la sección con Vigas "T"

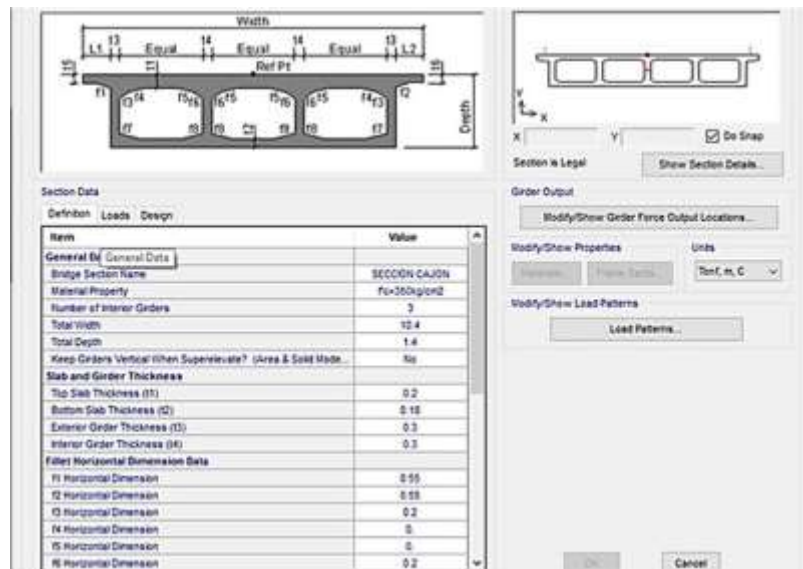


Figura 5.10. Cuadros de Ingreso de las dimensiones de la sección con Vigas "Cajón"

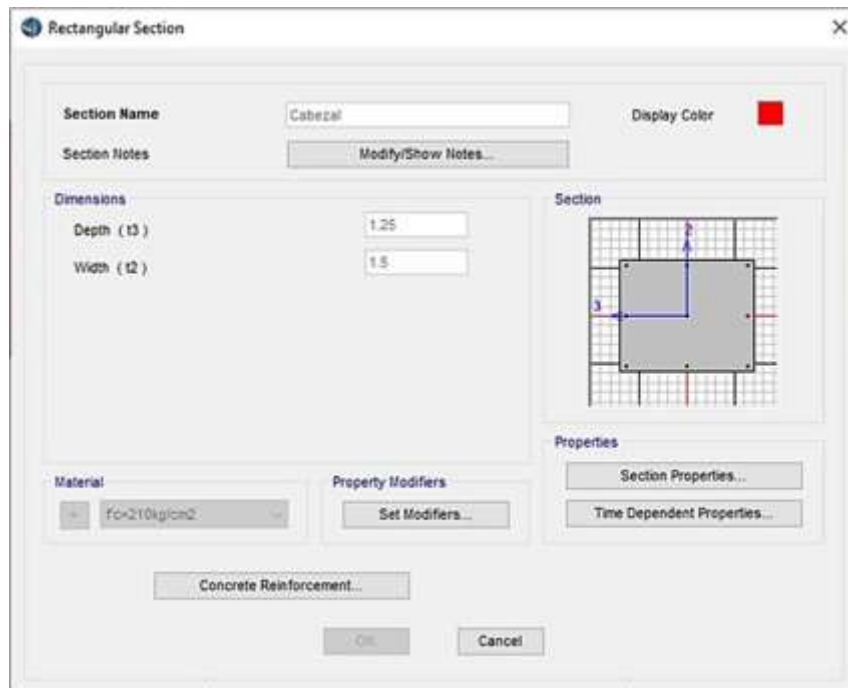


Figura 5.11. Cuadros de Ingreso de las dimensiones del Cabezal

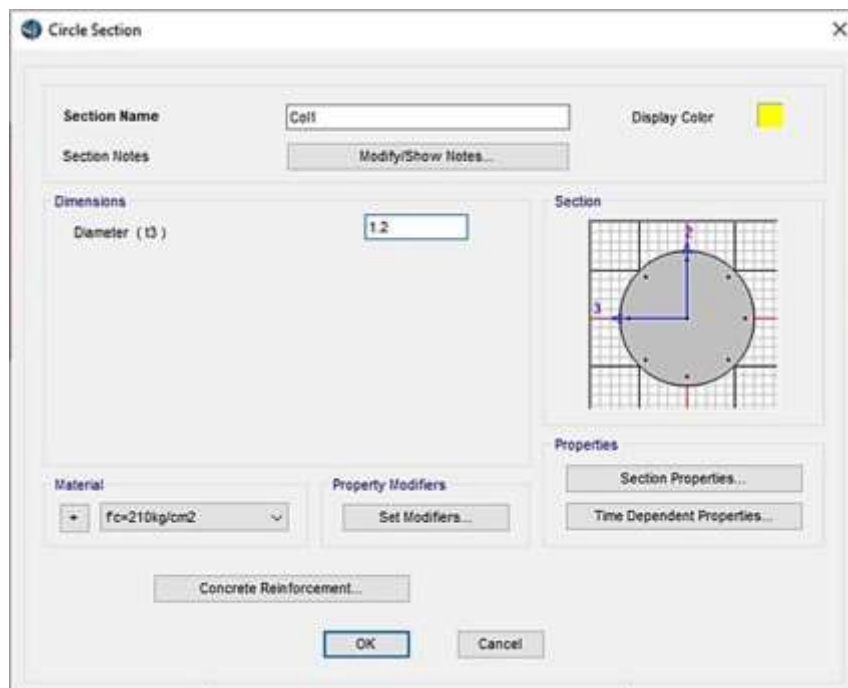


Figura 5.12. Cuadros de Ingreso de las dimensiones de las Columnas

### 5.3.3 Cargas Permanentes sobre las estructuras

#### 5.3.3.1 Cargas DC

Corresponde al peso de todos los elementos estructurales y elementos no estructurales como: barandas, veredas, barreras de protección y su valor característico se deduce utilizando las dimensiones indicadas en los planos junto con el peso específico para el concreto armado relativo al agua de la superestructura y la infraestructura es  $\gamma_{c1} = 2.50 \text{ ton}/m^3$  y el peso del concreto armado para los elementos secundarios que se encuentran sobre el tablero (barreras)  $\gamma_{c2} = 2.40 \text{ ton}/m^3$ .

Peso de Barrera: La carga de barrera se colocará en los extremos laterales del puente en toda su longitud como una carga de área (Figura 5.13).

$$w_{\text{barrera}} = (2.4 \text{ ton}/m^3)(0.2048 m^2)/(0.40 m) = 1.23 \text{ ton}/m^2$$

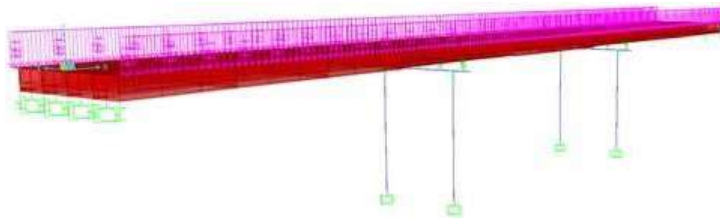


Figura 5.13. Carga de Baranda distribuida a lo largo de todo el Puente.

#### 5.3.3.2 Cargas DW

Corresponde al peso de la superficie de rodamiento y su valor característico se deduce utilizando un peso específico para el concreto armado relativo al agua de  $\gamma_{\text{asfalto}} = 2.20 \text{ ton}/m^3$  (Figura 5.14).

$$w_{\text{asfalto}} = (2.2 \text{ ton}/m^3)(0.05 m) = 0.11 \text{ ton}/m^2$$

#### 5.3.3.3 Sobrecarga Vehicular de Diseño (LL)

La sobrecarga vehicular sobre la calzada de los puentes designada como HL-93, deberá consistir en una combinación de: camión de diseño o tándem de diseño y carga de carril de diseño.



Figura 5.14. Carga de Asfalto distribuida a lo largo de todo el Puente.

- Camión de Diseño. - Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán como se especifican en la figura 5.15. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica.

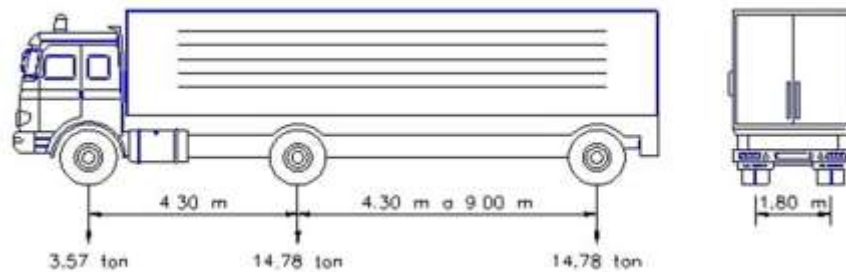


Figura 5.15. Características del camión de diseño.

- Tandem de Diseño. - El tándem de diseño (Figura 5.16) consistirá en un par de ejes de 110.00 N (11.21 ton) con una separación de 1.20 m. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1.80 m. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica.

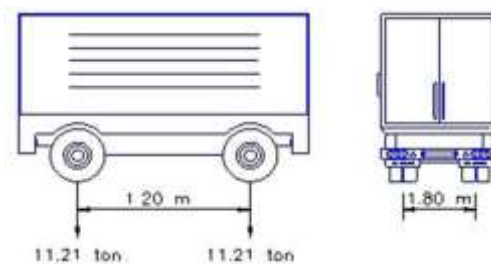


Figura 5.16. Características del tándem de diseño.

- Carga de Carril. - La carga de carril de diseño (Figura 5.17) consistirá en una carga de 9.3 N/mm (0.95 ton/m), uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga de carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3.00 m. Las solicitaciones debidas a la carga de carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica.

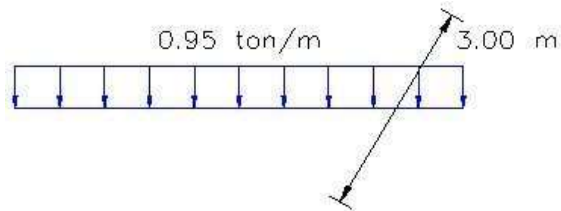


Figura 5.17. Características de carga de carril de diseño.

#### 5.3.3.4 Incremento por carga Vehicular Dinámica (IM)

Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se deberán mayorar aplicando los porcentajes indicados en la Tabla 5.2.

Tabla 5.2: Incremento por carga Dinámica, IM (AASHTO, 2017).

Componente	IM
Juntas de tablero - Todos los Estados Límites	75%
Todos los demás componentes	
• Estado Limite de Fatiga y Fractura	15%
• Todos los Estados Límites	33%

La sollicitación extrema se tomó como el mayor de los siguientes valores:

- La sollicitación debida al tándem de diseño combinada con la sollicitación debida a la carga de carril de diseño. Esta combinación está identificada en el CSIBridge como HL-93M (Figura 5.18).
- La sollicitación debida a un camión de diseño con la separación variable entre ejes combinada con la sollicitación debida a la carga del carril de diseño (Figura 5.19).
- Tanto para momento negativo entre puntos de contraflexión bajo una carga uniforme en todos los tramos como para reacción en pilas interiores solamente, 90 por ciento de la sollicitación debida a dos camiones de diseño separados

como mínimo 15.0 m entre el eje delantero de un camión y el eje trasero del otro, combinada con 90 por ciento de la solicitación debida a la carga de carril de diseño. La distancia entre ejes de 145 KN de cada camión se deberá tomar como 4.30 m (Figura 5.20).



Figura 5.18. Camión de Diseño HL-93M, CSIBridge



Figura 5.19. Camión de Diseño HL-93K, CSIBridge



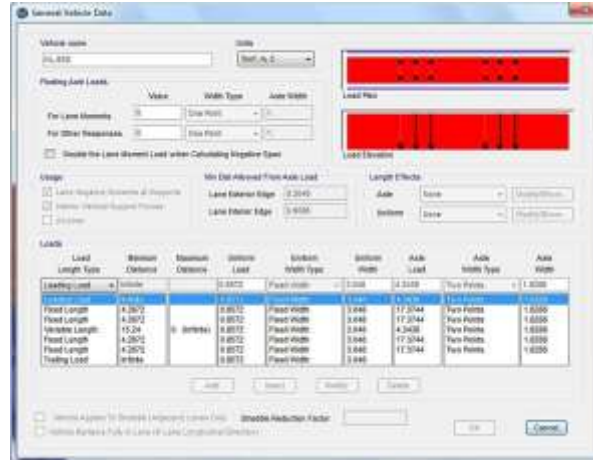


Figura 5.20. Camión de Diseño HL-93S, CSIBridge

### 5.3.3.5 Fuerza de Frenado (BR)

La fuerza de frenado se tomó como el mayor de los siguientes valores:

- 25% de los pesos por eje del camión de diseño:  

$$BR_1 = (0.25)(3.57ton + 14.78ton + 14.78ton) = 8.28ton$$
- 25% de los pesos por eje del tandem de diseño:  

$$BR_2 = (0.25)(11.21ton + 11.21ton) = 5.61ton$$
- 5% del camión de diseño más la carga de carril:  

$$BR_3 = (0.05)(33.13ton + (90.00m)(0.95ton/m)) = 5.93ton$$
- 5% de los pesos por eje del tandem de diseño:  

$$BR_4 = (0.05)(22.42ton + (90.00m)(0.95ton/m)) = 5.40ton$$

De los cálculos realizados se eligió la fuerza  $BR_1$  para los cálculos. Para los puentes estudiados se está considerando dos carriles de diseño y por lo tanto un factor de multiplicidad de 1.0. Por lo tanto, la fuerza de frenado total (BR) será:

$$BR = (8.28ton)(2.00)(1.00) = 16.56ton$$

Se asumió que esta fuerza actúa horizontalmente a una altura de 1.80m por encima de la superficie de rodadura en la dirección longitudinal para provocar las sollicitaciones extremas.

## 5.4 DISEÑO POR RESISTENCIA DE LOS PUENTES ESTUDIADOS

### 5.4.1 Filosofía de Diseño de acuerdo con el reglamento AASHTO LRFD 2017

Todos los componentes de un puente deberán ser diseñados considerando estados límites específicos a fin de lograr objetivos de constructibilidad, seguridad y serviciabilidad, todos estos objetivos se deberán cumplir considerando debidamente los aspectos relacionados con el proceso de inspección, economía y estética.

Sin importar el tipo del análisis utilizado (inelástico o elástico), para el Diseño por Factores de Cargas y Resistencia (LRFD) se cumplió con la siguiente ecuación para todas las sollicitaciones y combinaciones de las mismas.

$$\sum n_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad (V.1)$$

Para cargas para las cuales un valor máximo de  $\gamma_i$  es apropiado:

$$n_i = n_D n_R n_I \geq 0.95 \quad (V.2)$$

Para cargas para las cuales un valor mínimo de  $\gamma_i$  es apropiado:

$$n_i = \frac{1}{n_D n_R n_I} \leq 1.00 \quad (V.3)$$

Donde:

- $\gamma_i$ : Factor de carga.
- $\phi$ : Factor de resistencia.
- $n_i$ : Factor de modificación de las cargas
- $n_D$ : Factor relacionado con la ductilidad
- $n_R$ : Factor relacionado con la redundancia
- $n_I$ : Factor relacionado con la importancia operativa
- $Q_i$ : Sollicitación

$R_n$ : Resistencia nominal  
 $R_r$ : Resistencia mayorada =  $\phi R_n$

- Ductilidad. El sistema estructural de un puente deberá ser dimensionado de manera que se asegure el desarrollo de deformaciones inelásticas significativas y visibles en todos los estados límites de resistencia y correspondientes a eventos extremos antes de la falla.

Para el estado límite de resistencia:

$n_D \geq 1.05$  para elementos y conexiones no dúctiles  
 $n_D = 1.00$  para diseños y detalles convencionales  
 $n_D \geq 0.95$  para elementos y conexiones para los cuales se han especificado medidas adicionales para mejorar la ductilidad más allá de lo requerido por las especificaciones indicadas en el AASHTO LRFD 2017.

Para todos los demás estados límites:  $n_D = 1.00$

- Redundancia. Se recomienda el uso de elementos continuos y con múltiples recorridos de cargas.

Los principales elementos y componentes cuya falla produzca el colapso de la estructura, se deberán diseñar como un elemento de falla crítica y deberán ser considerados como un elemento no redundante. De manera similar, para los elementos y componentes cuya falla no produzca el colapso de la estructura, se deberán diseñar como un elemento de falla no crítica y deberán ser considerados como un elemento redundante.

Para el estado límite de resistencia:

$n_R \geq 1.05$  para elementos no redundantes  
 $n_R = 1.00$  para niveles convencionales de redundancia  
 $n_R \geq 0.95$  para niveles excepcionales de redundancia

Para todos los demás estados límites:  $n_R = 1.00$

- **Importancia Operativa.** Aplicable exclusivamente a los estados límites de resistencia y correspondientes a eventos extremos. El propietario puede indicar la importancia operativa de un puente o una conexión o un elemento de este.

Para el estado límite de resistencia:

$n_I \geq 1.05$  para puentes importantes

$n_I = 1.00$  para puentes típicos

$n_I \geq 0.95$  para puentes de poca importancia

Para todos los demás estados límites:  $n_I = 1.00$

#### 5.4.2 Estados Límites, combinaciones de carga y factores de carga.

A menos que se especifique lo contrario todos los elementos y conexiones de un puente deben satisfacer la Ec. (V.1). Para los estados límites de servicio y evento extremo se deberá considerar que los factores de resistencia serán iguales a 1, excepto para las columnas de concreto pertenecientes a las zonas sísmicas 2, 3 y 4.

- **Estado Límite de Servicio.** Son restricciones impuestas a los esfuerzos, deformaciones y anchos de fisura para condiciones regulares de servicio.

**Servicio I.** Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90km/h, tomando todas las cargas a sus valores nominales.

**Servicio II.** Combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga en las conexiones de resbalamiento crítico.

**Servicio III.** Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en superestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.

Servicio IV. Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en subestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.

- Estado Límite de Fatiga y Fractura. Se debe de considerar como restricciones impuestas al rango de esfuerzos que se da como resultado de un único camión de diseño ocurriendo el número anticipado de ciclos del rango de esfuerzos. La intención del estado límite de fatiga es limitar el crecimiento de fisuras bajo cargas repetitivas, a fin de evitar la fractura del elemento durante el de diseño del puente.

Fatiga. Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la sobrecarga gravitatoria vehicular respectiva y las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño.

- Estado Límite de Resistencia. Este estado límite nos garantiza que la estructura tenga estabilidad y resistencia, tanto local como global, para resistir las combinaciones de carga que se anticipa tendrá el puente durante su periodo de diseño.

Resistencia I. Combinación básica de cargas que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.

Resistencia II. Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el propietario, vehículos de circulación restringida, o ambos, sin viento.

Resistencia III. Combinación de cargas que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 km/h.

Resistencia IV. Combinación de cargas que representa relaciones muy elevadas entre las solicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por las sobrecargas.

Resistencia V. Combinación de cargas que representa el uso del puente por

parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 90 km/h.

- Estado Límite Correspondiente al Evento Extremo. Este estado nos garantiza la supervivencia estructural de un puente durante un sismo significativo, o cuando es embestido por una embarcación, un vehículo o un flujo de hielo posiblemente en condiciones socavadas. Los eventos extremos son ocurrencias únicas cuyos periodos de recurrencia son mucho mayores que el periodo de diseño del puente.

Evento Extremo I. Combinación de cargas que incluye sismos

Evento Extremo II. Combinación de cargas que incluye carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con una sobrecarga reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos, CT.

La fuerza mayorada total se deberá tomar como:

$$Q = \sum n_i \gamma_i Q_i \quad (V.4)$$

Se deberán seleccionar los factores de carga de manera que se produzca la máxima sollicitación. Para cada una de las combinaciones de cargas se deberán estudiar las sollicitaciones máximas positivas y negativas.

Cuando se estudie las diferentes combinaciones de cargas y se encuentre que una sollicitación reduce a la otra, la carga que reduce la sollicitación se deberá considerar el factor de carga mínima. Para las sollicitaciones de cargas permanentes se deberá considerar el factor de carga que produzca la combinación más crítica. El factor de carga para la sobrecarga en la combinación de Evento Extremo I,  $\gamma_{EQ}$ , se podrá considerar de manera razonable un factor de carga igual a 0.50. En las Tablas 5.3 y 5.4 se muestran todas las combinaciones y factores de cargas de acuerdo con el AASHTO LRFD 2017.

De acuerdo a los estados límites descritos párrafos arriba, se realizará la verificación para los estados límites de Resistencia I y IV, que son los casos más críticos en el diseño por resistencia de pilares de concreto armado.

Del análisis realizado, se obtuvo las acciones máximas y mínimas para los estados de Resistencia I y IV. Posteriormente, se realizó la Tabla 5.5 con los momentos mayorados en ambas direcciones, considerando un factor de longitud efectiva  $k_x = 2.10$  en la dirección longitudinal y un  $k_y = 1.20$  en la dirección transversal al tránsito.

Tabla 5.3: Combinaciones y Factores de cargas (AASHTO, 2017).

Load Combination Limit State	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use One of These at a Time				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Strength I (unless noted)	$\gamma_F$	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	—	—	—	—	—
Strength II	$\gamma_F$	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	—	—	—	—	—
Strength III	$\gamma_F$	—	1.00	1.00	—	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	—	—	—	—	—
Strength IV	$\gamma_F$	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Strength V	$\gamma_F$	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	—	—	—	—	—
Extreme Event I	1.00	$\gamma_{EQ}$	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—	—
Extreme Event II	1.00	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00
Service I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	—	—	—	—	—
Service II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Service III	1.00	$\gamma_{LL}$	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	—	—	—	—	—
Service IV	1.00	—	1.00	1.00	—	1.00	1.00/1.20	—	1.00	—	—	—	—	—
Fatigue I— LL, IM & CE only	—	1.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatigue II— LL, IM & CE only	—	0.80	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Tabla 5.4: Combinaciones y Factores de cargas (AASHTO, 2017).

Type of Load, Foundation Type, and Method Used to Calculate Downdrag		Load Factor	
		Maximum	Minimum
DC: Component and Attachments		1.25	0.90
DC: Strength IV only		1.50	0.90
DD: Downdrag	Piles, $\alpha$ Tomlinson Method	1.40	0.25
	Piles, $\lambda$ Method	1.05	0.30
	Drilled shafts, O'Neill and Reese (2010) Method	1.25	0.35
DW: Wearing Surfaces and Utilities		1.50	0.65
EH: Horizontal Earth Pressure			
• Active		1.50	0.90
• At-Rest		1.35	0.90
• AEP for anchored walls		1.35	N/A
EL: Locked-in Construction Stresses		1.00	1.00
EV: Vertical Earth Pressure			
• Overall Stability		1.00	N/A
• Retaining Walls and Abutments		1.35	1.00
• Rigid Buried Structure		1.30	0.90
• Rigid Frames		1.35	0.90
• Flexible Buried Structures			
o Metal Box Culverts, Structural Plate Culverts with Deep Corrugations, and Fiberglass Culverts		1.50	0.90
o Thermoplastic Culverts		1.30	0.90
o All others		1.95	0.90
ES: Earth Surcharge		1.50	0.75

Posteriormente, se realizó el diagrama de interacción (Figura 5.21) para la verificación por flexo-compresión de las columnas de los pilares intermedios, considerando para una columna circular de 1.20 m, de concreto  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$  y una cuantía vertical de 1.00%.

Tabla 5.5: Acciones máximas y mínimas en los pilares intermedios

TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	OutputCase	StepType	P	V <sub>xx</sub>	V <sub>yy</sub>	$\int_{\text{Lx}} M_{xx}$	$\int_{\text{Ly}} M_{yy}$
Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m
12	Resistencia I-a	Min	585.73	1.71	3.34	11.84	24.24
128	Resistencia I-b	Max	232.35	9.32	4.88	-13.71	74.85
128	Resistencia IV-a	0	437.94	0.39	4.51	-31.60	-0.61
110	Resistencia I-a	Max	348.53	10.02	6.12	-22.37	75.95
122	Resistencia I-a	Min	552.02	1.71	6.12	22.37	2.67
110	Resistencia I-a	Max	348.53	10.02	6.12	-22.37	75.95
110	Resistencia I-a	Min	552.02	1.71	3.34	-43.70	2.67
122	Resistencia I-a	Max	348.53	10.02	3.34	43.70	75.95
6	Resistencia IV-a	0	478.40	0.39	4.51	16.81	-5.49
12	Resistencia I-a	Max	382.24	10.02	6.12	23.55	202.23



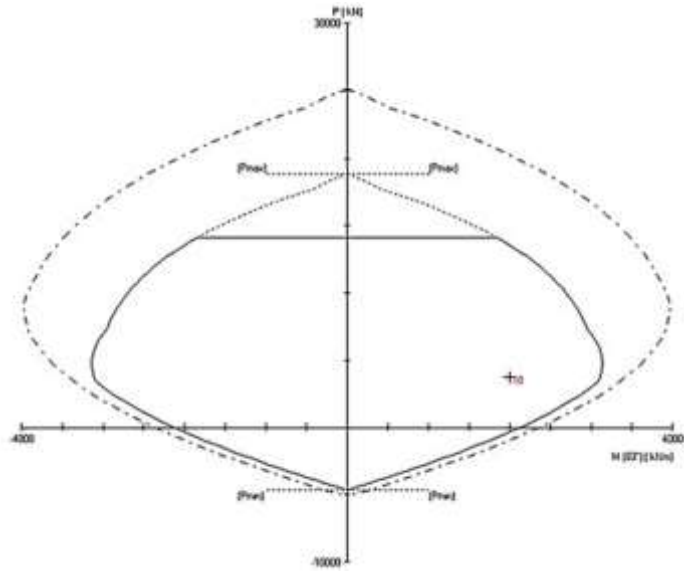


Figura 5.21. Diagrama de interacción para columna de pilares interiores con 10.00 m de altura libre

## CAPÍTULO VI: ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE PUENTES EN ESTUDIO

En el presente capítulo se describió todas las consideraciones realizadas en los modelos estructurales para realizar el ANE “Pushover” de los puentes estudiados. En los modelos realizados se consideró la no linealidad de los materiales, las propiedades efectivas de las columnas, restricciones laterales de desplazamientos en pilares y estribos, la longitud de la rótula plásticas, patrón de carga lateral, fuente de masa, consideraciones para despreciar el efecto P-Delta y los criterios de ductilidad adoptados.

### 6.1 PROPIEDADES NO LINEALES DE LOS MATERIALES

Tal como se indicó en la sección 4.5.5., se ingresaron a los modelos las propiedades esperadas de los materiales tal como se describe a continuación.

#### 6.1.1 Acero de Refuerzo

El acero de refuerzo utilizado en los elementos resistentes a sismos es el acero A706 Grado 60. Los valores utilizados de las propiedades del acero de refuerzo fueron obtenidos de la Tabla 4.9 y con estos valores se obtuvo el diagrama esfuerzo - deformación utilizando el modelo de Park (Figura 6.1)

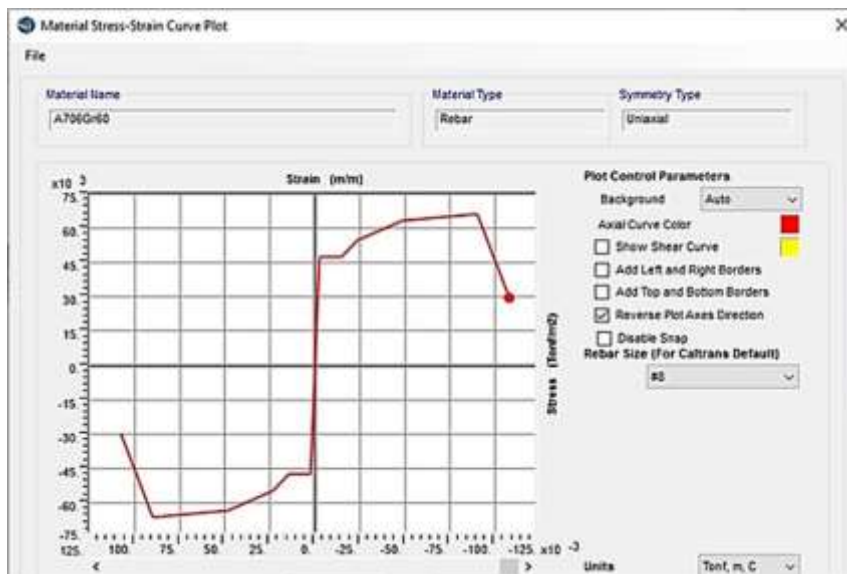


Figura 6.1. Gráfico Esfuerzo - Deformación del acero de refuerzo (A706 Gr60) en CSIBridge

### 6.1.2 Concreto

Para las columnas, que son los elementos que se esperan que lleguen a la fluencia en caso de un sismo, se consideró un concreto de  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$  y utilizando la Ec. (IV.13), obtendremos un concreto con una resistencia a la compresión esperada de  $f'_{ce} = 273 \text{ kg/cm}^2$ . Por lo tanto, se asignó al modelo las propiedades correspondientes a este  $f'_{ce}$  (Figura 6.2) y se obtuvo las gráficas esfuerzo – deformación para el concreto no confinado (Figura 6.3) y confinado (Figura 6.4), utilizando el modelo de Mander (Mander et al., 1988).

Figura 6.2. Propiedades del concreto  $f'_{ce} = 273 \text{ kg/cm}^2$ , en CSIBridge

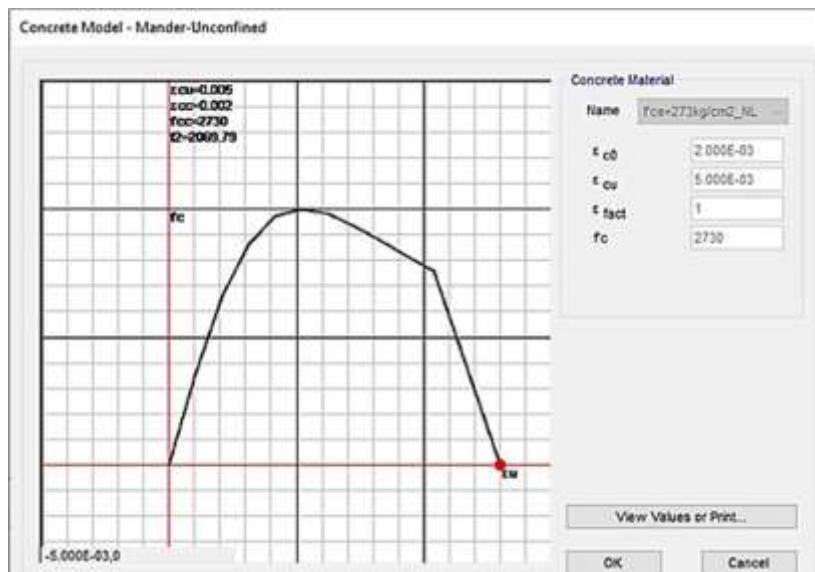


Figura 6.3. Diagrama Esfuerzo - Deformación del concreto no confinado, en CSIBridge

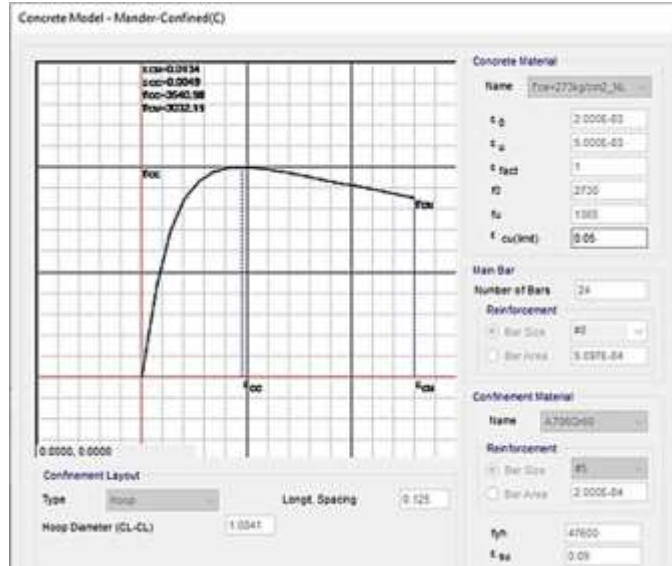


Figura 6.4. Diagrama Esfuerzo - Deformación del concreto confinado ( $\rho_v=1\%$ ,  $\rho_h=0.62\%$ ), en CSIBridge

## 6.2 SUPERESTRUCTURA

La superestructura de los puentes tiene una alta rigidez comparada con la rigidez de los demás elementos que conforman el puente como los pilares y las vigas cabezales y por lo tanto, es válido modelarlo en el rango lineal. Además, la superestructura tiene un diseño por capacidad y se espera que se mantenga en el rango elástico (Aviram et al., 2008). Estas suposiciones fueron confirmadas por Beheshti-Aval y Jahanfekr (2015) al evaluar los esfuerzos de la superestructura después de un evento sísmico encontrando que se encontraba en el rango elástico.

## 6.3 COLUMNAS

Cómo se mencionó en el capítulo anterior, las columnas han sido modelados con elementos tipo frame; sin embargo, las secciones de estas columnas han sido definidas con la opción "Section Designer" del CSIBridge. Esta opción nos permitió modelar secciones tipo Caltrans (2013), las cuales nos permite idealizar secciones de concreto armado ingresando el acero de refuerzo longitudinal, acero de confinamiento horizontal, recubrimiento, propiedades para concreto confinado y no confinado, propiedades esperadas del acero de refuerzo (Figura 6.5), y así

obtener el diagrama momento - curvatura para una carga axial definida. La figura 6.6 muestra el diagrama momento - curvatura para la carga axial media de la columna correspondientes a las cargas DC + DW + 0.5LL+IM. El diagrama momento - curvatura ha sido elaborada a través del procedimiento Caltrans (2013) que considera una relación bilineal (elasto - plástica), tal como se describió en el capítulo III.

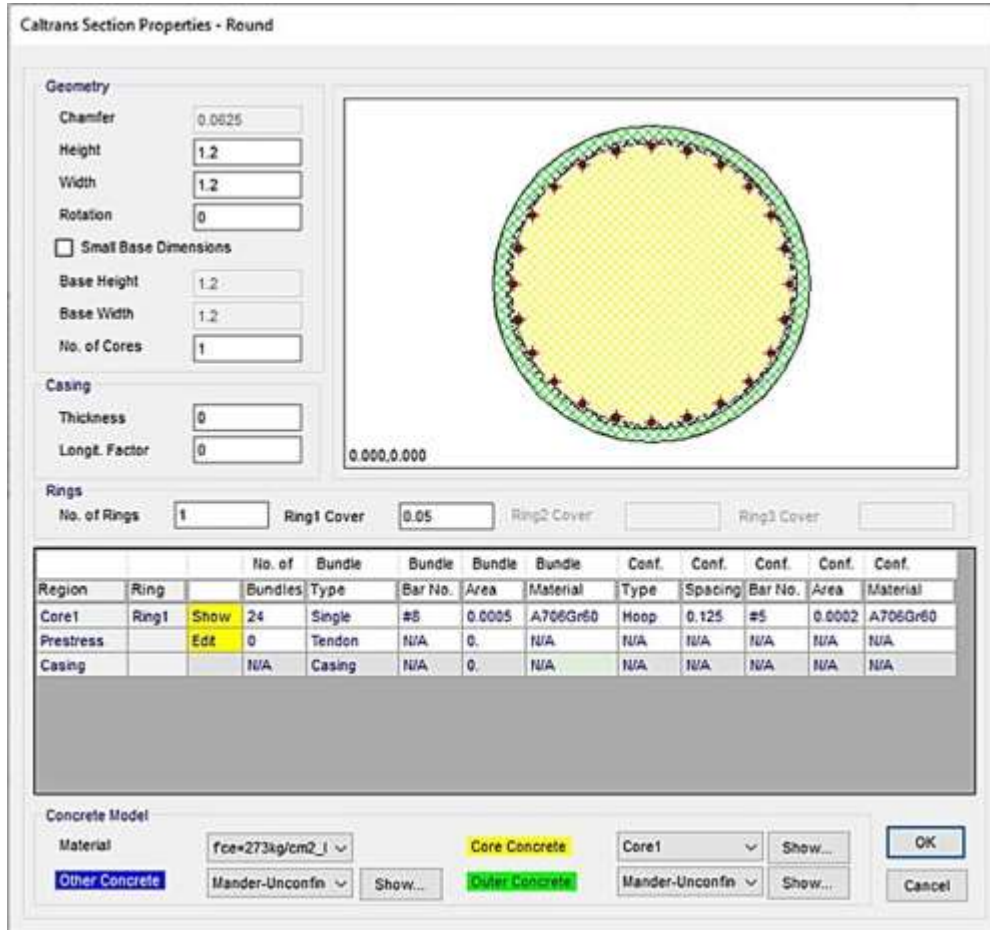


Figura 6.5. Definición de columna circular tipo Caltrans (2013) en CSIBridge.

Adicionalmente, en la salida de datos del programa (Figura 6.6), también se pudo obtener la inercia efectiva la cual se calcula utilizando la siguiente expresión:

$$E_c I_{\text{eff}} = \frac{M_p}{\phi_{yi}} \quad (\text{VI.1})$$

Donde:

- $E_c$ : Módulo de elasticidad del concreto
- $I_{eff}$ : Inercia efectiva de la sección
- $M_p$ : Momento plástico correspondiente a la primera cedencia del acero de refuerzo.
- $\phi_{yi}$ : Curvatura de cedencia efectiva o idealizada correspondiente a  $M_p$ .

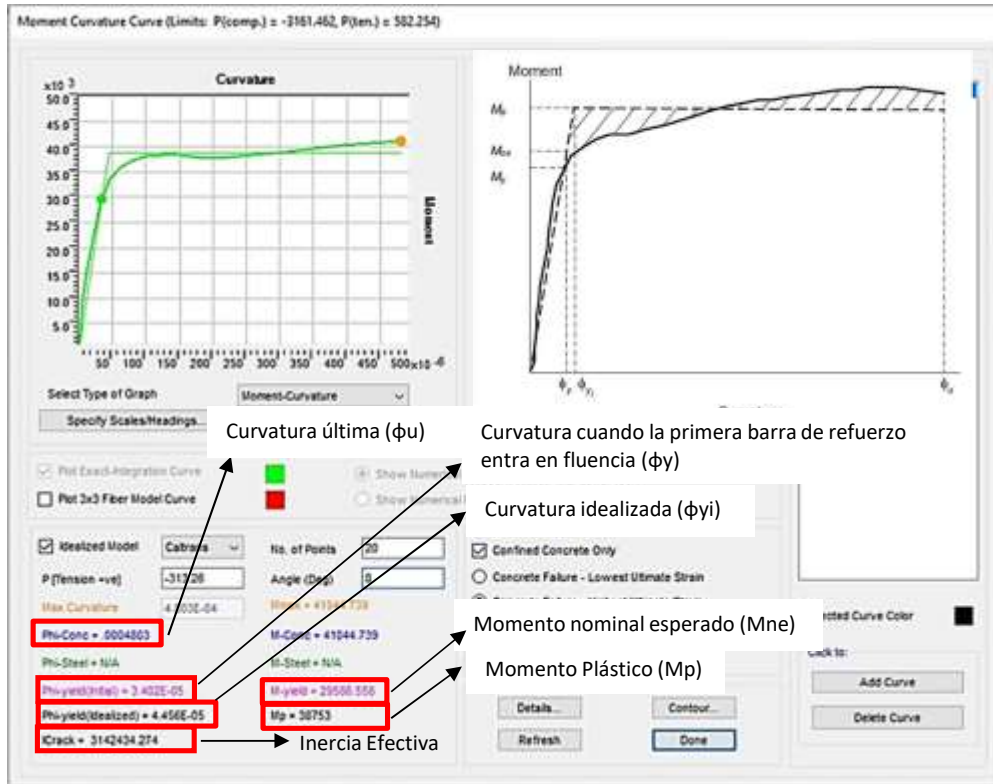


Figura 6.6. Diagrama Momento - Curvatura, según Caltrans (2013) en CSIBridge.

Posteriormente, en el programa se modificó la inercia de la sección mediante la relación  $I_{eff}/I_g$ , donde  $I_{eff}$ , es la inercia efectiva de la sección y  $I_g$  es la inercia bruta de la sección.

De igual manera se modificó su inercia efectiva torsional con la  $E_c$ . (III.2).

## 6.4 RESTRICCIÓN LATERAL AL DESPLAZAMIENTO

Tal como se describió en el capítulo anterior, la superestructura está apoyada sobre la subestructura a través de apoyos elastoméricos que se encargan de transferir las cargas verticales provenientes del tablero. Adicionalmente, se instalan topes laterales en la viga cabezal, con la finalidad de transferir las acciones laterales provenientes de la superestructura durante un evento sísmico hacia la subestructura. Los topes laterales están ubicados entre dos vigas consecutivas y son modelados utilizando elementos tipo link, en el caso de los topes laterales ubicados en los pilares los elementos tipo link tendrán restricción al movimiento longitudinal y transversal, y en el caso de los topes ubicados en los estribos tendrán restricción sólo en la dirección transversal al tránsito vehicular.

## 6.5 LONGITUD Y DEFINICION DE ROTULA PLASTICA

La rótula plástica utilizada en el análisis Pushover, es una rótula con plasticidad concentrada. Para el caso de puentes, las rótulas plásticas se producen en los pilares y en este caso en particular la rótula plástica se encontrará en la base del pilar, para el sentido longitudinal y para el sentido transversal se encuentra en los extremos del pilar.

Las rótulas plásticas son definidas de manera automática por el programa CSIBridge (Figura 6.7) con el criterio del Caltrans (2013), para lo cual se necesitó conocer la longitud y ubicación de la misma. Para el cálculo de la longitud de rótula plástica se utilizó la Ec. (II.31) y así se obtuvo la longitud plástica para cada caso correspondiente.

La definición de rótula plástica se puede obtener a través del diagrama momento-curvatura para diferentes cargas axiales, restando al valor de la curvatura última,  $\phi_u$  (Figura 6.6), el valor de la curvatura de fluencia idealizada,  $\phi_{yi}$  (Figura 6.6), ya que el programa no toma en cuenta en la definición de la rótula el rango elástico, posteriormente se multiplica este valor por la longitud plástica ( $L_p$ ) para obtener la rotación. Finalmente se elabora un diagrama momento - rotación, donde el momento (eje de ordenadas) tiene un valor relativo igual a 1 (debido a que en el

rango inelástico se tiene un momento plástico constante) y la rotación (eje de abscisas) es el valor calculado previamente.

Se utilizó en la definición de rótulas plásticas el criterio Caltrans (2013), debido a que estos dan resultados más conservadores que los de FEMA 356 (Sandhya y Subha, 2017)

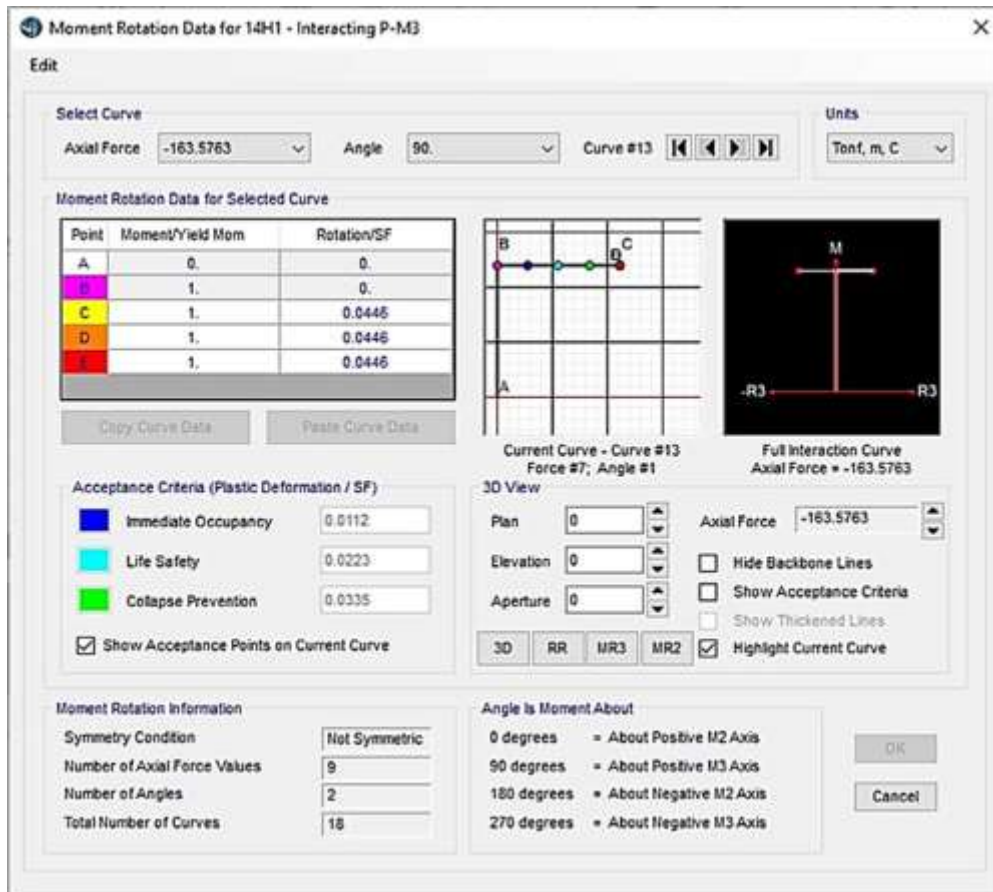


Figura 6.7. Definición de rótula plástica en CSIBridge, según Clatrans (2013).

En la Figura 6.8, se muestra un esquema de la modelación típica de los pilares de los puentes estudiados, de acuerdo, a las consideraciones descritas en los párrafos anteriores.

## 6.6 PATRON DE CARGA LATERAL

Se sabe que el análisis estático no lineal Pushover, consiste en aplicar un patrón de carga lateral incremental considerado en los modelos de puentes. Este patrón



de carga puede ser aplicado mediante una carga uniforme, una forma de modo o un caso de carga estática definido.

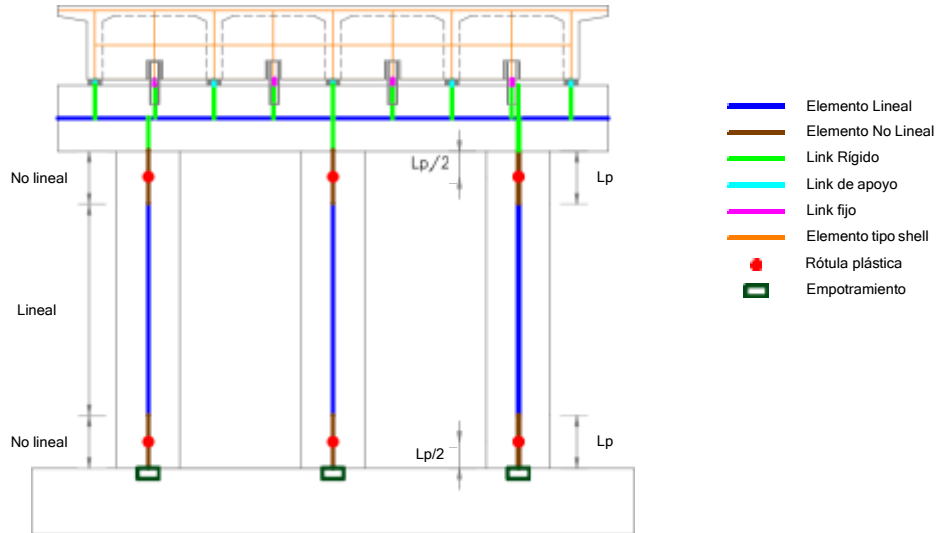


Figura 6.8. Modelación típica de pilar (aplicable para pilares con 2 o 3 columnas).

Para puentes ordinarios y cortos (puentes con menos de 4 tramos) la respuesta está gobernada por los modos principales de la estructura (Kohrangi et al, 2012) y los modos altos no participan significativamente en la respuesta de la estructura, debido a la baja participación de la masa. Además, se tomó en cuenta las recomendaciones del FEMA 356, que consideran válida la participación en los modos fundamentales longitudinal y transversal cuando la masa de la estructura que participa en el modo es mayor al 75% (Anexo E).

El patrón de carga utilizado en los modelos de los puentes es una carga de gravedad horizontal en la dirección longitudinal, en ambos sentidos, y en el sentido transversal al tránsito, aplicada a la superestructura del puente.

### 6.7 FUENTE DE MASA

La fuente de masa considerada en el análisis de modos corresponde al peso propio de la estructura, las cargas de asfalto, barreras; sin embargo, para el caso de la combinación de carga axial por servicio para el análisis pushover, se consideró además de las cargas ya mencionadas el 50% de la carga vehicular.

La Figura 6.9 muestra la similitud de las curvas de capacidad en el sentido longitudinal del puente, considerando un patrón de carga lateral con carga uniforme aplicado en la superestructura y la otra curva de capacidad considerando el modo correspondiente a la dirección longitudinal. De igual manera Figura 6.10 muestra la similitud de las curvas de capacidad en el sentido transversal para los patrones de carga indicados.

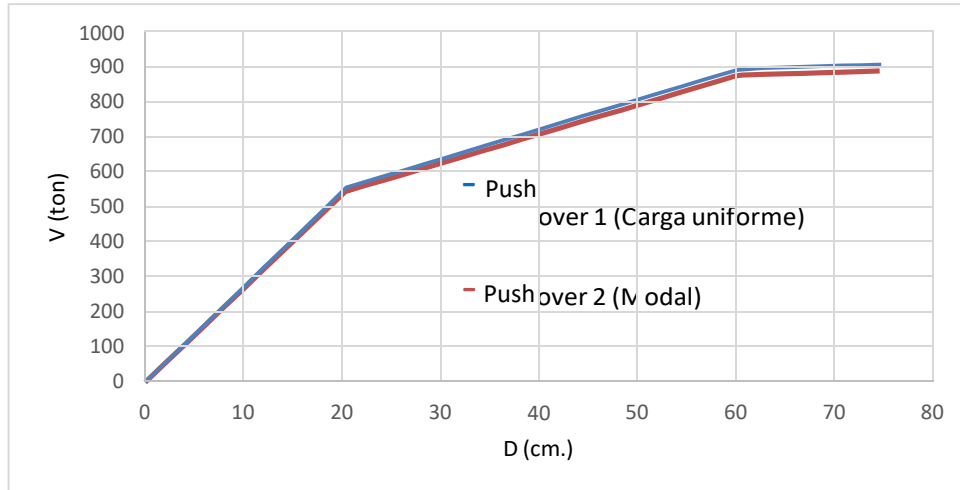


Figura 6.9. Curvas de Capacidad en el sentido longitudinal del puente.

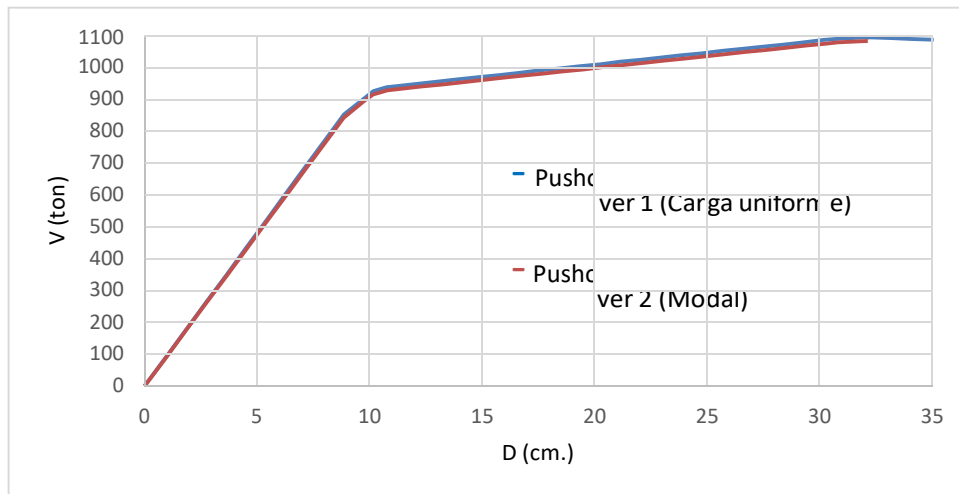


Figura 6.10. Curvas de Capacidad en el sentido transversal del puente.

## 6.8 EFECTO P-DELTA

En el capítulo IV, se presentaron dos expresiones (IV.29 y IV.30) que nos permitían despreciar los efectos P- $\Delta$ , en columnas de puentes de concreto armado.

En los estudios realizados por Heydarpour, Silva y Burgueño (2018), demostraron que la expresión dada por Caltrans (2013), no era del todo confiable. Encontraron que los efectos P-delta para columnas con relaciones de altura – diámetro de la columna (H/D) igual a 10 y con cargas axiales medias y altas, sometidas a sismos, la respuesta estructural de estas columnas se desviaba alcanzando bajas ductilidades. Demostrando que para niveles inferiores a 4 (para columnas individuales), que es la ductilidad objetivo para el reglamento AASHTO (2011) y Caltrans (2013), no se debería despreciar los efectos P- $\Delta$  y por lo tanto recomendaban realizar un análisis de historia en el tiempo.

Sin embargo, para casos donde la relación altura-diámetro de la columna (H/D) es bajo o medio (menor a 9) y los niveles de carga axial son bajos o medios (< 15% $f'cAg$ ), los resultados obtenidos son aceptables. Tomando en cuenta estas recomendaciones, los puentes analizados tienen una relación H/D menor a 9 y una carga axial menor a 15% $f'cAg$ , por lo que los resultados obtenidos se consideran aceptables.

En el Anexo F, se encuentran las Tablas con las verificaciones para evitar los efectos de segundo orden (P-Delta) utilizando la Ec. (IV.30), de todos los casos analizados.

## 6.9 DUCTILIDAD

Todos los casos analizados son puentes con pilares multi-columnas, en los cuales la demanda de ductilidad local deberá ser menor a 5, de acuerdo con las recomendaciones dadas por Caltrans (2013). Por tal razón, en los análisis realizados se restringieron las capacidades de desplazamientos para obtener ductilidades menores a 5, y así poder asegurar que al comparar las capacidades de desplazamiento obtenidas con las fórmulas encontradas (capítulo VII), con las

demandas de desplazamiento durante un evento sísmico, no sólo cumpliremos el requisito de desplazamientos, sino que además se cumplieron con los requerimientos por ductilidad.

## CAPÍTULO VII: ANÁLISIS DE RESULTADOS

En el presente capítulo se discuten los resultados de los análisis realizados a los puentes estudiados, tomando en cuenta las pautas descritas en el capítulo anterior.

En base a estos resultados, se determinaron las fórmulas empíricas que nos permitirán calcular la capacidad de desplazamiento de los pilares de concreto armado (Julian y Fernández-Dávila, 2020). También comparamos los resultados obtenidos con las fórmulas propuestas en el AASHTO (2011).

Posteriormente, se realizó dos ejemplos para verificar la efectividad y validez de las fórmulas encontradas, comparando estos resultados con un análisis pushover y las fórmulas obtenidas del AASHTO (2011).

### 7.1 FÓRMULAS EMPÍRICAS PARA EL CÁLCULO DE LA CAPACIDAD POR DESPLAZAMIENTO

El punto de control y la toma de datos en todos los casos analizados fue el extremo superior de la altura libre de la columna. En todos los casos de estudio se consideró que la capacidad del pilar estuviera dentro del estado límite de prevención de colapso (CP), de manera conservadora, dado que el nivel de desempeño de acuerdo con la filosofía del AASHTO (2011) es la baja probabilidad de colapso de los puentes durante la ocurrencia de sismos severos; es decir, el no colapso de la estructura.

Para poder definir la capacidad de desplazamiento de cada puente en estudio, se procedió a determinar la capacidad de desplazamiento en cada columna de los pilares interiores, para cada sentido de análisis correspondiente al patrón de carga lateral aplicado. Posteriormente, se compararon las capacidades desplazamientos laterales de cada columna y se tomó el menor desplazamiento como la capacidad de desplazamiento del puente. De esta manera se encontró la capacidad de desplazamiento longitudinal y transversal del puente para cada caso de estudio.

En el anexo D, se muestran las Tablas donde se realizó la comparación de la capacidad de desplazamiento lateral calculada con las ecuaciones (II.32) y (II.33),

y la capacidad de desplazamiento lateral calculada con el programa CSIBridge. Las ecuaciones (II.32) y (II.33), toman en cuenta las propiedades de los materiales, la geometría y la carga sobre la sección analizada. De los cálculos realizados, se encontró que existe una diferencia porcentual mínima entre ambas, no mayor al 5%, por lo que se consideró que todas las capacidades de desplazamientos laterales encontradas con el programa CSIBridge son válidas.

Dado el gran número de casos en estudio se eligió un parámetro que tenga una mejor correlación con la capacidad de desplazamiento lateral del puente, siendo este parámetro la altura libre de los pilares.

Las Tablas 7.1 y 7.2 muestran la carga axial de las columnas ( $P$ ) correspondiente a los pilares de los puentes tipo I y tipo II, respectivamente. Donde:  $P_o$  es el producto del área de la sección transversal de la columna ( $A_g$ ) por la resistencia a la compresión del concreto ( $f'_c$ ), " $\rho_h$ " es la cuantía del refuerzo horizontal de la columna, " $\rho_v$ " es la cuantía del refuerzo vertical de la columna, " $\Delta_{Long\_PD}$ " es la capacidad de desplazamiento longitudinal que cumple con el criterio de no considerar los efectos P-Delta y " $\Delta_{Trans\_PD}$ " es la capacidad de desplazamiento transversal que cumple con el criterio de no considerar los efectos P-Delta.

La carga axial es un valor importante para poder despreciar los efectos P-Delta, a mayor carga axial menor será la capacidad de desplazamiento de los pilares para no tomar en cuenta los efectos P-Delta. Por lo tanto, se tomó la carga axial como un factor condicional para el desarrollo de las fórmulas.

Además, si para las columnas de los pilares de los puentes tipos I y II, se tuviera la misma carga axial, la misma geometría y acero de refuerzo, en ambos casos deberíamos obtener capacidades de desplazamiento lateral similares debido a que la capacidad del pilar (pórtico) estaría en función de la capacidad de las columnas individuales y al tener todas las mismas propiedades, refuerzo y carga axial obtendríamos similares capacidades; sin embargo, de acuerdo a los resultados de las Tablas 7.1 y 7.2 se muestra que no se cumple esto y se debe a que en los dos casos se tienen cargas axiales distintas; por lo tanto, podremos concluir que las fórmulas desarrolladas en esta tesis son independientes al número de columnas que existen en cada pilar; y por lo tanto, serán clasificadas

de acuerdo a la carga axial en las columnas. De esta forma tendremos dos casos, para columnas con cargas axiales menores al  $10\% \cdot f'c \cdot Ag$  y para columnas con cargas axiales entre el  $10\% \cdot f'c \cdot Ag$  y el  $15\% f'c \cdot Ag$ .

Tabla 7.1: Carga axial y capacidad de desplazamiento lateral en columnas de puentes Tipo I.

PUENTES TIPO I								
$P_o = Agf'c = 2375.04 \text{ ton}$		$\rho_h = 0.59\%$		$\rho_h = 0.98\%$		$\rho_h = 1.41\%$		
	P (ton)	P/P <sub>o</sub>	$\Delta_{Long\_PD}$ (m)	$\Delta_{Trans\_PD}$ (m)	$\Delta_{Long\_PD}$ (m)	$\Delta_{Trans\_PD}$ (m)	$\Delta_{Long\_PD}$ (m)	$\Delta_{Trans\_PD}$ (m)
$\rho_v = 1\%$	342.90	14.44%	0.228	0.133	0.235	0.135	0.245	0.145
	343.00	14.44%	0.228	0.128	0.230	0.145	0.245	0.145
	343.11	14.45%	0.227	0.125	0.235	0.125	0.245	0.140
	345.65	14.55%	0.227	0.215	0.235	0.240	0.245	0.240
	345.77	14.56%	0.228	0.215	0.235	0.235	0.240	0.235
	348.41	14.67%	0.227	0.310	0.235	0.395	0.240	0.395
$\rho_v = 2\%$	342.90	14.44%	0.222	0.137	0.289	0.135	0.335	0.155
	343.00	14.44%	0.220	0.138	0.288	0.155	0.325	0.175
	343.11	14.45%	0.225	0.142	0.294	0.150	0.335	0.170
	345.65	14.55%	0.350	0.210	0.365	0.277	0.380	0.275
	345.77	14.56%	0.350	0.208	0.360	0.265	0.380	0.300
	348.41	14.67%	0.348	0.301	0.365	0.370	0.380	0.475
$\rho_v = 3\%$	342.90	14.44%	0.209	0.131	0.271	0.154	0.327	0.155
	343.00	14.44%	0.214	0.128	0.264	0.168	0.320	0.175
	343.11	14.45%	0.211	0.134	0.264	0.169	0.321	0.165
	345.65	14.55%	0.347	0.201	0.443	0.255	0.485	0.306
	345.77	14.56%	0.351	0.200	0.439	0.255	0.485	0.300
	348.41	14.67%	0.445	0.286	0.465	0.357	0.480	0.430
$\rho_v = 4\%$	342.90	14.44%	0.205	0.127	0.251	0.164	0.298	0.190
	343.00	14.44%	0.198	0.126	0.256	0.164	0.304	0.198
	343.11	14.45%	0.198	0.124	0.247	0.163	0.308	0.193
	345.65	14.55%	0.341	0.192	0.413	0.237	0.497	0.295
	345.77	14.56%	0.337	0.186	0.421	0.236	0.503	0.292
	348.41	14.67%	0.499	0.269	0.545	0.338	0.560	0.408

Tabla 7.2: Carga axial y capacidad de desplazamiento lateral en columnas de puentes Tipo II.

PUENTES TIPO II								
	Po = Agf'c = 2375.04 ton		ρh = 0.59%		ρh = 0.98%		ρh = 1.41%	
	P (ton)	P/Po	Δ <sub>Long_PD</sub> (m)	Δ <sub>Trans_PD</sub> (m)	Δ <sub>Long_PD</sub> (m)	Δ <sub>Trans_PD</sub> (m)	Δ <sub>Long_PD</sub> (m)	Δ <sub>Trans_PD</sub> (m)
ρv = 1%	271.66	11.44%	0.250	0.100	0.288	0.100	0.295	0.115
	262.18	11.04%	0.240	0.120	0.288	0.135	0.290	0.135
	262.26	11.04%	0.250	0.118	0.285	0.120	0.285	0.135
	267.96	11.28%	0.280	0.205	0.290	0.235	0.300	0.250
	255.84	10.77%	0.290	0.200	0.290	0.230	0.300	0.250
	266.06	11.20%	0.280	0.328	0.290	0.355	0.300	0.380
ρv = 2%	271.66	11.44%	0.232	0.135	0.300	0.135	0.350	0.155
	262.18	11.04%	0.233	0.143	0.299	0.150	0.340	0.150
	262.26	11.04%	0.227	0.140	0.297	0.140	0.335	0.160
	267.96	11.28%	0.377	0.216	0.460	0.275	0.480	0.295
	255.84	10.77%	0.386	0.215	0.465	0.275	0.480	0.295
	266.06	11.20%	0.460	0.309	0.465	0.395	0.480	0.430
ρv = 3%	271.66	11.44%	0.211	0.126	0.270	0.164	0.327	0.155
	262.18	11.04%	0.212	0.130	0.273	0.145	0.332	0.165
	262.26	11.04%	0.218	0.128	0.273	0.163	0.332	0.155
	267.96	11.28%	0.355	0.197	0.453	0.250	0.537	0.275
	255.84	10.77%	0.356	0.195	0.452	0.251	0.545	0.295
	266.06	11.20%	0.528	0.285	0.600	0.361	0.620	0.425
ρv = 4%	271.66	11.44%	0.205	0.123	0.251	0.160	0.307	0.170
	262.18	11.04%	0.208	0.120	0.255	0.158	0.302	0.165
	262.26	11.04%	0.208	0.122	0.258	0.155	0.305	0.154
	267.96	11.28%	0.341	0.188	0.424	0.234	0.509	0.281
	255.84	10.77%	0.347	0.189	0.422	0.237	0.500	0.281
	266.06	11.20%	0.504	0.264	0.630	0.335	0.730	0.406

Posteriormente, con las capacidades de desplazamiento lateral encontradas, se procedió a elaborar las gráficas de Capacidad de desplazamiento lateral vs altura libre de pilar para todos los casos. Adicionalmente, en cada una de las gráficas se agregó la curva de capacidad de desplazamiento lateral vs altura libre de pilar, de acuerdo con las expresiones dadas por AASHTO (2011), las cuales fueron descritas en el capítulo 4.

En las Figs. 7.1 a 7.4, se muestra la capacidad de desplazamiento longitudinal (D<sub>L</sub>) respecto a la menor altura libre (H) de los pilares y de las Figs. 7.5 a 7.8 el desplazamiento transversal (D<sub>T</sub>) respecto a la menor altura libre (H) de los pilares



correspondiente a los puentes con pilares tipo I. De igual manera se representaron las respuestas mediante las gráficas 7.9 a 7.12 para el desplazamiento longitudinal ( $D_L$ ) y las gráficas 7.13 al 7.16 ( $D_T$ ) para el desplazamiento transversal, correspondiente a los puentes con pilares tipo II. En todas las gráficas se consideró las distintas cuantías verticales y horizontales de refuerzo, tal como se describió en el capítulo anterior.

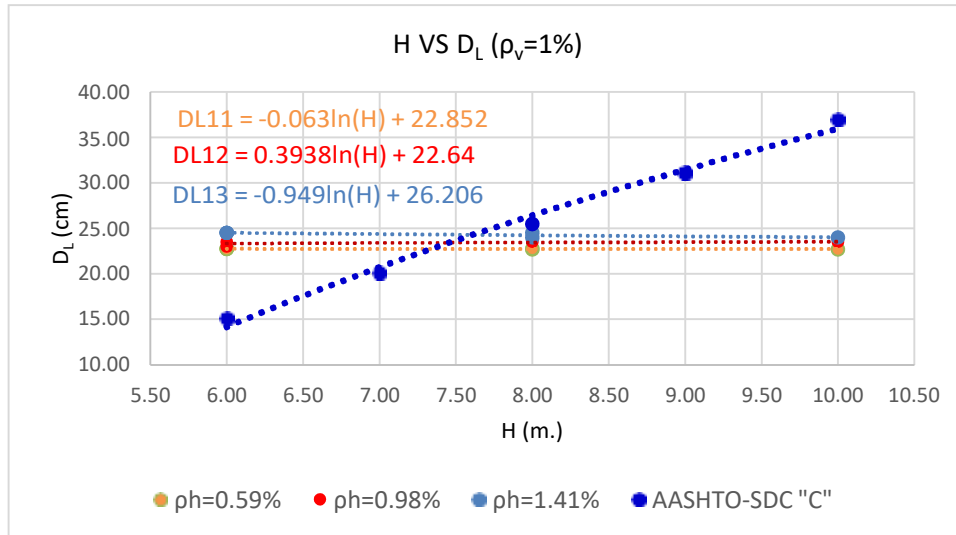


Figura 7.1. Gráfica  $D_L$  VS  $H$ ,  $\rho_v = 1\%$  y  $\rho_h = 0.59\%$ ,  $0.98\%$  y  $1.41\%$ .

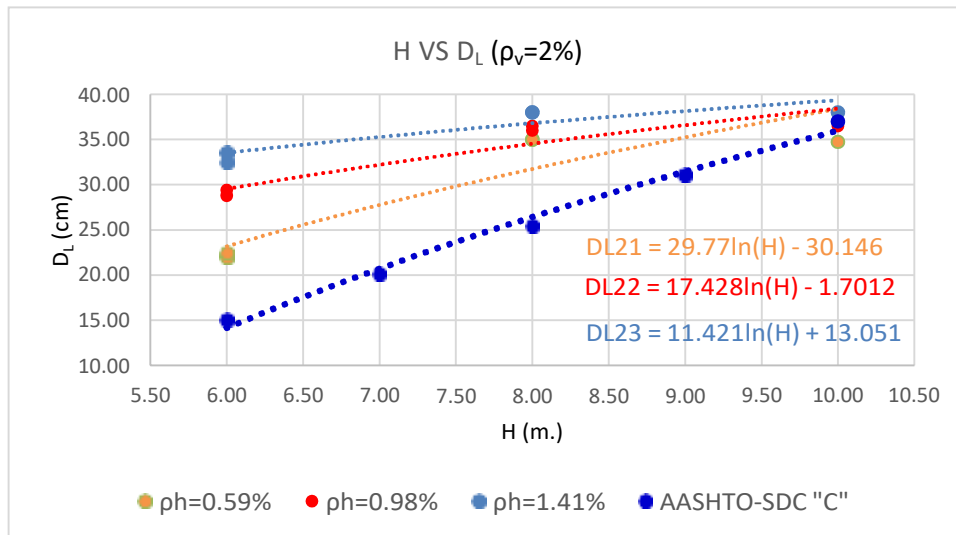


Figura 7.2. Gráfica  $D_L$  VS  $H$ ,  $\rho_v = 2\%$  y  $\rho_h = 0.59\%$ ,  $0.98\%$  y  $1.41\%$ .

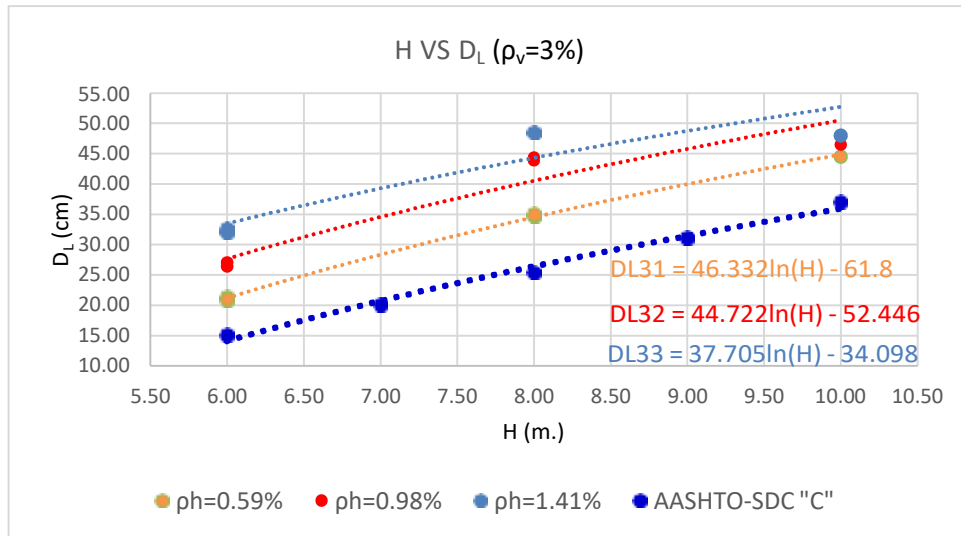


Figura 7.3. Gráfica  $D_L$  VS  $H$ ,  $\rho_v = 3\%$  y  $ph = 0.59\%$ ,  $0.98\%$  y  $1.41\%$ .

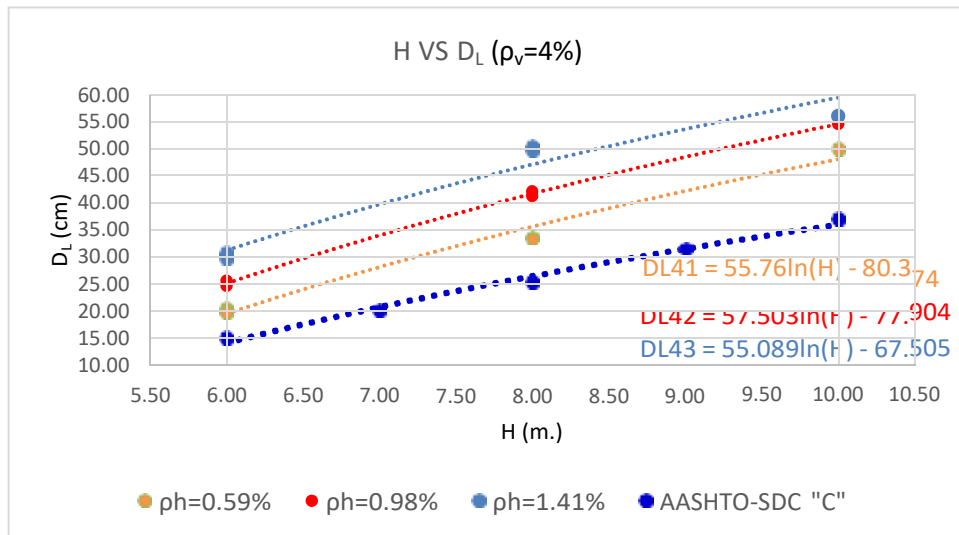


Figura 7.4. Gráfica  $D_L$  VS  $H$ ,  $\rho_v = 4\%$  y  $ph = 0.59\%$ ,  $0.98\%$  y  $1.41\%$ .

Para los pilares tipo I, de las gráficas que se encuentran en las Figs. 7.1 a 7.4 se encontró que para la cuantía del 1% la capacidad de desplazamiento longitudinal es prácticamente constante a pesar de un aumento de la cuantía horizontal, esto se debe a que se restringió la capacidad de desplazamiento para no considerar el efecto P-Delta, utilizando el criterio del Caltrans (Capítulo IV), donde a menor momento plástico de la sección, la condición de no considerar los efectos P-Delta es más crítica. Para las cuantías vertical del 2% al 4% se observó un aumento de la capacidad de desplazamiento conforme se va aumentando la cuantía horizontal. Por otro lado, para cuantías mayores al 2% la capacidad de desplazamiento obtenida de los análisis es superior a la capacidad de desplazamiento obtenida con las fórmulas del AASHTO (2011).

De igual manera, en las gráficas que se encuentran en las Figs. 7.5 a 7.8 se observó que para todas las cuantías verticales del 1% al 4% se muestra un aumento de la capacidad de desplazamiento transversal conforme se va aumentando la cuantía horizontal, siendo esta capacidad de desplazamiento superior a la capacidad de desplazamiento obtenida con las fórmulas del AASHTO (2011).

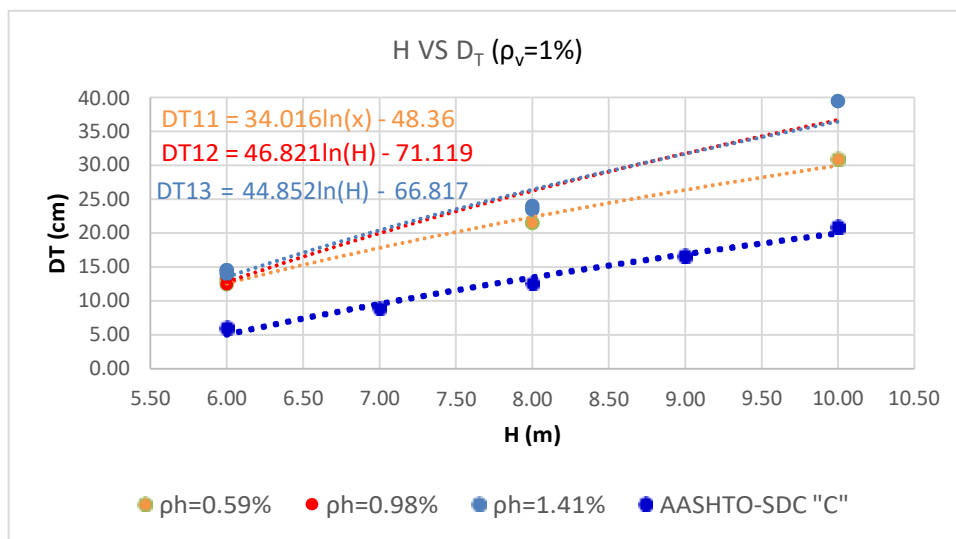


Figura 7.5. Gráfica  $D_T$  VS H,  $\rho_v = 1\%$  y  $\rho_h = 0.59\%$ ,  $0.98\%$  y  $1.41\%$ .

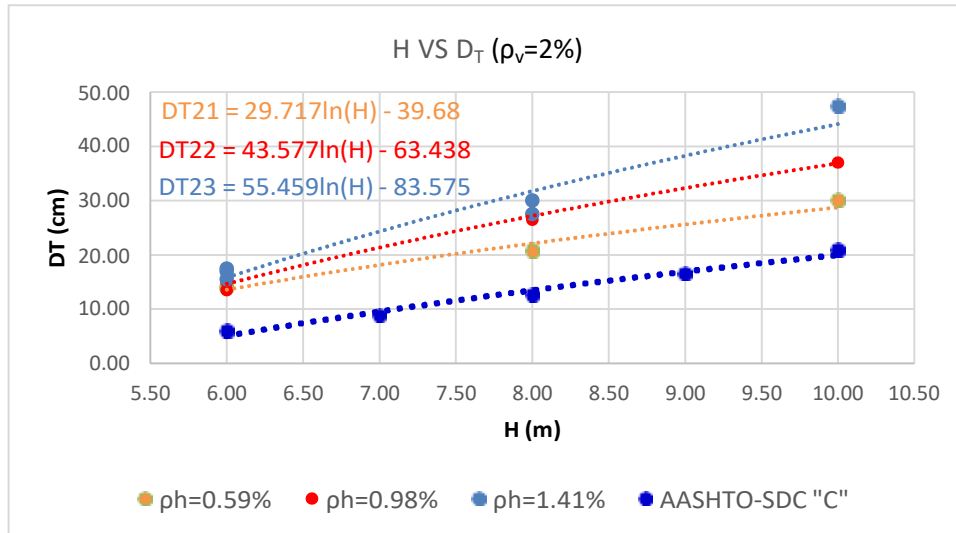


Figura 7.6. Gráfica  $D_T$  VS H,  $\rho_v = 2\%$  y  $ph = 0.59\%$ ,  $0.98\%$  y  $1.41\%$ .

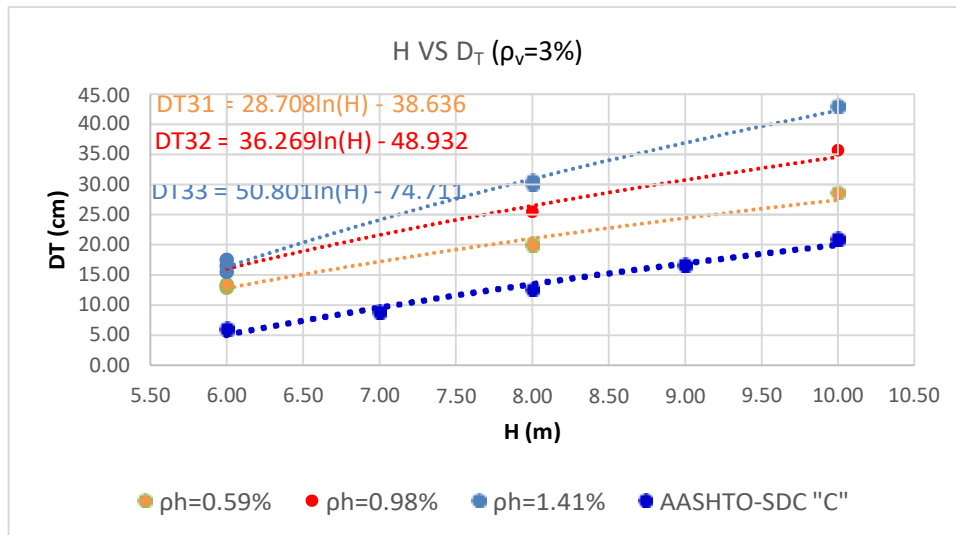


Figura 7.7. Gráfica  $D_T$  VS H,  $\rho_v = 3\%$  y  $ph = 0.59\%$ ,  $0.98\%$  y  $1.41\%$ .

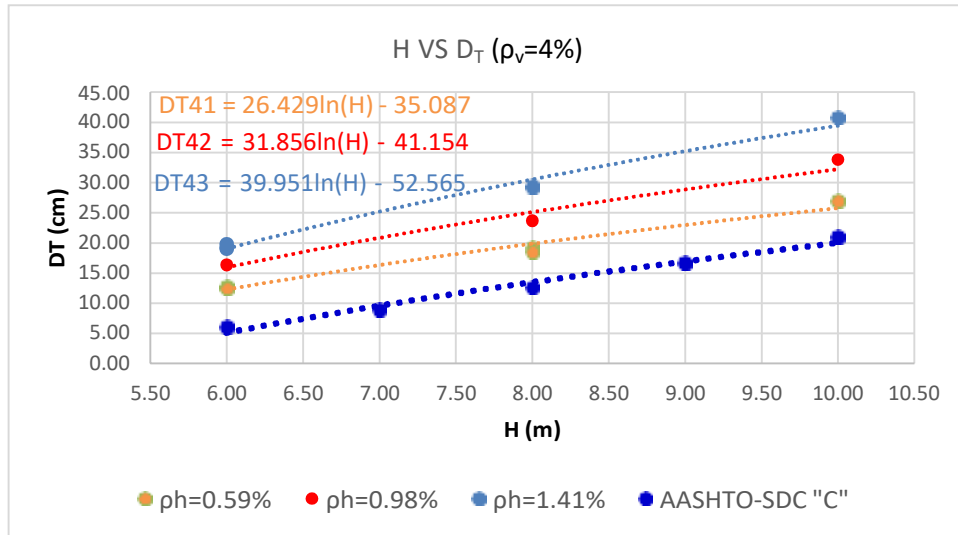


Figura 7.8. Gráfica  $D_T$  VS H,  $\rho_v = 4\%$  y  $\rho_h = 0.59\%$ ,  $0.98\%$  y  $1.41\%$ .

Para los pilares tipo II, de las gráficas que se encuentran en las Figs. 7.9 a 7.12 se observó que para las cuantías vertical del 1% al 4% se encontró un aumento de la capacidad de desplazamiento conforme se va aumentando la cuantía horizontal. Además, para la cuantía vertical de 1% la capacidad de desplazamiento longitudinal para alturas de pilares menores a 10.00 m obtenida de los análisis, es mayor que la capacidad de desplazamiento que se obtiene con las fórmulas aproximadas del AASHTO (2011) y para las cuantías verticales mayores del 2% la capacidad de desplazamiento longitudinal obtenida de los análisis es superior a la capacidad de desplazamiento obtenida con las fórmulas del AASHTO (2011).

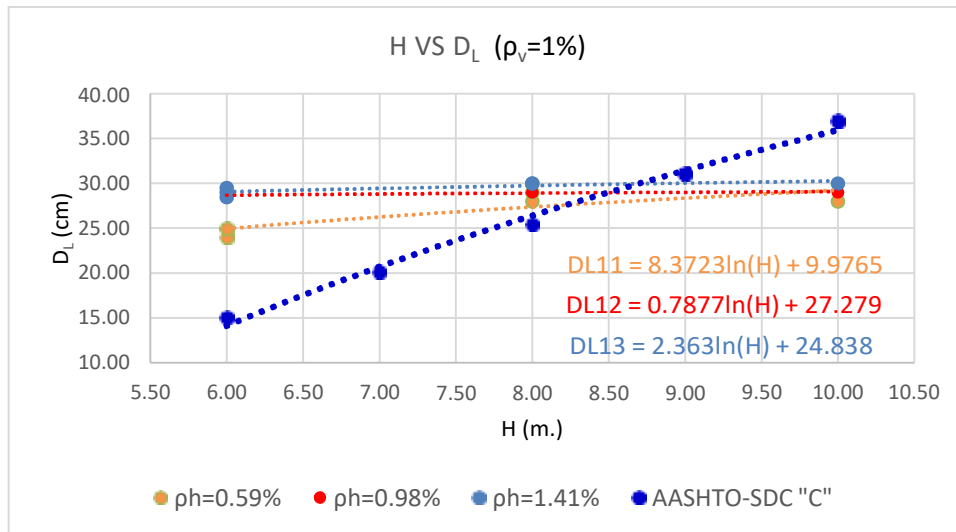


Figura 7.9. Gráfica  $D_L$  VS H,  $\rho_v = 1\%$  y  $ph = 0.59\%$ ,  $0.98\%$  y  $1.41\%$ .

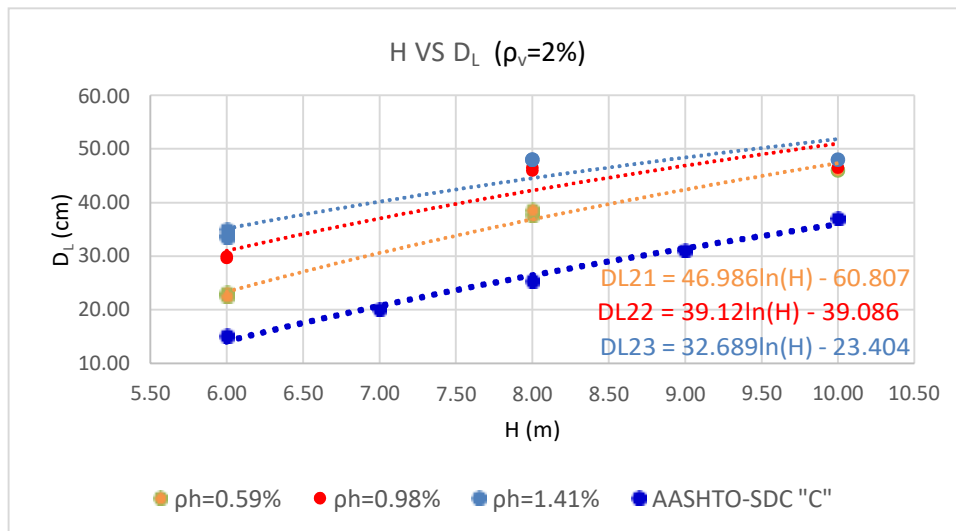


Figura 7.10. Gráfica  $D_L$  VS H,  $\rho_v = 2\%$  y  $ph = 0.59\%$ ,  $0.98\%$  y  $1.41\%$ .

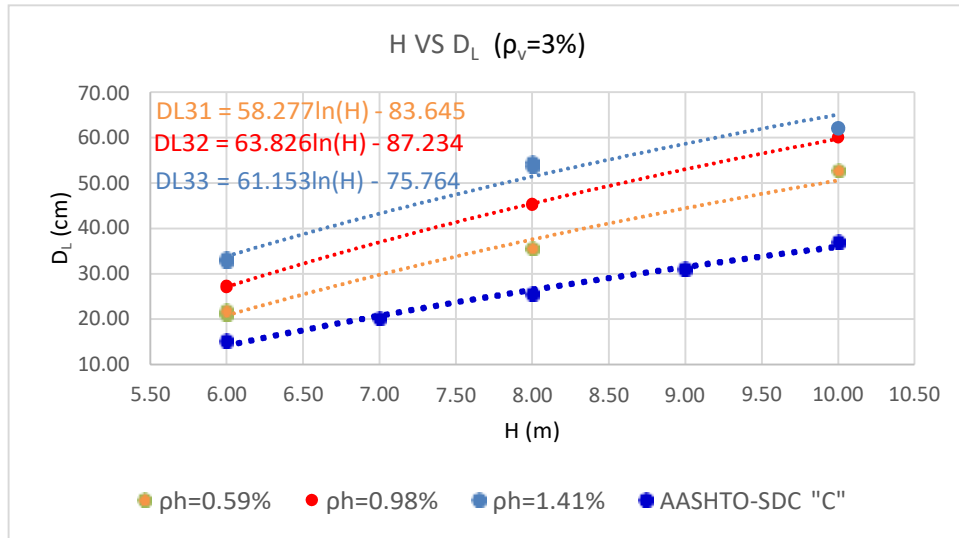


Figura 7.11. Gráfica  $D_L$  VS  $H$ ,  $\rho_v = 3\%$  y  $ph = 0.59\%$ ,  $0.98\%$  y  $1.41\%$ .

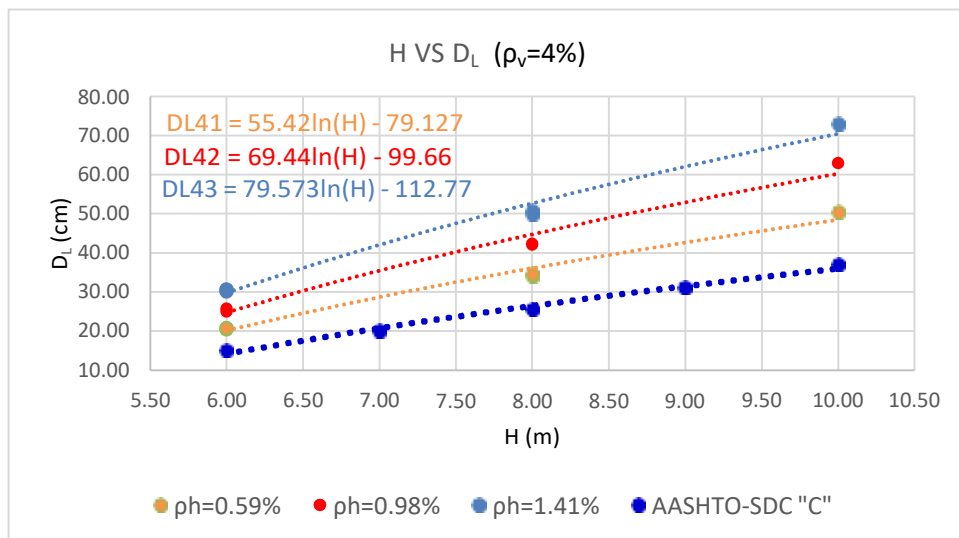


Figura 7.12. Gráfica  $D_L$  VS  $H$ ,  $\rho_v = 4\%$  y  $ph = 0.59\%$ ,  $0.98\%$  y  $1.41\%$ .

De igual manera, en las gráficas que se encuentran en las Figs. 7.13 a 7.16 se observó que para todas las cuantías verticales del 1% al 4% se encontró un aumento de la capacidad de desplazamiento transversal conforme se va aumentando la cuantía horizontal, siendo esta capacidad de desplazamiento superior a la capacidad de desplazamiento obtenida con las fórmulas del AASHTO (2011).

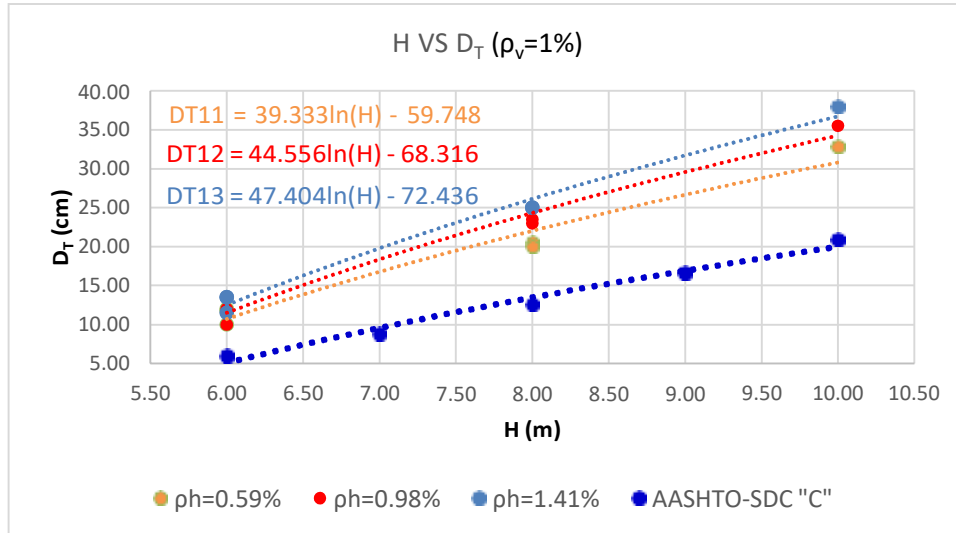


Figura 7.13. Gráfica  $D_T$  VS H,  $\rho_v = 1\%$  y  $ph = 0.59\%$ ,  $0.98\%$  y  $1.41\%$ .

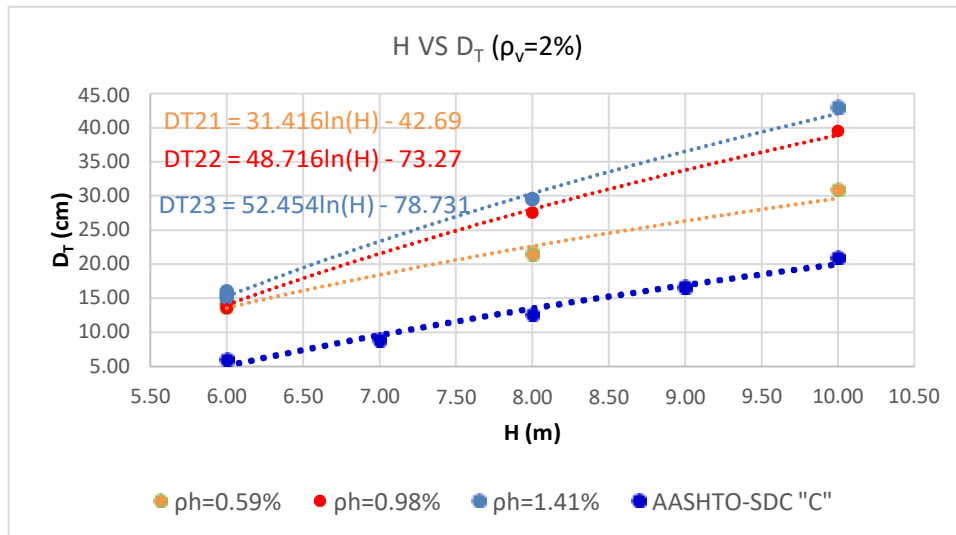


Figura 7.14. Gráfica  $D_T$  VS H,  $\rho_v = 2\%$  y  $ph = 0.59\%$ ,  $0.98\%$  y  $1.41\%$ .



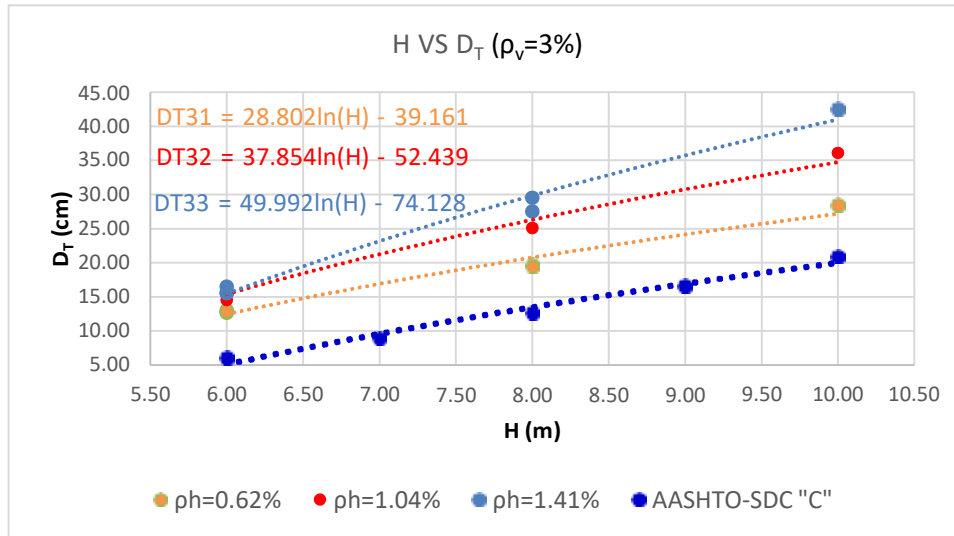


Figura 7.15. Gráfica  $D_T$  VS  $H$ ,  $\rho_v = 3\%$  y  $ph = 0.59\%$ ,  $0.98\%$  y  $1.41\%$ .

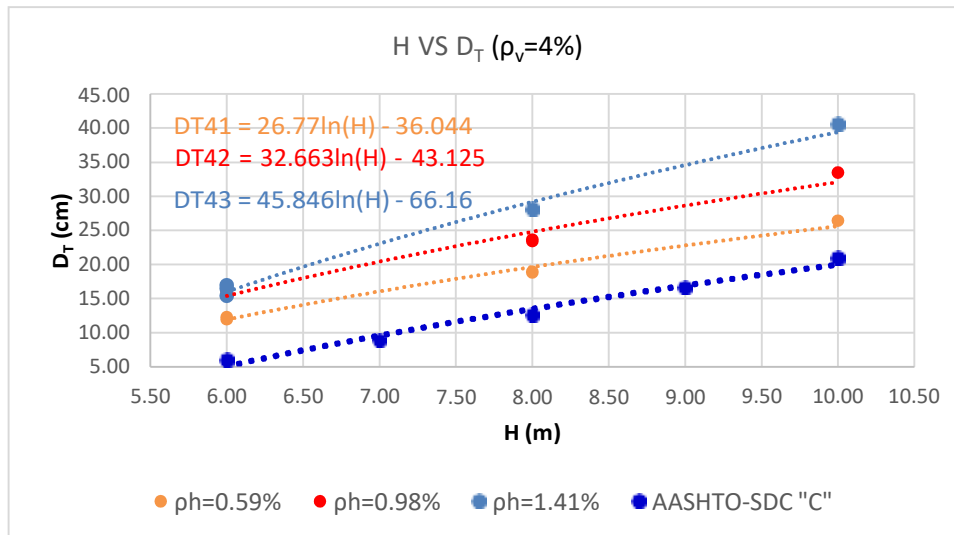


Figura 7.16. Gráfica  $D_T$  VS  $H$ ,  $\rho_v = 4\%$  y  $ph = 0.59\%$ ,  $0.98\%$  y  $1.41\%$ .

En las Tablas 7.3 hasta la Tabla 7.14, se muestra la capacidad de desplazamiento corregida de los puentes en estudio, las cuales se obtuvieron en base a las ecuaciones de las líneas de tendencia que se muestran en las gráficas que se encuentran en las Figs. 7.1 a 7.16. En las Tablas, se observó un porcentaje de error (%Error), donde un valor positivo significa que el valor calculado con las ecuaciones de las líneas de tendencia está por encima del valor obtenido mediante el análisis Pushover y un valor negativo indica que estamos por debajo de este

valor; es decir, que estamos por el lado de la seguridad. Para la validez de las ecuaciones se deberá obtener un porcentaje de error positivo menor al 5%. Las Tablas del 7.3 a 7.8 muestran que existen porcentajes de error positivos mayores al 5% por lo que se utilizó el factor de corrección “ $\phi$ ”, para ajustar estos valores al margen de error deseado y estos resultados se muestran en la columna “%Error\_corregido” de las mismas Tablas.

Tabla 7.3: Ajuste de los desplazamientos laterales longitudinal para puente tipo I,  $\rho_V = 0.59\%$ .

Tipo I, Desplazamiento lateral longitudinal, $\rho_V = 0.59\%$							
	H (m)	$\Delta_{Long\_PD}$ (cm)	$\Delta_{Long\_Ec}$ (cm)	%Error	$\phi$	$\phi\Delta_{Long\_Ec}$ (cm)	%Error_co
$\rho_V=1\%$	6.00	<b>22.75</b>	22.74	-0.05	<b>0.95</b>	21.60	-5.05
	6.00	<b>22.75</b>	22.74	-0.05	0.95	21.60	-5.05
	6.00	<b>22.71</b>	22.74	0.13	0.95	21.60	-4.88
	8.00	<b>22.70</b>	22.72	0.09	0.95	21.58	-4.91
	8.00	<b>22.75</b>	22.72	-0.13	0.95	21.58	-5.12
	10.00	<b>22.70</b>	22.71	0.03	0.95	21.57	-4.97
$\rho_V=2\%$	6.00	<b>22.20</b>	23.19	4.48	<b>0.95</b>	22.03	-0.74
	6.00	<b>22.03</b>	23.19	5.29	0.95	22.03	0.02
	6.00	<b>22.52</b>	23.19	3.00	0.95	22.03	-2.15
	8.00	<b>35.00</b>	31.76	-9.26	0.95	30.17	-13.80
	8.00	<b>35.00</b>	31.76	-9.26	0.95	30.17	-13.80
	10.00	<b>34.75</b>	38.40	10.51	0.95	36.48	4.98
$\rho_V=3\%$	6.00	<b>20.91</b>	21.22	1.46	<b>0.95</b>	20.16	-3.61
	6.00	<b>21.38</b>	21.22	-0.77	0.95	20.16	-5.73
	6.00	<b>21.06</b>	21.22	0.74	0.95	20.16	-4.30
	8.00	<b>34.72</b>	34.54	-0.50	0.95	32.82	-5.48
	8.00	<b>35.05</b>	34.54	-1.44	0.95	32.82	-6.37
	10.00	<b>44.50</b>	44.88	0.86	0.95	42.64	-4.18
$\rho_V=4\%$	6.00	<b>20.47</b>	19.53	-4.57	<b>0.95</b>	18.56	-9.34
	6.00	<b>19.81</b>	19.53	-1.39	0.95	18.56	-6.32
	6.00	<b>19.79</b>	19.53	-1.29	0.95	18.56	-6.23
	8.00	<b>34.09</b>	35.58	4.36	0.95	33.80	-0.86
	8.00	<b>33.70</b>	35.58	5.57	0.95	33.80	0.29
	10.00	<b>49.91</b>	48.02	-3.79	0.95	45.62	-8.60

Donde:

H: Menor altura libre de las columnas de los pilares intermedios.

$\Delta_{Long\_PD}$ : Es la capacidad de desplazamiento longitudinal que cumple con el criterio de no considerar los efectos P-Delta.

$\Delta_{Long\_Ec}$ : Es la capacidad de desplazamiento longitudinal obtenida de las líneas de tendencia que se muestran en las gráficas de las Figs. 7.1 a 7.4.

$\phi$ : Factor de corrección

%Error: Es el porcentaje de error, calculado como  $(\Delta_{Long\_Ec} - \Delta_{Long\_PD}) \times 100\% / \Delta_{Long\_Ec}$

%Error\_co: Es el porcentaje de error corregido, calculado como  $\phi \times (\%Error)$ .

Tabla 7.4: Ajuste de los desplazamientos laterales longitudinal para puente tipo I,  $\rho_v = 0.98\%$ .

Tipo I, Desplazamiento lateral longitudinal, $\rho_v = 0.98\%$							
	H (m)	$\Delta_{long\_PD}$ (cm)	$\Delta_{long\_Ec}$ (cm)	%Error	$\phi$	$\phi\Delta_{long\_Ec}$ (cm)	%Error_co
$\rho_v=1\%$	6.00	<b>23.50</b>	23.35	-0.66	0.95	22.18	-5.62
	6.00	<b>23.00</b>	23.35	1.50	0.95	22.18	-3.57
	6.00	<b>23.50</b>	23.35	-0.66	0.95	22.18	-5.62
	8.00	<b>23.50</b>	23.46	-0.17	0.95	22.29	-5.17
	8.00	<b>23.50</b>	23.46	-0.17	0.95	22.29	-5.17
	10.00	<b>23.50</b>	23.55	0.20	0.95	22.37	-4.81
$\rho_v=2\%$	6.00	<b>28.86</b>	29.53	2.31	0.95	28.05	-2.81
	6.00	<b>28.80</b>	29.53	2.52	0.95	28.05	-2.61
	6.00	<b>29.42</b>	29.53	0.36	0.95	28.05	-4.66
	8.00	<b>36.50</b>	34.54	-5.37	0.95	32.81	-10.10
	8.00	<b>36.00</b>	34.54	-4.06	0.95	32.81	-8.85
	10.00	<b>36.50</b>	38.43	5.28	0.95	36.51	0.02
$\rho_v=3\%$	6.00	<b>27.10</b>	27.69	2.16	0.95	26.30	-2.95
	6.00	<b>26.41</b>	27.69	4.83	0.95	26.30	-0.41
	6.00	<b>26.42</b>	27.69	4.79	0.95	26.30	-0.45
	8.00	<b>44.34</b>	40.55	-8.55	0.95	38.52	-13.12
	8.00	<b>43.92</b>	40.55	-7.67	0.95	38.52	-12.29
	10.00	<b>46.50</b>	50.53	8.67	0.95	48.00	3.23
$\rho_v=4\%$	6.00	<b>25.08</b>	25.13	0.19	0.95	23.87	-4.82
	6.00	<b>25.59</b>	25.13	-1.81	0.95	23.87	-6.72
	6.00	<b>24.71</b>	25.13	1.69	0.95	23.87	-3.39
	8.00	<b>41.25</b>	41.67	1.02	0.95	39.59	-4.03
	8.00	<b>42.09</b>	41.67	-1.00	0.95	39.59	-5.95
	10.00	<b>54.50</b>	54.50	0.00	0.95	51.78	-5.00

Donde:

H: Menor altura libre de las columnas de los pilares intermedios.

$\Delta_{Long\_PD}$ : Es la capacidad de desplazamiento longitudinal que cumple con el criterio de no considerar los efectos P-Delta.

$\Delta_{Long\_Ec}$ : Es la capacidad de desplazamiento longitudinal obtenida de las líneas de tendencia que se muestran en las gráficas de las Figs. 7.1 a 7.4.

$\phi$ : Factor de corrección

%Error: Es el porcentaje de error, calculado como  $(\Delta_{Long\_Ec} - \Delta_{Long\_PD}) \times 100\% / \Delta_{Long\_Ec}$

%Error\_co: Es el porcentaje de error corregido, calculado como  $\phi \times (\%Error)$ .

Tabla 7.5: Ajuste de los desplazamientos laterales longitudinal para puente tipo I,  $p_h = 1.41\%$ .

Tipo I, Desplazamiento lateral longitudinal, $p_h = 1.41\%$							
	H (m)	$\Delta_{long\_PD}$ (cm)	$\Delta_{long\_Ec.}$ (cm)	%Error	$\phi$	$\phi\Delta_{long\_Ec.}$ (cm)	%Error_co
pv=1%	6.00	<b>24.50</b>	24.51	0.02	<b>0.95</b>	23.28	-4.98
	6.00	<b>24.50</b>	24.51	0.02	0.95	23.28	-4.98
	6.00	<b>24.50</b>	24.51	0.02	0.95	23.28	-4.98
	8.00	<b>24.50</b>	24.23	-1.09	0.95	23.02	-6.04
	8.00	<b>24.00</b>	24.23	0.97	0.95	23.02	-4.08
	10.00	<b>24.00</b>	24.02	0.09	0.95	22.82	-4.92
pv=2%	6.00	<b>33.50</b>	33.51	0.04	<b>0.95</b>	31.84	-4.96
	6.00	<b>32.50</b>	33.51	3.12	0.95	31.84	-2.03
	6.00	<b>33.50</b>	33.51	0.04	0.95	31.84	-4.96
	8.00	<b>38.00</b>	36.80	-3.16	0.95	34.96	-8.00
	8.00	<b>38.00</b>	36.80	-3.16	0.95	34.96	-8.00
	10.00	<b>38.00</b>	39.35	3.55	0.95	37.38	-1.63
pv=3%	6.00	<b>32.65</b>	33.46	2.48	<b>0.95</b>	31.79	-2.64
	6.00	<b>31.99</b>	33.46	4.60	0.95	31.79	-0.63
	6.00	<b>32.08</b>	33.46	4.30	0.95	31.79	-0.91
	8.00	<b>48.50</b>	44.31	-8.64	0.95	42.09	-13.21
	8.00	<b>48.50</b>	44.31	-8.64	0.95	42.09	-13.21
	10.00	<b>48.00</b>	52.72	9.84	0.95	50.08	4.34
pv=4%	6.00	<b>29.79</b>	31.20	4.74	<b>0.95</b>	29.64	-0.50
	6.00	<b>30.41</b>	31.20	2.60	0.95	29.64	-2.53
	6.00	<b>30.81</b>	31.20	1.27	0.95	29.64	-3.79
	8.00	<b>49.69</b>	47.05	-5.31	0.95	44.70	-10.05
	8.00	<b>50.34</b>	47.05	-6.54	0.95	44.70	-11.21
	10.00	<b>56.00</b>	59.34	5.97	0.95	56.38	0.67

Donde:

H: Menor altura libre de las columnas de los pilares intermedios.

$\Delta_{Long\_PD}$ : Es la capacidad de desplazamiento longitudinal que cumple con el criterio de no considerar los efectos P-Delta.

$\Delta_{Long\_EC}$ : Es la capacidad de desplazamiento longitudinal obtenida de las líneas de tendencia que se muestran en las gráficas de las Figs. 7.1 a 7.4.

$\phi$ : Factor de corrección

%Error: Es el porcentaje de error, calculado como  $(\Delta_{Long\_EC} - \Delta_{Long\_PD}) \times 100\% / \Delta_{Long\_EC}$

%Error\_co: Es el porcentaje de error corregido, calculado como  $\phi \times (\%Error)$ .

Tabla 7.6: Ajuste de los desplazamientos laterales transversales para puente tipo I,  $\rho_V = 0.59\%$ .

Tipo I, Desplazamiento lateral transversal, $\rho_V = 0.59\%$							
	H (m)	$\Delta_{trans\_PD}$ (cm)	$\Delta_{trans\_EC}$ (cm)	%Error	$\phi$	$\phi\Delta_{trans\_EC}$ (cm)	%Error_co
$\rho_V=1\%$	6.00	<b>13.29</b>	12.59	-5.28	<b>0.95</b>	11.96	-10.01
	6.00	<b>12.75</b>	12.59	-1.27	0.95	11.96	-6.20
	6.00	<b>12.49</b>	12.59	0.79	0.95	11.96	-4.25
	8.00	<b>21.53</b>	22.37	3.92	0.95	21.26	-1.27
	8.00	<b>21.47</b>	22.37	4.21	0.95	21.26	-1.00
	10.00	<b>30.95</b>	29.96	-3.18	0.95	28.47	-8.02
$\rho_V=2\%$	6.00	<b>13.70</b>	13.57	-0.98	<b>0.95</b>	12.89	-5.93
	6.00	<b>13.83</b>	13.57	-1.91	0.95	12.89	-6.82
	6.00	<b>14.24</b>	13.57	-4.74	0.95	12.89	-9.50
	8.00	<b>21.01</b>	22.11	5.26	0.95	21.01	0.00
	8.00	<b>20.76</b>	22.11	6.53	0.95	21.01	1.20
	10.00	<b>30.13</b>	28.75	-4.59	0.95	27.31	-9.36
$\rho_V=3\%$	6.00	<b>13.09</b>	12.27	-6.28	<b>0.95</b>	11.65	-10.97
	6.00	<b>12.82</b>	12.27	-4.31	0.95	11.65	-9.09
	6.00	<b>13.40</b>	12.27	-8.45	0.95	11.65	-13.03
	8.00	<b>20.09</b>	19.87	-1.09	0.95	18.88	-6.04
	8.00	<b>19.97</b>	19.87	-0.50	0.95	18.88	-5.47
	10.00	<b>28.63</b>	25.77	-10.00	0.95	24.48	-14.50
$\rho_V=4\%$	6.00	<b>12.69</b>	12.27	-3.33	<b>0.95</b>	11.65	-8.16
	6.00	<b>12.57</b>	12.27	-2.41	0.95	11.65	-7.29
	6.00	<b>12.42</b>	12.27	-1.23	0.95	11.65	-6.17
	8.00	<b>19.17</b>	19.87	3.65	0.95	18.88	-1.53
	8.00	<b>18.56</b>	19.87	7.06	0.95	18.88	1.71
	10.00	<b>26.90</b>	25.77	-4.21	0.95	24.48	-9.00

Donde:

H: Menor altura libre de las columnas de los pilares intermedios.

$\Delta_{trans\_PD}$ : Es la capacidad de desplazamiento transversal que cumple con el criterio de no considerar los efectos P-Delta.

$\Delta_{trans\_EC}$ : Es la capacidad de desplazamiento transversal obtenida de las líneas de tendencia que se muestran en las gráficas de las Figs. 7.5 a 7.8.

$\phi$ : Factor de corrección

%Error: Es el porcentaje de error, calculado como  $(\Delta_{trans\_EC} - \Delta_{trans\_PD}) \times 100\% / \Delta_{trans\_EC}$

%Error\_co: Es el porcentaje de error corregido, calculado como  $\phi \times (\%Error)$ .

Tabla 7.7: Ajuste de los desplazamientos laterales transversales para puente tipo I,  $\rho_V = 0.98\%$ .

Tipo I, Desplazamiento lateral transversal, $\rho_V = 0.98\%$							
	H (m)	$\Delta_{trans\_PD}$ (cm)	$\Delta_{trans\_EC}$ (cm)	%Error	$\phi$	$\phi\Delta_{trans\_EC}$ (cm)	%Error_co
$\rho_V=1\%$	6.00	<b>13.50</b>	12.77	-5.39	<b>0.90</b>	11.50	-14.85
	6.00	<b>14.50</b>	12.77	-11.91	0.90	11.50	-20.72
	6.00	<b>12.50</b>	12.77	2.18	0.90	11.50	-8.03
	8.00	<b>24.00</b>	26.24	9.34	0.90	23.62	-1.59
	8.00	<b>23.50</b>	26.24	11.67	0.90	23.62	0.50
	10.00	<b>39.50</b>	36.69	-7.11	0.90	33.02	-16.40
$\rho_V=2\%$	6.00	<b>13.50</b>	14.64	8.46	<b>0.95</b>	13.91	3.03
	6.00	<b>15.50</b>	14.64	-5.54	0.95	13.91	-10.26
	6.00	<b>15.00</b>	14.64	-2.39	0.95	13.91	-7.27
	8.00	<b>27.68</b>	27.18	-1.81	0.95	25.82	-6.72
	8.00	<b>26.50</b>	27.18	2.56	0.95	25.82	-2.57
	10.00	<b>37.00</b>	36.90	-0.27	0.95	35.06	-5.25
$\rho_V=3\%$	6.00	<b>16.88</b>	16.05	-4.90	<b>0.95</b>	15.25	-9.65
	6.00	<b>16.79</b>	16.05	-4.39	0.95	15.25	-9.17
	6.00	<b>16.86</b>	16.05	-4.78	0.95	15.25	-9.55
	8.00	<b>25.46</b>	26.49	4.03	0.95	25.16	-1.17
	8.00	<b>25.53</b>	26.49	3.75	0.95	25.16	-1.44
	10.00	<b>35.70</b>	34.58	-3.14	0.95	32.85	-7.98
$\rho_V=4\%$	6.00	<b>16.38</b>	15.92	-2.78	<b>0.95</b>	15.13	-7.64
	6.00	<b>16.35</b>	15.92	-2.60	0.95	15.13	-7.47
	6.00	<b>16.31</b>	15.92	-2.36	0.95	15.13	-7.25
	8.00	<b>23.66</b>	25.09	6.04	0.95	23.83	0.74
	8.00	<b>23.62</b>	25.09	6.22	0.95	23.83	0.91
	10.00	<b>33.83</b>	32.20	-4.83	0.95	30.59	-9.59

Donde:

H: Menor altura libre de las columnas de los pilares intermedios.

$\Delta_{trans\_PD}$ : Es la capacidad de desplazamiento transversal que cumple con el criterio de no considerar los efectos P-Delta.

$\Delta_{trans\_EC}$ : Es la capacidad de desplazamiento transversal obtenida de las líneas de tendencia que se muestran en las gráficas de las Figs. 7.5 a 7.8.

$\phi$ : Factor de corrección

%Error: Es el porcentaje de error, calculado como  $(\Delta_{trans\_EC} - \Delta_{trans\_PD}) \times 100\% / \Delta_{trans\_EC}$

%Error\_co: Es el porcentaje de error corregido, calculado como  $\phi \times (\%Error)$ .

Tabla 7.8: Ajuste de los desplazamientos laterales transversales para puente tipo I,  $\rho_V = 1.41\%$ .

Tipo I, Desplazamiento lateral transversal, $\rho_V = 1.41\%$							
	H (m)	$\Delta_{trans\_PD}$ (cm)	$\Delta_{trans\_EC}$ (cm)	%Error	$\phi$	$\phi\Delta_{trans\_Ec}$ (cm)	%Error_co
$\rho_V=1\%$	6.00	<b>14.50</b>	13.55	-6.57	<b>0.90</b>	12.19	-15.92
	6.00	<b>14.50</b>	13.55	-6.57	0.90	12.19	-15.92
	6.00	<b>14.00</b>	13.55	-3.24	0.90	12.19	-12.91
	8.00	<b>24.00</b>	26.45	10.21	0.90	23.81	-0.81
	8.00	<b>23.50</b>	26.45	12.55	0.90	23.81	1.30
	10.00	<b>39.50</b>	36.46	-7.70	0.90	32.81	-16.93
$\rho_V=2\%$	6.00	<b>15.50</b>	15.79	1.90	<b>0.90</b>	14.21	-8.29
	6.00	<b>17.50</b>	15.79	-9.75	0.90	14.21	-18.77
	6.00	<b>17.00</b>	15.79	-7.09	0.90	14.21	-16.38
	8.00	<b>27.50</b>	31.75	15.45	0.90	28.57	3.90
	8.00	<b>30.00</b>	31.75	5.83	0.90	28.57	-4.75
	10.00	<b>47.50</b>	44.12	-7.11	0.90	39.71	-16.40
$\rho_V=3\%$	6.00	<b>15.50</b>	16.31	5.24	<b>0.95</b>	15.50	-0.02
	6.00	<b>17.50</b>	16.31	-6.79	0.95	15.50	-11.45
	6.00	<b>16.50</b>	16.31	-1.14	0.95	15.50	-6.08
	8.00	<b>30.56</b>	30.93	1.20	0.95	29.38	-3.86
	8.00	<b>30.00</b>	30.93	3.09	0.95	29.38	-2.07
	10.00	<b>42.99</b>	42.26	-1.69	0.95	40.15	-6.61
$\rho_V=4\%$	6.00	<b>19.00</b>	19.02	0.09	<b>0.95</b>	18.07	-4.91
	6.00	<b>19.78</b>	19.02	-3.85	0.95	18.07	-8.66
	6.00	<b>19.30</b>	19.02	-1.46	0.95	18.07	-6.39
	8.00	<b>29.45</b>	30.51	3.60	0.95	28.99	-1.58
	8.00	<b>29.22</b>	30.51	4.42	0.95	28.99	-0.80
	10.00	<b>40.75</b>	39.43	-3.25	0.95	37.45	-8.09

Donde:

H: Menor altura libre de las columnas de los pilares intermedios.

$\Delta_{trans\_PD}$ : Es la capacidad de desplazamiento transversal que cumple con el criterio de no considerar los efectos P-Delta.

$\Delta_{trans\_EC}$ : Es la capacidad de desplazamiento transversal obtenida de las líneas de tendencia que se muestran en las gráficas de las Figs. 7.5 a 7.8.

$\phi$ : Factor de corrección

%Error: Es el porcentaje de error, calculado como  $(\Delta_{trans\_EC} - \Delta_{trans\_PD}) \times 100\% / \Delta_{trans\_EC}$

%Error\_co: Es el porcentaje de error corregido, calculado como  $\phi \times (\%Error)$ .

Tabla 7.9: Ajuste de los desplazamientos laterales longitudinales para puente tipo II,  $\rho_V = 0.59\%$ .

Tipo II, Desplazamiento lateral longitudinal, $\rho_V = 0.59\%$							
	H (m)	$\Delta_{Long\_PD}$ (cm)	$\Delta_{Long\_Ec.}$ (cm)	%Error	$\phi$	$\phi\Delta_{Long\_Ec.}$ (cm)	%Error_co
$\rho_V=1\%$	6.00	<b>24.97</b>	24.98	0.03	<b>0.95</b>	23.73	-4.97
	6.00	<b>24.02</b>	24.98	3.99	0.95	23.73	-1.21
	6.00	<b>24.97</b>	24.98	0.03	0.95	23.73	-4.97
	8.00	<b>28.00</b>	27.39	-2.19	0.95	26.02	-7.08
	8.00	<b>29.00</b>	27.39	-5.56	0.95	26.02	-10.29
	10.00	<b>28.00</b>	29.25	4.48	0.95	27.79	-0.74
$\rho_V=2\%$	6.00	<b>23.15</b>	23.38	1.00	<b>0.95</b>	22.21	-4.05
	6.00	<b>23.25</b>	23.38	0.56	0.95	22.21	-4.47
	6.00	<b>22.67</b>	23.38	3.13	0.95	22.21	-2.02
	8.00	<b>37.69</b>	36.90	-2.10	0.95	35.05	-7.00
	8.00	<b>38.56</b>	36.90	-4.31	0.95	35.05	-9.10
	10.00	<b>46.00</b>	47.38	3.00	0.95	45.01	-2.15
$\rho_V=3\%$	6.00	<b>21.11</b>	20.77	-1.59	<b>0.95</b>	19.73	-6.51
	6.00	<b>21.17</b>	20.77	-1.87	0.95	19.73	-6.78
	6.00	<b>21.76</b>	20.77	-4.53	0.95	19.73	-9.31
	8.00	<b>35.54</b>	37.54	5.62	0.95	35.66	0.34
	8.00	<b>35.60</b>	37.54	5.45	0.95	35.66	0.17
	10.00	<b>52.76</b>	50.54	-4.20	0.95	48.02	-8.99
$\rho_V=4\%$	6.00	<b>20.46</b>	20.17	-1.41	<b>0.95</b>	19.16	-6.34
	6.00	<b>20.81</b>	20.17	-3.06	0.95	19.16	-7.91
	6.00	<b>20.75</b>	20.17	-2.78	0.95	19.16	-7.64
	8.00	<b>34.08</b>	36.12	5.97	0.95	34.31	0.67
	8.00	<b>34.71</b>	36.12	4.05	0.95	34.31	-1.15
	10.00	<b>50.42</b>	48.48	-3.84	0.95	46.06	-8.65

Donde:

H: Menor altura libre de las columnas de los pilares intermedios.

$\Delta_{Long\_PD}$ : Es la capacidad de desplazamiento longitudinal que cumple con el criterio de no considerar los efectos P-Delta.

$\Delta_{Long\_Ec.}$ : Es la capacidad de desplazamiento longitudinal obtenida de las líneas de tendencia que se muestran en las gráficas de las Figs. 7.9 a 7.12.

$\phi$ : Factor de corrección

%Error: Es el porcentaje de error, calculado como  $(\Delta_{Long\_Ec.} - \Delta_{Long\_PD}) \times 100\% / \Delta_{Long\_Ec.}$

%Error\_co: Es el porcentaje de error corregido, calculado como  $\phi \times (\%Error)$ .



Tabla 7.10: Ajuste de los desplazamientos laterales longitudinales para puente tipo II,  $p_h = 0.98\%$ .

Tipo II, Desplazamiento lateral longitudinal, $p_h = 0.98\%$							
	H (m)	$\Delta_{long\_PD}$ (cm)	$\Delta_{long\_Ec}$ (cm)	%Error	$\phi$	$\phi\Delta_{long\_Ec}$ (cm)	%Error_co
pv=1%	6.00	<b>28.75</b>	28.69	-0.21	<b>0.95</b>	27.26	-5.20
	6.00	<b>28.75</b>	28.69	-0.21	0.95	27.26	-5.20
	6.00	<b>28.50</b>	28.69	0.67	0.95	27.26	-4.37
	8.00	<b>29.00</b>	28.92	-0.29	0.95	27.47	-5.27
	8.00	<b>29.00</b>	28.92	-0.29	0.95	27.47	-5.27
	10.00	<b>29.00</b>	29.09	0.32	0.95	27.64	-4.70
pv=2%	6.00	<b>29.96</b>	31.01	3.50	<b>0.95</b>	29.46	-1.68
	6.00	<b>29.90</b>	31.01	3.70	0.95	29.46	-1.48
	6.00	<b>29.68</b>	31.01	4.47	0.95	29.46	-0.75
	8.00	<b>46.00</b>	42.26	-8.13	0.95	40.15	-12.72
	8.00	<b>46.50</b>	42.26	-9.11	0.95	40.15	-13.66
	10.00	<b>46.50</b>	50.99	9.66	0.95	48.44	4.18
pv=3%	6.00	<b>27.03</b>	27.13	0.36	<b>0.95</b>	25.77	-4.66
	6.00	<b>27.31</b>	27.13	-0.67	0.95	25.77	-5.64
	6.00	<b>27.25</b>	27.13	-0.45	0.95	25.77	-5.43
	8.00	<b>45.33</b>	45.49	0.35	0.95	43.21	-4.67
	8.00	<b>45.17</b>	45.49	0.70	0.95	43.21	-4.33
	10.00	<b>60.00</b>	59.73	-0.45	0.95	56.74	-5.43
pv=4%	6.00	<b>25.09</b>	24.76	-1.32	<b>0.95</b>	23.52	-6.25
	6.00	<b>25.52</b>	24.76	-2.98	0.95	23.52	-7.83
	6.00	<b>25.80</b>	24.76	-4.03	0.95	23.52	-8.83
	8.00	<b>42.40</b>	44.74	5.51	0.95	42.50	0.23
	8.00	<b>42.19</b>	44.74	6.04	0.95	42.50	0.73
	10.00	<b>62.98</b>	60.23	-4.36	0.95	57.22	-9.15

Donde:

H: Menor altura libre de las columnas de los pilares intermedios.

$\Delta_{Long\_PD}$ : Es la capacidad de desplazamiento longitudinal que cumple con el criterio de no considerar los efectos P-Delta.

$\Delta_{Long\_Ec}$ : Es la capacidad de desplazamiento longitudinal obtenida de las líneas de tendencia que se muestran en las gráficas de las Figs. 7.9 a 7.12.

$\phi$ : Factor de corrección

%Error: Es el porcentaje de error, calculado como  $(\Delta_{Long\_Ec} - \Delta_{Long\_PD}) \times 100\% / \Delta_{Long\_Ec}$

%Error\_co: Es el porcentaje de error corregido, calculado como  $\phi \times (\%Error)$ .

Tabla 7.11: Ajuste de los desplazamientos laterales longitudinales para puente tipo II,  $\rho_V = 1.41\%$ .

Tipo II, Desplazamiento lateral longitudinal, $\rho_V = 1.41\%$							
	H (m)	$\Delta_{long\_PD}$ (cm)	$\Delta_{long\_Ec.}$ (cm)	%Error	$\phi$	$\phi\Delta_{long\_Ec.}$ (cm)	%Error_co
$\rho_V=1\%$	6.00	<b>29.50</b>	29.07	-1.45	<b>0.95</b>	27.62	-6.38
	6.00	<b>29.00</b>	29.07	0.25	0.95	27.62	-4.76
	6.00	<b>28.50</b>	29.07	2.01	0.95	27.62	-3.09
	8.00	<b>30.00</b>	29.75	-0.83	0.95	28.26	-5.79
	8.00	<b>30.00</b>	29.75	-0.83	0.95	28.26	-5.79
	10.00	<b>30.00</b>	30.28	0.93	0.95	28.77	-4.12
$\rho_V=2\%$	6.00	<b>35.00</b>	35.17	0.48	<b>0.95</b>	33.41	-4.55
	6.00	<b>34.00</b>	35.17	3.43	0.95	33.41	-1.74
	6.00	<b>33.50</b>	35.17	4.98	0.95	33.41	-0.27
	8.00	<b>48.00</b>	44.57	-7.14	0.95	42.34	-11.79
	8.00	<b>48.00</b>	44.57	-7.14	0.95	42.34	-11.79
	10.00	<b>48.00</b>	51.87	8.05	0.95	49.27	2.65
$\rho_V=3\%$	6.00	<b>32.71</b>	33.81	3.36	<b>0.95</b>	32.12	-1.81
	6.00	<b>33.15</b>	33.81	1.98	0.95	32.12	-3.12
	6.00	<b>33.20</b>	33.81	1.83	0.95	32.12	-3.26
	8.00	<b>53.68</b>	51.40	-4.25	0.95	48.83	-9.03
	8.00	<b>54.53</b>	51.40	-5.74	0.95	48.83	-10.45
	10.00	<b>62.00</b>	65.05	4.91	0.95	61.79	-0.33
$\rho_V=4\%$	6.00	<b>30.71</b>	29.81	-2.94	<b>0.95</b>	28.32	-7.80
	6.00	<b>30.19</b>	29.81	-1.27	0.95	28.32	-6.21
	6.00	<b>30.49</b>	29.81	-2.24	0.95	28.32	-7.13
	8.00	<b>50.87</b>	52.70	3.59	0.95	50.06	-1.59
	8.00	<b>50.00</b>	52.70	5.39	0.95	50.06	0.13
	10.00	<b>73.00</b>	70.45	-3.49	0.95	66.93	-8.31

Donde:

H: Menor altura libre de las columnas de los pilares intermedios.

$\Delta_{Long\_PD}$ : Es la capacidad de desplazamiento longitudinal que cumple con el criterio de no considerar los efectos P-Delta.

$\Delta_{Long\_EC}$ : Es la capacidad de desplazamiento longitudinal obtenida de las líneas de tendencia que se muestran en las gráficas de las Figs. 7.9 a 7.12.

$\phi$ : Factor de corrección

%Error: Es el porcentaje de error, calculado como  $(\Delta_{Long\_EC} - \Delta_{Long\_PD}) \times 100\% / \Delta_{Long\_EC}$

%Error\_co: Es el porcentaje de error corregido, calculado como  $\phi \times (\%Error)$ .

Tabla 7.12: Ajuste de los desplazamientos laterales transversales para puente tipo II,  $\rho_h = 0.59\%$ .

Tipo II, Desplazamiento lateral transversal, $\rho_h = 0.59\%$							
	H (m)	$\Delta_{trans\_PD}$ (cm)	$\Delta_{trans\_Ec}$ (cm)	%Error	$\phi$	$\phi\Delta_{trans\_Ec}$ (cm)	%Error_co
pv=1%	6.00	<b>10.00</b>	10.73	7.27	<b>0.95</b>	10.19	1.91
	6.00	<b>12.00</b>	10.73	-10.61	0.95	10.19	-15.08
	6.00	<b>11.75</b>	10.73	-8.70	0.95	10.19	-13.27
	8.00	<b>20.50</b>	22.04	7.53	0.95	20.94	2.15
	8.00	<b>20.00</b>	22.04	10.21	0.95	20.94	4.70
	10.00	<b>32.84</b>	30.82	-6.15	0.95	29.28	-10.84
pv=2%	6.00	<b>13.50</b>	13.60	0.74	<b>0.95</b>	12.92	-4.30
	6.00	<b>14.27</b>	13.60	-4.70	0.95	12.92	-9.46
	6.00	<b>14.00</b>	13.60	-2.86	0.95	12.92	-7.71
	8.00	<b>21.57</b>	22.64	4.95	0.95	21.51	-0.30
	8.00	<b>21.48</b>	22.64	5.39	0.95	21.51	0.12
	10.00	<b>30.90</b>	29.65	-4.05	0.95	28.17	-8.85
pv=3%	6.00	<b>12.61</b>	12.45	-1.31	<b>0.95</b>	11.82	-6.24
	6.00	<b>12.98</b>	12.45	-4.12	0.95	11.82	-8.91
	6.00	<b>12.78</b>	12.45	-2.62	0.95	11.82	-7.49
	8.00	<b>19.65</b>	20.73	5.50	0.95	19.69	0.23
	8.00	<b>19.45</b>	20.73	6.59	0.95	19.69	1.26
	10.00	<b>28.49</b>	27.16	-4.68	0.95	25.80	-9.44
pv=4%	6.00	<b>12.28</b>	11.92	-2.92	<b>0.95</b>	11.33	-7.77
	6.00	<b>11.96</b>	11.92	-0.32	0.95	11.33	-5.31
	6.00	<b>12.18</b>	11.92	-2.12	0.95	11.33	-7.02
	8.00	<b>18.82</b>	19.62	4.26	0.95	18.64	-0.95
	8.00	<b>18.93</b>	19.62	3.66	0.95	18.64	-1.52
	10.00	<b>26.44</b>	25.60	-3.19	0.95	24.32	-8.03

Donde:

H: Menor altura libre de las columnas de los pilares intermedios.

$\Delta_{trans\_PD}$ : Es la capacidad de desplazamiento transversal que cumple con el criterio de no considerar los efectos P-Delta.

$\Delta_{trans\_Ec}$ : Es la capacidad de desplazamiento transversal obtenida de las líneas de tendencia que se muestran en las gráficas de las Figs. 7.13 a 7.16.

$\phi$ : Factor de corrección

%Error: Es el porcentaje de error, calculado como  $(\Delta_{trans\_Ec} - \Delta_{trans\_PD}) \times 100\% / \Delta_{trans\_Ec}$

%Error\_co: Es el porcentaje de error corregido, calculado como  $\phi \times (\%Error)$ .

Tabla 7.13: Ajuste de los desplazamientos laterales transversales para puente tipo II,  $p_h = 0.98\%$ .

Tipo II, Desplazamiento lateral transversal, $p_h = 0.98\%$							
	H (m)	$\Delta_{trans\_PD}$ (cm)	$\Delta_{trans\_Ec.}$ (cm)	%Error	$\phi$	$\phi\Delta_{trans\_Ec.}$ (cm)	%Error_co
pV=1%	6.00	<b>10.00</b>	11.52	15.18	<b>0.90</b>	10.37	3.66
	6.00	<b>13.50</b>	11.52	-14.68	0.90	10.37	-23.22
	6.00	<b>12.00</b>	11.52	-4.02	0.90	10.37	-13.62
	8.00	<b>23.50</b>	24.34	3.56	0.90	21.90	-6.80
	8.00	<b>23.00</b>	24.34	5.81	0.90	21.90	-4.77
	10.00	<b>35.50</b>	34.28	-3.44	0.90	30.85	-13.10
pV=2%	6.00	<b>13.50</b>	14.02	3.83	<b>0.95</b>	13.32	-1.36
	6.00	<b>15.00</b>	14.02	-6.55	0.95	13.32	-11.22
	6.00	<b>14.00</b>	14.02	0.12	0.95	13.32	-4.88
	8.00	<b>27.50</b>	28.03	1.93	0.95	26.63	-3.16
	8.00	<b>27.54</b>	28.03	1.79	0.95	26.63	-3.30
	10.00	<b>39.48</b>	38.90	-1.46	0.95	36.96	-6.39
pV=3%	6.00	<b>16.41</b>	15.39	-6.24	<b>0.95</b>	14.62	-10.93
	6.00	<b>14.50</b>	15.39	6.11	0.95	14.62	0.81
	6.00	<b>16.30</b>	15.39	-5.61	0.95	14.62	-10.33
	8.00	<b>25.04</b>	26.28	4.94	0.95	24.96	-0.31
	8.00	<b>25.10</b>	26.28	4.69	0.95	24.96	-0.55
	10.00	<b>36.08</b>	34.72	-3.76	0.95	32.99	-8.57
pV=4%	6.00	<b>16.00</b>	15.40	-3.75	<b>0.95</b>	14.63	-8.57
	6.00	<b>15.79</b>	15.40	-2.47	0.95	14.63	-7.35
	6.00	<b>15.50</b>	15.40	-0.65	0.95	14.63	-5.62
	8.00	<b>23.43</b>	24.80	5.83	0.95	23.56	0.54
	8.00	<b>23.67</b>	24.80	4.76	0.95	23.56	-0.48
	10.00	<b>33.49</b>	32.08	-4.20	0.95	30.48	-8.99

Donde:

H: Menor altura libre de las columnas de los pilares intermedios.

$\Delta_{trans\_PD}$ : Es la capacidad de desplazamiento transversal que cumple con el criterio de no considerar los efectos P-Delta.

$\Delta_{trans\_Ec.}$ : Es la capacidad de desplazamiento transversal obtenida de las líneas de tendencia que se muestran en las gráficas de las Figs. 7.13 a 7.16.

$\phi$ : Factor de corrección

%Error: Es el porcentaje de error, calculado como  $(\Delta_{trans\_Ec.} - \Delta_{trans\_PD}) \times 100\% / \Delta_{trans\_Ec.}$

%Error\_co: Es el porcentaje de error corregido, calculado como  $\phi \times (\%Error)$ .

Tabla 7.14: Ajuste de los desplazamientos laterales transversales para puente tipo II,  $p_h = 1.41\%$ .

Tipo II, Desplazamiento lateral transversal, $p_h = 1.41\%$							
	$H$ (m)	$\Delta_{trans\_PD}$ (cm)	$\Delta_{trans\_Ec.}$ (cm)	%Error	$\phi$	$\phi\Delta_{trans\_Ec.}$ (cm)	%Error_co
$p_v=1\%$	6.00	<b>11.50</b>	12.50	8.70	<b>0.95</b>	11.88	3.27
	6.00	<b>13.50</b>	12.50	-7.40	0.95	11.88	-12.03
	6.00	<b>13.50</b>	12.50	-7.40	0.95	11.88	-12.03
	8.00	<b>25.00</b>	26.14	4.55	0.95	24.83	-0.68
	8.00	<b>25.00</b>	26.14	4.55	0.95	24.83	-0.68
	10.00	<b>38.00</b>	36.72	-3.38	0.95	34.88	-8.21
$p_v=2\%$	6.00	<b>15.50</b>	15.25	-1.59	<b>0.95</b>	14.49	-6.51
	6.00	<b>15.00</b>	15.25	1.69	0.95	14.49	-3.39
	6.00	<b>16.00</b>	15.25	-4.66	0.95	14.49	-9.43
	8.00	<b>29.50</b>	30.34	2.86	0.95	28.83	-2.28
	8.00	<b>29.50</b>	30.34	2.86	0.95	28.83	-2.28
	10.00	<b>43.00</b>	42.05	-2.21	0.95	39.95	-7.10
$p_v=3\%$	6.00	<b>15.50</b>	15.45	-0.35	<b>0.95</b>	14.67	-5.33
	6.00	<b>16.50</b>	15.45	-6.39	0.95	14.67	-11.07
	6.00	<b>15.50</b>	15.45	-0.35	0.95	14.67	-5.33
	8.00	<b>27.50</b>	29.83	8.46	0.95	28.34	3.04
	8.00	<b>29.50</b>	29.83	1.11	0.95	28.34	-3.95
	10.00	<b>42.48</b>	40.98	-3.52	0.95	38.93	-8.35
$p_v=4\%$	6.00	<b>17.00</b>	15.99	-5.97	<b>0.95</b>	15.19	-10.67
	6.00	<b>16.50</b>	15.99	-3.12	0.95	15.19	-7.97
	6.00	<b>15.38</b>	15.99	3.93	0.95	15.19	-1.26
	8.00	<b>28.13</b>	29.17	3.71	0.95	27.72	-1.47
	8.00	<b>28.09</b>	29.17	3.86	0.95	27.72	-1.33
	10.00	<b>40.60</b>	39.40	-2.95	0.95	37.43	-7.80

Donde:

H: Menor altura libre de las columnas de los pilares intermedios.

$\Delta_{trans\_PD}$ : Es la capacidad de desplazamiento transversal que cumple con el criterio de no considerar los efectos P-Delta.

$\Delta_{trans\_Ec.}$ : Es la capacidad de desplazamiento transversal obtenida de las líneas de tendencia que se muestran en las gráficas de las Figs. 7.13 a 7.16.

$\phi$ : Factor de corrección

%Error: Es el porcentaje de error, calculado como  $(\Delta_{trans\_Ec.} - \Delta_{trans\_PD}) \times 100\% / \Delta_{trans\_Ec.}$

%Error\_co: Es el porcentaje de error corregido, calculado como  $\phi \times (\%Error)$ .

En base a los datos corregidos de las Tablas 7.3 a 7.14, se obtuvo la siguiente expresión empírica para el cálculo de la capacidad de desplazamiento lateral de los pilares de la familia de puentes estudiada:

$$\Delta_x = a \ln(H) + b \quad (VII.1)$$

$$\Delta_y = c \ln(H) + d \quad (VII.2)$$

Donde:

$\Delta_x$ : Capacidad de desplazamiento lateral en la dirección “x” (cm)

$\Delta_y$ : Capacidad de desplazamiento lateral en la dirección “y” (cm)

$a$  y  $b$ : Coeficientes que se obtiene de la Tabla 7.15 y 7.16

$H$ : Menor altura libre en metros de los pilares intermedios, válido sólo para  $H \in [6.00 - 10.00]$

Los valores de  $a$ ,  $b$ ,  $c$  y  $d$  de la Tabla 7.15, corresponde a la familia de puentes con cargas axiales (P) mayores a  $10\%f'_cA_g$  y menores que el  $15\%f'_cA_g$  y los valores de  $a$ ,  $b$ ,  $c$  y  $d$  de la Tabla 7.16, corresponde a la familia de puentes con cargas axiales menores al  $10\%f'_cA_g$ .

Tabla 7.15: Valores de  $a$ ,  $b$ ,  $c$  y  $d$  para calcular la capacidad de desplazamiento lateral en pilares con carga axial entre  $10\%f'_cA_g$  y  $15\%f'_cA_g$  (Tipo I)

10%Po < P < 15%Po (Po = f'cAg)		LONGITUDINAL		TRANSVERSAL	
		a	b	c	d
$\rho_s=1\%$	$\rho_h=0.59\%$	-0.060	21.709	32.315	-45.942
	$\rho_h=0.98\%$	0.037	21.508	44.480	-67.563
	$\rho_h=1.41\%$	-0.902	24.896	42.609	-63.476
$\rho_s=2\%$	$\rho_h=0.59\%$	28.282	-28.639	28.231	-37.696
	$\rho_h=0.98\%$	16.557	-1.616	41.398	-60.266
	$\rho_h=1.41\%$	10.850	12.398	52.686	-79.396
$\rho_s=3\%$	$\rho_h=0.59\%$	44.015	-58.710	27.273	-36.704
	$\rho_h=0.98\%$	42.486	-49.824	34.456	-46.485
	$\rho_h=1.41\%$	35.820	-32.393	48.261	-70.975
$\rho_s=4\%$	$\rho_h=0.59\%$	52.972	-76.355	25.108	-33.333
	$\rho_h=0.98\%$	54.628	-74.009	30.263	-39.096
	$\rho_h=1.41\%$	52.335	-64.130	37.953	-49.937

Tabla 7.16: Valores de a, b, c y d para calcular la capacidad de desplazamiento lateral en pilares con carga axial menor a  $10\%f'_cA_g$  (Tipo II)

P < 10%Po (Po=f'cAg)		LONGITUDINAL		TRANSVERSAL	
		a	b	c	d
$\rho_v=1\%$	$\rho_h=0.59\%$	7.954	9.478	37.366	-56.761
	$\rho_h=0.98\%$	0.748	25.915	40.100	-61.484
	$\rho_h=1.41\%$	2.245	23.596	45.034	-68.814
$\rho_v=2\%$	$\rho_h=0.59\%$	44.637	-57.767	29.845	-40.556
	$\rho_h=0.98\%$	37.164	-37.132	46.280	-69.607
	$\rho_h=1.41\%$	31.055	-22.234	49.831	-74.794
$\rho_v=3\%$	$\rho_h=0.59\%$	55.363	-79.463	27.362	-37.203
	$\rho_h=0.98\%$	60.635	-82.872	35.961	-49.817
	$\rho_h=1.41\%$	58.095	-71.976	47.492	-70.422
$\rho_v=4\%$	$\rho_h=0.59\%$	52.649	75.171	25.432	-34.242
	$\rho_h=0.98\%$	65.968	94.677	31.030	-40.969
	$\rho_h=1.41\%$	75.594	107.132	43.554	-62.852

Las expresiones empíricas, Ecs. (VII.1) y (VII.2), fueron desarrolladas considerando un empotramiento perfecto en la base; es decir, sin tomar en cuenta la interacción suelo – estructura (ISE). A continuación, se describe las consideraciones para el análisis de la ISE en los modelos estudiados y su influencia en el diseño sísmico de puentes para los pilares tipo I y II.

Para encontrar la influencia de la interacción suelo – estructura (ISE) en las ecuaciones desarrolladas se estudiaron varios casos de puentes considerando que el puente está cimentado sobre un suelo denso y un suelo blando. Las rigideces de la cimentación para los dos tipos de suelos, fueron modeladas de acuerdo al FEMA 356, tal como se describió en el capítulo III.1.

Las dimensiones de la zapata para todos los casos son 6.00x12.00x1.50 m, lo cual asegura que las presiones transmitidas al suelo no sean mayores a 1.80kg/cm<sup>2</sup>. En el análisis se consideró los parámetros sísmicos más desfavorables (Categoría de diseño sísmico 4) de acuerdo con el Mapa de Isoaceleraciones Espectrales para el Perú, que se encuentra en el manual de puentes del MTC 2018. En la tabla 7.17, se muestra los parámetros sísmicos de acuerdo con los suelos Tipo “C” y “D” considerado en los análisis.

Tabla 7.17: Parámetros sísmicos para suelo denso y suelo blando.

	Suelo Denso (Tipo C)	Suelo Blando (Tipo D)
$V_s$ (m/s)	357.00	183.00
$PGA$	0.58	0.58
$S_s$	1.44	1.44
$S_1$	0.50	0.50
$F_{PGA}$	1.00	1.00
$F_a$	1.00	1.00
$F_v$	1.30	1.50

Los valores de las rigideces de la cimentación, utilizadas en los modelos para los distintos tipos de suelo y considerando una profundidad de desplante de 3.00 m, se muestran en la Tabla 7.18. En las Figs. 7.17 y 7.18, se muestra los modelos realizados en CSIBridge para los puentes Tipo I con la inclusión de la rigidez de la cimentación para suelos tipo C y D, respectivamente.

Tabla 7.18: Rigidez de cimentación para suelo denso y suelo blando.

	Rigidez (Suelo Denso)	Rigidez (Suelo Blando)
$k_x$ (ton/m)	671990.84	83640.77
$k_y$ (ton/m)	658156.23	81918.81
$k_z$ (ton/m)	587613.97	73138.62
$k_{xx}$ (ton-m/rad)	20435227.90	2543514.05
$k_{yy}$ (ton-m/rad)	8346059.53	1038810.03
$k_{zz}$ (ton-m/rad)	24947501.38	3105143.76

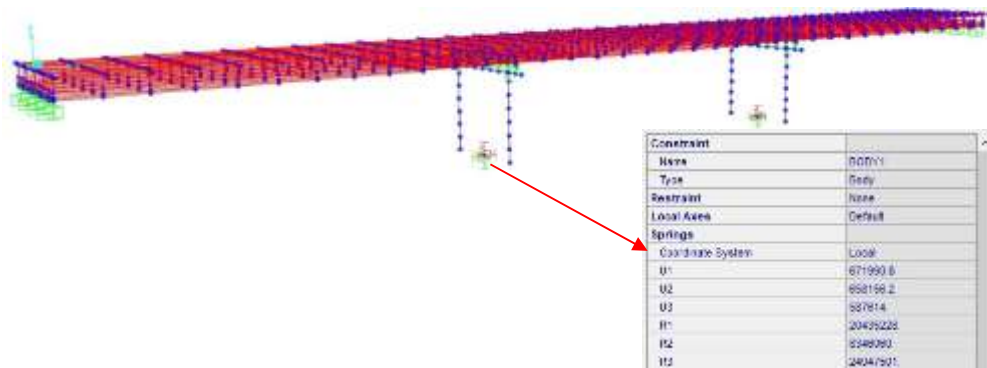


Figura 7.17. Modelo en CSIBridge considerando la rigidez de la cimentación para suelo tipo C.



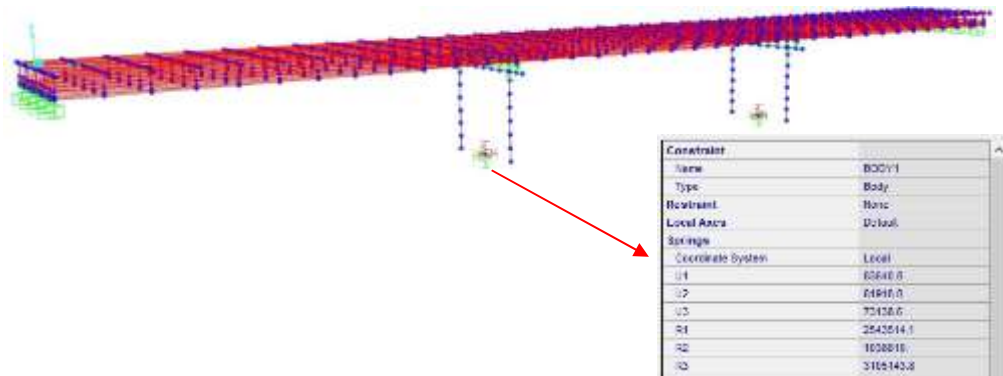


Figura 7.18. Modelo en CSIBridge considerando la rigidez de la cimentación para suelo tipo D.

Los puentes analizados corresponden a la familia de puentes Tipo I y II. Existen muchas variables que afectan la ISE, como las dimensiones de las zapatas, el periodo de la estructura, el espectro de diseño, el tipo de suelo y la profundidad de desplante de la zapata. Para facilitar y encontrar alguna relación que nos reduzca el número de casos de análisis, se procedió primero en analizar los pilares tipo I y II de manera aislada con una altura libre de columnas igual a 6.00 m, considerando cargas axiales sobre las columnas de  $10\%f'cAg$  y  $15\%f'cAg$ , con sus respectivas inercias efectivas de acuerdo a las cuantías verticales y horizontales, obteniendo una inercia efectiva promedio de 0.30 de la inercia bruta para cuantías verticales de 1% y 0.61 de la inercia bruta para cuantías verticales de 4%. La toma de datos de los desplazamientos laterales de los pórticos analizados fueron los extremos superiores de la altura libre de las columnas y los resultados de estos análisis se muestran en la Tabla 7.19.

Tabla 7.19: Valores de desplazamientos laterales para los pilares tipo I y II, considerando base empotrada e ISE, para el suelo tipo D.

		SUELO TIPO D							
		PORTICO CON 2 COLUMNAS (H=6.00 m)				PORTICO CON 3 COLUMNAS (H=6.00 m)			
		P=10% <i>f</i> 'cAg		P=15% <i>f</i> 'cAg		P=10% <i>f</i> 'cAg		P=15% <i>f</i> 'cAg	
		$\Delta_L$ (cm.)	$\Delta_T$ (cm.)	$\Delta_L$ (cm.)	$\Delta_T$ (cm.)	$\Delta_L$ (cm.)	$\Delta_T$ (cm.)	$\Delta_L$ (cm.)	$\Delta_T$ (cm.)
$\rho_v = 1\%$	BE	16.580	7.690	20.420	11.300	16.530	7.540	20.400	10.810
	ISE	17.500	9.520	21.470	12.570	17.880	10.030	21.930	12.750
	BE/ISE	<b>1.055</b>	<b>1.238</b>	<b>1.051</b>	<b>1.112</b>	<b>1.082</b>	<b>1.330</b>	<b>1.075</b>	<b>1.179</b>
$\rho_v = 4\%$	BE	12.010	4.170	14.560	6.330	12.000	4.040	14.550	6.160
	ISE	12.930	6.040	15.890	9.160	13.540	6.830	16.660	9.999
	BE/ISE	<b>1.077</b>	<b>1.448</b>	<b>1.091</b>	<b>1.447</b>	<b>1.128</b>	<b>1.691</b>	<b>1.145</b>	<b>1.623</b>

P: Carga axial

$\Delta_L$ : Desplazamiento lateral longitudinal

$\Delta_T$ : Desplazamiento lateral transversal

BE: Modelo considerando Base empotrada.

ISE: Modelo considerando la Interacción Suelo - Estructura.

BE/ISE: Relación entre los valores obtenido en los casos BE y ISE.

De los resultados, se observó que el mayor incremento de desplazamiento ocurre para la cuantía vertical de 4% y una carga axial de 10%*f*'cAg para los pórticos tipo I (2 columnas) y para los pórticos tipo II (3 columnas) para una carga axial de 15%*f*'cAg.

De los modelos realizados, se tomaron los desplazamientos laterales obtenidos a partir de los espectros de diseño correspondientes a los parámetros sísmicos indicados en la Tabla 7.17. La toma de datos para las demandas de desplazamiento lateral fueron el extremo superior de la altura libre de las columnas y para los casos en que los pilares tienen diferentes alturas, se tomó los datos correspondientes al pilar de menor altura, debido a que en las ecuaciones (VII.1) y (VII.2), los datos que se obtienen también corresponden a los pilares de menor altura.

En las Tablas 7.20 y 7.21, se muestra los resultados de considerar la ISE en los puentes de estudio considerando la variación de altura, los diferentes tipos de suelo (Tipo "C" y "D") y una cuantía vertical de 4%, que es el caso más crítico de acuerdo a lo indicado en el párrafo anterior.

Tabla 7.20: Valores de desplazamientos laterales para los puentes analizados considerando base empotrada e ISE, para el suelo tipo C.

		SUELO TIPO C			
		PUENTES TIPO I (2 COL.)		PUENTES TIPO II (3 COL.)	
		$\Delta_L$ (cm.)	$\Delta_T$ (cm.)	$\Delta_L$ (cm.)	$\Delta_T$ (cm.)
$H_{1,2} = 6.00$ m	BE	12.600	4.250	10.730	3.180
	ISE	12.760	4.410	10.950	3.420
	BE/ISE	<b>1.013</b>	<b>1.038</b>	<b>1.021</b>	<b>1.075</b>
$H_1 = 6.00$ m $H_2 = 10.00$ m	BE	15.270	5.510	13.110	4.210
	ISE	15.450	5.690	13.340	4.450
	BE/ISE	<b>1.012</b>	<b>1.033</b>	<b>1.018</b>	<b>1.057</b>
$H_{1,2} = 8.00$ m	BE	18.210	7.270	15.730	5.870
	ISE	18.340	7.390	15.910	6.050
	BE/ISE	<b>1.007</b>	<b>1.017</b>	<b>1.011</b>	<b>1.031</b>
$H_1 = 8.00$ m $H_2 = 10.00$ m	BE	20.110	7.870	17.510	6.710
	ISE	20.230	7.920	17.690	6.880
	BE/ISE	<b>1.006</b>	<b>1.006</b>	<b>1.010</b>	<b>1.025</b>
$H_{1,2} = 10.00$ m	BE	23.560	8.950	20.800	8.240
	ISE	23.670	8.970	20.970	8.300
	BE/ISE	<b>1.005</b>	<b>1.002</b>	<b>1.008</b>	<b>1.007</b>

$H_{1,2}$ : Altura libre de columnas en pilares 1 y 2, respectivamente.

$\Delta_L$ : Desplazamiento lateral longitudinal

$\Delta_T$ : Desplazamiento lateral transversal

BE: Modelo considerando Base empotrada.

ISE: Modelo considerando la Interacción Suelo - Estructura.

BE/ISE: Relación entre los valores obtenido en los casos BE y ISE.

En la Tabla 7.20, se presentan los resultados correspondientes para el caso del suelo tipo C. Se muestra que en todos los casos analizados la influencia de la ISE, no es significativa siendo el incremento de los desplazamientos laterales debido a la ISE, menor al 4% en todos los casos a excepción de los desplazamientos transversales para el caso en que los pilares tienen una altura igual a 6.00 m; sin embargo, se muestra que a pesar que el mayor incremento es de 5.0% del valor del desplazamiento lateral transversal, este valor es menor a 3.00 mm por lo que se podría considerar despreciable. Por lo tanto, podremos concluir que para los suelos tipo "C", la influencia de la ISE en la demanda de los desplazamientos puede ser ignorada.

La Tabla 7.21 muestra que los desplazamientos laterales tienen incrementos mayores al 5% en la mayoría de los casos. Como consecuencia de estos resultados, se definió el factor " $\beta$ ", el cuál es un valor adimensional que resulta

aproximadamente de la relación entre el desplazamiento lateral considerando la ISE y el desplazamiento lateral con base empotrada. Este factor “ $\beta$ ”, multiplicará la demanda de desplazamientos obtenidas de un modelo con base empotrada, para los puentes con características similares a los Tipo I y II, definidos en el capítulo V, y así tomar en cuenta la ISE para estos casos. Los valores del factor “ $\beta$ ” para los distintos casos se muestran en la Tabla 7.22.

Tabla 7.21: Valores de desplazamientos laterales para los puentes analizados considerando base empotrada e ISE, para el suelo tipo D.

		SUELO TIPO D			
		PUENTES TIPO I (2 COL.)		PUENTES TIPO II (3 COL.)	
		$\Delta_L$ (cm.)	$\Delta_T$ (cm.)	$\Delta_L$ (cm.)	$\Delta_T$ (cm.)
$H_{1,2} = 6.00$ m	BE	14.530	4.250	12.380	3.180
	ISE	15.960	5.400	14.080	4.640
	BE/ISE	<b>1.098</b>	<b>1.271</b>	<b>1.137</b>	<b>1.459</b>
$H_1 = 6.00$ m $H_2 = 10.00$ m	BE	17.620	5.510	15.120	4.210
	ISE	19.100	6.670	17.000	5.780
	BE/ISE	<b>1.084</b>	<b>1.211</b>	<b>1.124</b>	<b>1.373</b>
$H_{1,2} = 8.00$ m	BE	21.010	7.270	18.150	5.870
	ISE	22.270	8.090	19.840	7.080
	BE/ISE	<b>1.060</b>	<b>1.113</b>	<b>1.093</b>	<b>1.206</b>
$H_1 = 8.00$ m $H_2 = 10.00$ m	BE	23.200	8.180	20.200	6.710
	ISE	24.300	8.880	21.710	7.830
	BE/ISE	<b>1.047</b>	<b>1.086</b>	<b>1.075</b>	<b>1.167</b>
$H_{1,2} = 10.00$ m	BE	27.190	9.990	24.000	8.590
	ISE	28.160	10.310	25.380	9.440
	BE/ISE	<b>1.036</b>	<b>1.032</b>	<b>1.058</b>	<b>1.099</b>

$H_{1,2}$ : Altura libre de columnas en pilares 1 y 2, respectivamente.

$\Delta_L$ : Desplazamiento lateral longitudinal

$\Delta_T$ : Desplazamiento lateral transversal

BE: Modelo considerando Base empotrada.

ISE: Modelo considerando la Interacción Suelo - Estructura.

BE/ISE: Relación entre los valores obtenido en los casos BE y ISE.

De lo indicado en la sección 4.5.7 del capítulo IV, las columnas deberán tener una resistencia lateral mínima, por lo tanto, para los puentes en estudio se realizó la verificación de esta resistencia mínima lateral para los casos más desfavorable y se concluyó que esta resistencia lateral mínima cumple para la mayoría de los casos analizados.

Tabla 7.22: Factor “β” para tomar en cuenta la influencia de la ISE, en la demanda de desplazamientos.

		SUELO TIPO D			
		PUENTES TIPO I (2COL.)		PUENTES TIPO II (3COL.)	
		Δ <sub>L</sub> (cm.)	Δ <sub>T</sub> (cm.)	Δ <sub>L</sub> (cm.)	Δ <sub>T</sub> (cm.)
H1,2 = 6.00 m	β	1.100	1.300	1.150	1.500
H1 = 6.00 m H2 = 10.00 m	β	1.100	1.250	1.150	1.400
H1,2 = 8.00 m	β	1.050	1.150	1.100	1.200
H1 = 8.00 m H2 = 10.00 m	β	1.050	1.100	1.100	1.200
H1,2 = 10.00 m	β	1.050	1.050	1.050	1.100

H1,2: Altura libre de columnas en pilares 1 y 2, respectivamente.

Δ<sub>L</sub>: Desplazamiento lateral longitudinal

Δ<sub>T</sub>: Desplazamiento lateral transversal

Los casos más desfavorables considerados fueron la altura máxima de columnas en estudio (altura igual a 10.00 m), la sección con menor cuantía vertical ( $\rho_v=1\%$ ) y horizontal ( $\rho_h= 0.59\%$ ) y las cargas axiales mínimas y máximas de  $5\%f'_cP_0$  y  $15\%f'_cP_0$ , respectivamente.

En las Tablas 7.23 y 7.24, se muestra la verificación de la resistencia lateral mínima de las columnas para cargas axiales menores a  $10\%f'_c \cdot A_g$  y cargas axiales entre  $10\%f'_cA_g$  y  $15\%f'_cA_g$ . Estas Tablas fueron elaboradas de acuerdo con la ecuación IV.51, donde:

$$M_{ne} \geq 0.1 \cdot P_{trib} \left( \frac{H_h + 0.5D_s}{\Lambda} \right) \quad (IV.51)$$

Donde:

$M_{ne}$ : Capacidad nominal a momento de la columna basada en las propiedades esperadas del material

$M_{min}$ : Momento mínimo de la columna igual a  $M_{min} = 0.1P_{trib} \left( \frac{H_h + 0.5D_s}{\Lambda} \right)$ .

$P_{trib}$ : Mayor valor entre la carga muerta por columna o la fuerza asociada con la masa tributaria sísmica que actúa sobre el pilar. De manera conservadora,  $P_{trib}$  es igual a  $0.1 \cdot P_0$ , para cargas axiales menores  $10\% \cdot f'_c \cdot A_g$  y  $P_{trib}$  es igual a  $0.15 \cdot P_0$ , para cargas axiales entre  $10\% \cdot f'_c \cdot A_g$  y  $15\% \cdot f'_c \cdot A_g$ .

$H_h$ : Altura desde la parte superior de la zapata hasta la parte superior de la columna

$D_s$ : Peralte de la superestructura

$\Delta$  : Factor para las condiciones de apoyo en los extremos de las columnas.

= 1 para fijo - libre (articulado en un extremo)

= 2 para fijo en la parte superior en inferior

El factor " $\Delta$ " se consideró igual a 1 para el sentido longitudinal porque en ese sentido los pilares actúan fijos en la base y libre en el extremo superior, y en el sentido transversal, se consideró un valor igual a 2 porque las columnas de los pilares trabajan como un pórtico en ese sentido y por lo tanto se considera fijo en sus extremos.

Tabla 7.23: Resistencia mínima lateral en columnas para cargas axiales menores a  $10\% f'_{cA_g}$ .

	Po = 2375.04 ton			Sentido Longitudinal							
	0.1Po (ton)	H (m)	Ds (m)	$\Delta$	ph = 0.59%			ph = 0.98%		ph = 1.41%	
					Mmín (ton-m)	Mne (ton-m)	Mmín < Mne	Mne (ton-m)	Mmín < Mne	Mne (ton-m)	Mmín < Mne
$\rho_v = 1\%$	-237.50	6.00	1.75	1	163.28	274.55	OK	267.32	OK	268.44	OK
	-237.50	8.00	1.75	1	210.79	274.55	OK	267.32	OK	268.44	OK
	-237.50	10.00	1.75	1	258.29	274.55	OK	267.32	OK	268.44	OK
$\rho_v = 2\%$	-237.50	6.00	1.75	1	163.28	418.51	OK	423.93	OK	409.22	OK
	-237.50	8.00	1.75	1	210.79	418.51	OK	423.93	OK	409.22	OK
	-237.50	10.00	1.75	1	258.29	418.51	OK	423.93	OK	409.22	OK
$\rho_v = 3\%$	-237.50	6.00	1.75	1	163.28	553.66	OK	541.06	OK	540.12	OK
	-237.50	8.00	1.75	1	210.79	553.66	OK	541.06	OK	540.12	OK
	-237.50	10.00	1.75	1	258.29	553.66	OK	541.06	OK	540.12	OK
$\rho_v = 4\%$	-237.50	6.00	1.75	1	163.28	639.22	OK	638.95	OK	648.23	OK
	-237.50	8.00	1.75	1	210.79	639.22	OK	638.95	OK	648.23	OK
	-237.50	10.00	1.75	1	258.29	639.22	OK	638.95	OK	648.23	OK

	Po = 2375.04 ton			Sentido Transversal							
	0.1Po (ton)	H (m)	Ds (m)	$\Delta$	ph = 0.59%			ph = 0.98%		ph = 1.41%	
					Mmín (ton-m)	Mne (ton-m)	Mmín < Mne	Mne (ton-m)	Mmín < Mne	Mne (ton-m)	Mmín < Mne
$\rho_v = 1\%$	-237.50	6.00	1.75	2	81.64	274.55	OK	267.32	OK	268.44	OK
	-237.50	8.00	1.75	2	105.39	274.55	OK	267.32	OK	268.44	OK
	-237.50	10.00	1.75	2	129.14	274.55	OK	267.32	OK	268.44	OK
$\rho_v = 2\%$	-237.50	6.00	1.75	2	81.64	418.51	OK	423.93	OK	409.22	OK
	-237.50	8.00	1.75	2	105.39	418.51	OK	423.93	OK	409.22	OK
	-237.50	10.00	1.75	2	129.14	418.51	OK	423.93	OK	409.22	OK
$\rho_v = 3\%$	-237.50	6.00	1.75	2	81.64	553.66	OK	541.06	OK	540.12	OK
	-237.50	8.00	1.75	2	105.39	553.66	OK	541.06	OK	540.12	OK
	-237.50	10.00	1.75	2	129.14	553.66	OK	541.06	OK	540.12	OK
$\rho_v = 4\%$	-237.50	6.00	1.75	2	81.64	639.22	OK	638.95	OK	648.23	OK
	-237.50	8.00	1.75	2	105.39	639.22	OK	638.95	OK	648.23	OK
	-237.50	10.00	1.75	2	129.14	639.22	OK	638.95	OK	648.23	OK

Tabla 7.24: Resistencia mínima lateral en columnas para cargas axiales mayores a  $10\%f'_cA_g$  y menores a  $15\%f'_cA_g$

	Po = 2375.04 ton			Sentido Longitudinal							
	0.15Po (ton)	H (m)	Ds (m)	Λ	ph = 0.59%			ph = 0.98%		ph = 1.41%	
					Mmín (ton-m)	Mne (ton-m)	Mmín < Mne	Mne (ton-m)	Mmín < Mne	Mne (ton-m)	Mmín < Mne
ρ <sub>v</sub> = 1%	-356.26	6.00	1.75	1	244.93	306.97	OK	305.03	OK	310.36	OK
	-356.26	8.00	1.75	1	316.18	306.97	N.C.	305.03	N.C.	310.36	N.C.
	-356.26	10.00	1.75	1	387.43	306.97	N.C.	305.03	N.C.	310.36	N.C.
ρ <sub>v</sub> = 2%	-356.26	6.00	1.75	1	244.93	462.74	OK	456.53	OK	446.43	OK
	-356.26	8.00	1.75	1	316.18	462.74	OK	456.53	OK	446.43	OK
	-356.26	10.00	1.75	1	387.43	462.74	OK	456.53	OK	446.43	OK
ρ <sub>v</sub> = 3%	-356.26	6.00	1.75	1	244.93	574.75	OK	571.00	OK	584.48	OK
	-356.26	8.00	1.75	1	316.18	574.75	OK	571.00	OK	584.48	OK
	-356.26	10.00	1.75	1	387.43	574.75	OK	571.00	OK	584.48	OK
ρ <sub>v</sub> = 4%	-356.26	6.00	1.75	1	244.93	674.74	OK	678.64	OK	667.36	OK
	-356.26	8.00	1.75	1	316.18	674.74	OK	678.64	OK	667.36	OK
	-356.26	10.00	1.75	1	387.43	674.74	OK	678.64	OK	667.36	OK

	Po = 2375.04 ton			Sentido Transversal							
	0.15Po (ton)	H (m)	Ds (m)	Λ	ph = 0.59%			ph = 0.98%		ph = 1.41%	
					Mmín (ton-m)	Mne (ton-m)	Mmín < Mne	Mne (ton-m)	Mmín < Mne	Mne (ton-m)	Mmín < Mne
ρ <sub>v</sub> = 1%	-356.26	6.00	1.75	2	122.46	306.97	OK	305.03	OK	310.36	OK
	-356.26	8.00	1.75	2	158.09	306.97	OK	305.03	OK	310.36	OK
	-356.26	10.00	1.75	2	193.71	306.97	OK	305.03	OK	310.36	OK
ρ <sub>v</sub> = 2%	-356.26	6.00	1.75	2	122.46	462.74	OK	456.53	OK	446.43	OK
	-356.26	8.00	1.75	2	158.09	462.74	OK	456.53	OK	446.43	OK
	-356.26	10.00	1.75	2	193.71	462.74	OK	456.53	OK	446.43	OK
ρ <sub>v</sub> = 3%	-356.26	6.00	1.75	2	122.46	574.75	OK	571.00	OK	584.48	OK
	-356.26	8.00	1.75	2	158.09	574.75	OK	571.00	OK	584.48	OK
	-356.26	10.00	1.75	2	193.71	574.75	OK	571.00	OK	584.48	OK
ρ <sub>v</sub> = 4%	-356.26	6.00	1.75	2	122.46	674.74	OK	678.64	OK	667.36	OK
	-356.26	8.00	1.75	2	158.09	674.74	OK	678.64	OK	667.36	OK
	-356.26	10.00	1.75	2	193.71	674.74	OK	678.64	OK	667.36	OK

Las Tablas 7.23 y 7.24 muestran que para columnas mayores a 8.00 m de altura libre, cuantías verticales de 1% y carga axial mayor a 10%, las columnas no cumplen con la verificación de resistencia mínima lateral dada por AASHTO (2011).

En el Anexo G se muestran las Tablas con las verificaciones de resistencia lateral mínima para las columnas de los puentes estudiados, donde se confirma lo indicado en el párrafo anterior.

## 7.2 APLICACIÓN DE LAS EXPRESIONES EMPÍRICAS

A continuación, se presentará un ejemplo para la aplicación de las expresiones empíricas para el diseño sísmico por desplazamientos de puentes con pilares de concreto armado.

### Ejemplo 1.

En la Figura 7.19 se presenta la sección de la superestructura del puente para realizar el diseño sísmico por desplazamientos de la infraestructura. El puente es continuo de 3 tramos iguales, con una luz total de 120.00 m y la geometría de las columnas de los pilares tipo II definido en el capítulo V con una altura libre de columnas de 7.00m y 9.00 m. La sección transversal del puente es una sección compuesta de vigas metálicas y losa de concreto armado, conformado por 4 vigas metálicas y un ancho de tablero de 11.80 m. Para todos los casos analizados se consideró una cuantía vertical de 2.13% y una cuantía horizontal de 1.41%.

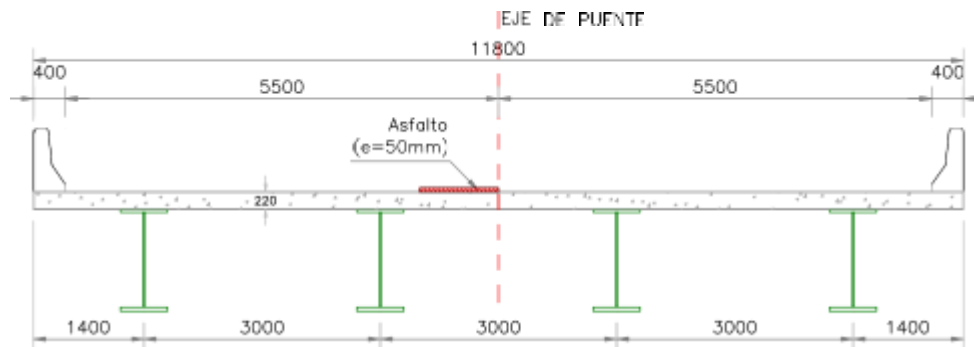


Figura 7.19. Sección transversal de la superestructura del puente del ejemplo 1.

### Diseño Sísmico de infraestructura mediante el análisis Pushover.

Paso 1. Realizar modelo estructural del puente, de acuerdo a la geometría y propiedades de los materiales del puente (Figura 7.20).



Figura 7.20. Modelo considerando base de columnas empotradas.



Paso 2. Asignar un acero de refuerzo en las columnas que cumpla con el estado Límite de servicio y resistencia de acuerdo con el AASHTO LRFD (2017).

En este paso se asignó un acero de refuerzo de 24 varillas de 1 3/8" de diámetro ( $\rho_v=2.13\%$ ) y un acero de refuerzo horizontal en las zonas de rótulas plásticas de 3/4"@0.075m ( $\rho_v=1.41\%$ ).

Paso 3. Definir espectro de diseño, de acuerdo a los parámetros sísmicos (Figura 7.21).

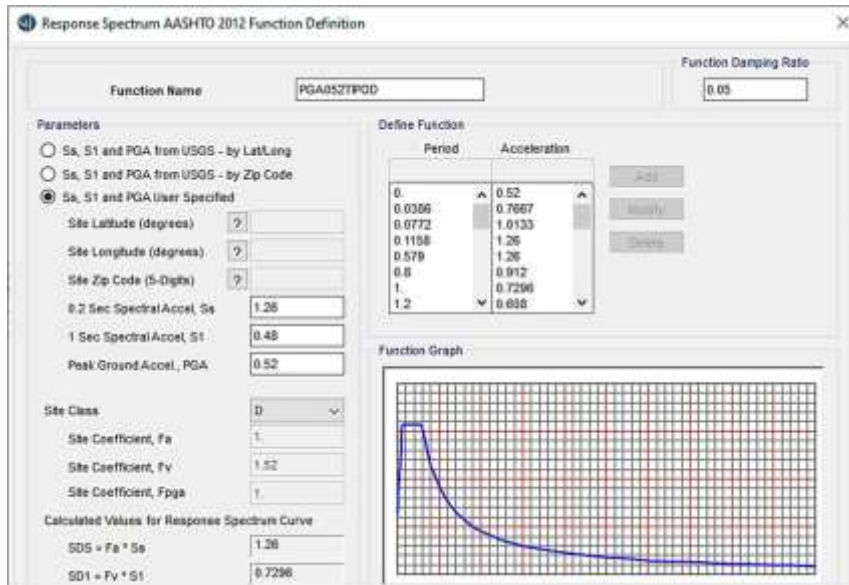


Figura 7.21. Espectro de diseño para suelo Tipo D.

Paso 4. Definir las propiedades esperadas de los materiales de las columnas, de acuerdo con lo indicado en la sección 4.5.5 del capítulo IV.

$$\begin{aligned}
 f'_{ce} &= 273.00 \text{ kg/cm}^2 \\
 f_{ye} &= 4760.00 \text{ kg/cm}^2 && 68 \text{ ksi} \\
 f_{ue} &= 6650.00 \text{ kg/cm}^2 && 95 \text{ ksi}
 \end{aligned}$$

Paso 5. Calcular y asignar a las columnas las Inercias por flexión y torsión efectiva "I<sub>fr</sub>" y "J<sub>fr</sub>", respectivamente, para el análisis sísmico (Tabla 7.25), de acuerdo con lo indicado en la sección 3.1.3 del capítulo III.

Tabla 7.25: Inercias efectivas en columnas para pilares 1 y 2.

	PILAR 1			PILAR 2		
	P11	P12	P13	P21	P22	P23
P (ton)	-275.65	-186.92	-275.65	-239.03	-167.92	-239.03
$I_{ff}$ (cm <sup>4</sup> )	4256043.3	4126734.87	4256043.3	4197978.07	4104364.97	4197978.07
I (cm <sup>4</sup> )	10178760.2	10178760.2	10178760.2	10178760.2	10178760.2	10178760.2
$I_{ff}/I$	0.42	0.41	0.42	0.41	0.40	0.41

P: Carga axial en columnas, de acuerdo a lo indicado en la sección 6.3.

$I_{ff}$ : Inercia efectiva en columnas.

I: Inercia bruta de las columnas.

Para todas las columnas, se consideró que la inercia torsional efectiva ( $J_{ff}$ ) es 0.2 veces la inercia torsional bruta (J) ( $J_{ff} = 0.2J$ ).

Paso 6. Factores de magnificación para desplazamientos. Ver sección 4.5.4 del capítulo IV.

$$\begin{aligned} T_s &= SD_1/SD_s & T^* &= 1.25T_s \\ T_s &= 0.579 \text{ sec.} & T^* &= 0.724 \text{ sec.} \end{aligned}$$

→ Sentido Longitudinal

$$\begin{aligned} T_x &= 1.67 \text{ sec.} \\ \mu_D &= 4.00 \\ T^*/T_x &= 0.43 < 1 \dots \text{Usar Ec. (IV.12)} \\ R_{d\_Long} &= 1.00 \end{aligned}$$

→ Sentido Transversal

$$\begin{aligned} T_y &= 0.54 \text{ sec.} \\ \mu_D &= 4.00 \\ T^*/T_y &= 1.33 > 1 \dots \text{Usar Ec. (IV.11)} \\ R_{d\_Trans} &= 1.25 \end{aligned}$$

Paso 7. Cálculo de la rigidez de la cimentación. Ver sección 3.1.4.

$L_x$ =	6.00 m	Longitud de la zapata en la dirección longitudinal
$L_y$ =	12.00 m	Longitud de la zapata en la dirección transversal
$h_z$ =	1.50 m	Peralte de la zapata
$D_f$ =	3.0 m	Profundidad de desplante de la zapata
$u$ =	0.3	Módulo de poisson
$G$ =	367.84 kg/cm <sup>2</sup>	Módulo dinámico de corte inicial
$v$ =	225.00 m/s	Velocidad de las ondas de corte

$$\begin{aligned}
 k_x &= 154536.49 \text{ ton/m} & k_{xx} &= 4699451.52 \text{ ton-m/rad} \\
 k_y &= 151354.97 \text{ ton/m} & k_{yy} &= 1919327.86 \text{ ton-m/rad} \\
 k_z &= 135132.50 \text{ ton/m} & k_{zz} &= 5737130.7 \text{ ton-m/rad}
 \end{aligned}$$

Paso 8. Cálculo de la demanda de desplazamientos (Tabla 7.26).

Tabla 7.26: Demanda de desplazamientos laterales.

	Sentido Longitudinal			Sentido Transversal		
	P11	P12	P13	P11	P12	P13
$\Delta$ (m)	0.23	0.23	0.23	0.08	0.08	0.08
$R_d\Delta$ (m)	0.23	0.23	0.23	0.10	0.10	0.10

$\Delta$  : Desplazamiento lateral debido al espectro de diseño

$R_d\Delta$  : Desplazamiento lateral mayorado debido al espectro de diseño

Paso 9. Cálculo de la longitud de la rótula plástica, definida en la sección 2.3.2 del capítulo II.

$$\begin{aligned}
 d_{bl} &= 3.49 \text{ cm} & 1.375 \text{ in} & \text{Diámetro de refuerzo vertical} \\
 0.3f_y d_{bl} &= 71.25 \text{ cm} & 28.05 \text{ in} &
 \end{aligned}$$

Pilar 1:

$$\begin{aligned}
 L_{long} &= 7.00 \text{ m} & 275.59 \text{ in} \\
 L_{p\_long} &= 91.62 \text{ cm} & 36.07 \text{ in} \\
 L_{trans} &= 3.50 \text{ m} & 137.80 \text{ in} \\
 L_{p\_trans} &= 71.25 \text{ cm} & 28.05 \text{ in}
 \end{aligned}$$

Pilar 2:

$$\begin{aligned}
 L_{long} &= 9.00 \text{ m} & 354.33 \text{ in} \\
 L_{p\_long} &= 107.62 \text{ cm} & 42.37 \text{ in} \\
 L_{trans} &= 4.50 \text{ m} & 177.17 \text{ in} \\
 L_{p\_trans} &= 71.62 \text{ cm} & 28.20 \text{ in}
 \end{aligned}$$

Paso 10. Asignar y definir las rótulas plásticas en el modelo.

En este paso se definió las rótulas plásticas, de acuerdo con las rótulas plásticas tipo Caltrans que se encuentran por defecto en el programa CSIBridge. Luego se asignó estas rótulas en los extremos de columnas, en el centro de la longitud de la rótula plástica calculada en el paso 9, de acuerdo con su ubicación relativa de la altura libre de la columna.

Paso 11. Definir los casos no lineales para el análisis Pushover.

Se definió los casos de acuerdo con lo indicado en el capítulo VI.

Paso 12. Encontrar la capacidad de desplazamiento lateral de las columnas. Del análisis Pushover se encontró la capacidad de desplazamiento longitudinal y transversal del puente (Figs. 7.22 y 7.23).

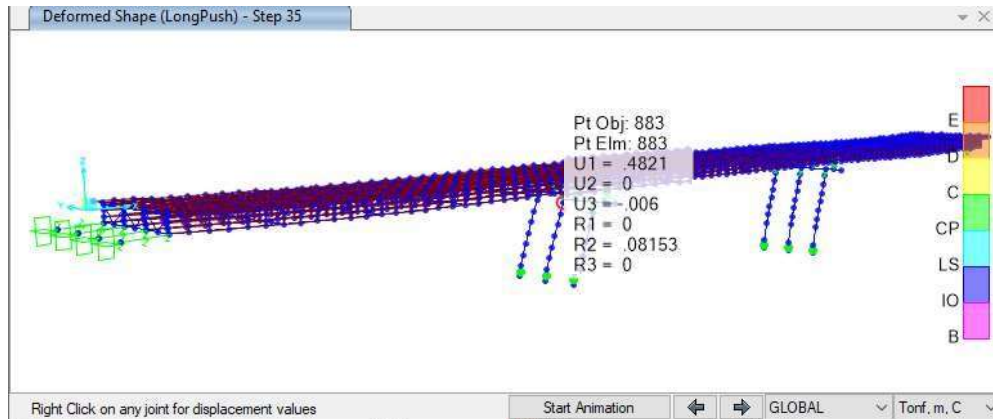


Figura 7.22. Capacidad de desplazamiento para el análisis Pushover longitudinal.  $\Delta x = 48.21$  cm.

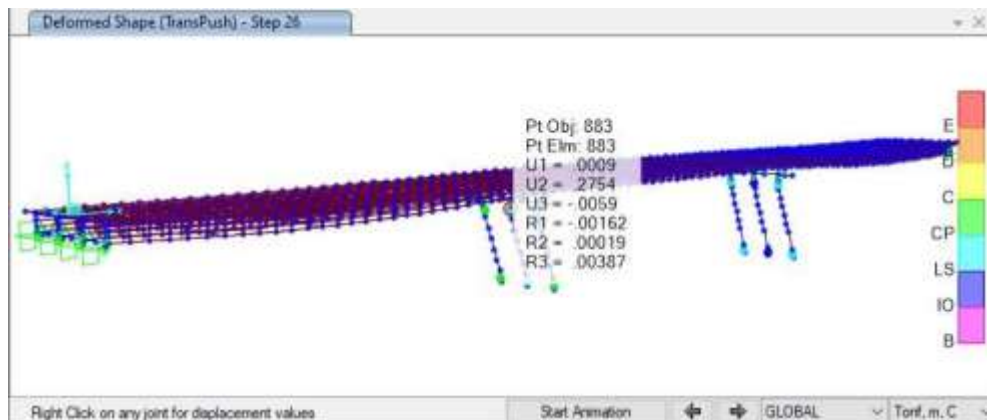


Figura 7.23. Capacidad de desplazamiento para el análisis Pushover transversal.  $\Delta y = 27.54$  cm.

Del análisis Pushover, se concluye que el pilar más crítico es el pilar 1, que corresponde al pilar de menor altura, dado que este pilar tiende a colapsar antes que el pilar 2. Por lo tanto, las verificaciones de diseño serán realizadas para el pilar 1.

Paso 13. Realizar la verificación P-Delta, de acuerdo con lo indicado en la sección 4.5.7 del capítulo IV (Tabla 7.27).

Tabla 7.27: Verificación P-Delta

	Sentido Longitudinal			Sentido Transversal		
	P11	P12	P13	P11	P12	P13
P (ton)	-275.65	-186.92	-275.65	-275.65	-186.92	-275.65
$\Delta r$ (m)	0.23	0.23	0.23	0.10	0.10	0.10
$P\Delta r$ (ton-m)	64.06	43.38	64.06	28.31	19.36	28.31
Mp (ton-m)	645.1	629.6	645.1	645.1	629.6	645.1
0.2Mp	129.02	125.92	129.02	129.02	125.92	129.02
$P\Delta r < 0.2M_p$	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Paso 14. Verificación de desplazamientos laterales.

$$\begin{aligned} \Delta_{D_x} &= 0.23 \text{ m} \\ \Delta_{C_x} &= 0.48 \text{ m} \quad \Delta_{D_x} < \Delta_{C_x} \\ \\ \Delta_{D_y} &= 0.10 \text{ m} \\ \Delta_{C_y} &= 0.28 \text{ m} \quad \Delta_{D_y} < \Delta_{C_y} \end{aligned}$$

Paso 15. Verificación por ductilidad, de acuerdo con lo indicado en la sección 4.5.7 del capítulo IV (Tabla 7.28).

Tabla 7.28: Verificación de la ductilidad de demanda

	Sentido Longitudinal			Sentido Transversal		
	P11	P12	P13	P11	P12	P13
$\Delta_D$ (cm)	0.23	0.23	0.23	0.10	0.10	0.10
$\Delta_{yi}$ (cm)	0.11	0.11	0.11	0.08	0.07	0.06
$\mu_D$	2.05	2.04	2.05	1.36	1.58	1.87
$\mu_D < 5$	OK	OK	OK	OK	OK	OK

$\Delta_D$  : Demanda de desplazamiento lateral

$\Delta_{yi}$  : Desplazamiento lateral de fluencia

$\mu_D$  : Ductilidad de demanda

Paso 16. Resistencia lateral mínima de columnas, de acuerdo con lo indicado en la sección 4.5.7 del capítulo IV (Tablas 7.29 y 7.30).

Tabla 7.29: Resistencia mínima lateral en columnas en el sentido longitudinal.

	Sentido Longitudinal						
	P (ton)	H (m)	$D_s$ (m)	$\Lambda$	$M_{min}$ (ton-m)	$M_{ne}$ (ton-m)	$M_{min} < M_{ne}$
P <sub>11</sub> y P <sub>13</sub>	-275.65	7.00	1.50	1	213.63	420.84	OK
P <sub>12</sub>	-186.92	7.00	1.50	1	144.86	395.42	OK

Tabla 7.30: Resistencia mínima lateral en columnas en el sentido transversal.

	Sentido Transversal						
	P (ton)	H (m)	D <sub>s</sub> (m)	λ	M <sub>mín</sub> (ton-m)	M <sub>ne</sub> (ton-m)	M <sub>mín</sub> < M <sub>ne</sub>
P <sub>11</sub> y P <sub>13</sub>	-275.65	7.00	1.50	2	106.81	420.84	OK
P <sub>12</sub>	-186.92	7.00	1.50	2	72.43	395.42	OK

Paso 17. La verificación por corte se realizó de acuerdo con lo indicado en la sección 4.5.7 del capítulo IV (Tabla 7.31).

Tabla 7.31: Verificación por corte de las columnas en las zonas de rótula plástica.

Pushover Dirección	Columna	V <sub>p</sub> (ton)	V <sub>u</sub> (ton)	P <sub>u</sub> (ton)	μ <sub>b</sub>	α'	v <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	V <sub>c</sub> (ton)	V <sub>s</sub> (ton)	φ <sub>s</sub> V <sub>n</sub> (ton)
Longitudinal	P11	80.62	96.75	-281.96	2.05	3.00	12.12	110.16	271.95	343.90
Longitudinal	P12	78.28	93.93	-193.12	2.04	3.00	12.12	110.16	271.95	343.90
Longitudinal	P13	80.62	96.75	-281.96	2.05	3.00	12.12	110.16	271.95	343.90
Transversal	P11	237.61	285.13	-835.93	1.36	3.00	12.12	110.16	271.95	343.90
Transversal	P12	194.18	233.01	-119.21	1.58	3.00	12.12	110.16	271.95	343.90
Transversal	P13	164.95	197.94	195.32	1.87	3.00	0.00	0.00	271.95	244.75

La Tabla 7.31 muestra que en todos los casos el cortante de diseño V<sub>u</sub> es menor que la capacidad nominal por corte de la columna φ<sub>s</sub>V<sub>n</sub>.

A continuación, realizaremos el diseño sísmico de las columnas utilizando las ecuaciones para el cálculo de desplazamiento lateral indicadas en el AASHTO (2011).

### Diseño Sísmico de infraestructura utilizando ecuaciones AASHTO (2011).

Se deberán realizar los pasos del 1 al 8.

Paso 9. Se calculó la capacidad de desplazamiento lateral de las columnas para el sentido longitudinal y transversal, utilizando las ecuaciones (IV.15) y (IV.16) del capítulo IV.

Tabla 7.32: Resistencia mínima lateral en columnas en el sentido transversal

	H (m)	D (m)	x	Δ <sub>C</sub> (cm)	Δ <sub>D</sub> (cm)	Δ <sub>D</sub> < Δ <sub>C</sub>
Longitudinal	7	1.2	0.17	20.10	23.24	NO CUMPLE
Transversal	7	1.2	0.34	8.84	10.27	NO CUMPLE

De la Tabla 7.32 se observó que la capacidad de desplazamiento lateral de las columnas utilizando las ecuaciones del AASHTO (2011), es insuficiente para cubrir la demanda de desplazamiento lateral. Si bien es cierto estas ecuaciones utilizadas para el cálculo de la capacidad de desplazamiento lateral, se recomienda utilizarla para SDC B y SDC C, puede ser utilizada también para SDC D, pero es posible que la capacidad de desplazamiento lateral obtenida sea insuficiente como en este caso.

### Diseño Sísmico de infraestructura utilizando ecuaciones empíricas propuestas.

Se realizaron los pasos del 1 al 5.

Paso 6. Factores de magnificación para desplazamientos. Ver sección 4.5.4 del capítulo IV.

$$\begin{array}{ll} T_s = & SD_1/SD_s \\ T_s = & 0.579 \text{ sec.} \end{array} \qquad \begin{array}{ll} T^* = & 1.25T_s \\ T^* = & 0.724 \text{ sec.} \end{array}$$

→ Sentido Longitudinal

$$\begin{array}{ll} T_X = & 1.61 \text{ sec.} \\ \mu_D = & 4.00 \\ T^*/T_X = & 0.45 < 1 \dots \text{ Usar Ec. (IV.12)} \\ R_{d\_Long} = & 1.00 \end{array}$$

→ Sentido Transversal

$$\begin{array}{ll} T_Y = & 0.51 \text{ sec.} \\ \mu_D = & 4.00 \\ T^*/T_Y = & 1.42 > 1 \dots \text{ Usar Ec. (IV.11)} \\ R_{d\_Trans} = & 1.31 \end{array}$$

Paso 7. Se calculó la demanda de desplazamiento considerando las bases de las columnas empotradas.

$$\begin{array}{lll} \Delta_x = & 0.22 \text{ m} & \text{Desplazamiento lateral longitudinal} \\ \Delta_y = & 0.07 \text{ m} & \text{Desplazamiento lateral transversal} \end{array}$$

$$R_{d\_Long}\Delta x = 0.22 \text{ m} \quad \text{Desplazamiento lateral longitudinal mayorado}$$

$$R_{d\_Trans}\Delta y = 0.10 \text{ m} \quad \text{Desplazamiento lateral transversal mayorado}$$

Paso 8. Amplificación de desplazamiento laterales debido a la ISE, utilizando el factor “ $\beta$ ” de la Tabla 7.22.

Tabla 7.33: Cálculo del factor “ $\beta$ ” para el sentido longitudinal y transversal

H (m)	$\beta_L$	$\beta_T$
6.00	1.15	1.40
8.00	1.10	1.20
7.00	1.13	1.30

$$\Delta_{Dx} = \beta_L R_{d\_Long} \Delta x = 0.25 \text{ m} \quad \text{Demanda de desplazamiento longitudinal}$$

$$\Delta_{Dy} = \beta_L R_{d\_Trans} \Delta y = 0.12 \text{ m} \quad \text{Demanda de desplazamiento transversal}$$

Paso 9. Se calculó la capacidad de desplazamiento lateral utilizando las expresiones empíricas (VII.1) y (VII.2).

Primero se calculó la carga axial máxima en las columnas.

$$P = 275.65 \text{ ton} \quad \text{Carga axial de compresión máxima en columnas}$$

$$P_o = f_c A_g = 2375.04 \text{ ton}$$

$$P/P_o = 11.61\%$$

Como la relación  $P/P_o$  es mayor al 10%, se utilizaron las ecuaciones (VII.1) y (VII.2)

Tabla 7.34: Cálculo la capacidad de desplazamiento lateral en los sentidos longitudinal y transversal.

	$\Delta_{C\_Long}$ (cm)	$\Delta_{C\_Trans}$ (cm)
$\rho_v = 2\%$	33.51	23.13
$\rho_v = 3\%$	37.31	22.94
$\rho_v = 2.13\%$	34.00	23.10



Tabla 7.35: Verificación de la demanda de desplazamiento.

	$\Delta_C$ (cm)	$\Delta_D$ (cm)	$\Delta_D < \Delta_C$
Longitudinal	34.00	24.92	OK
Transversal	23.10	12.35	OK

De las Tablas 7.34 y 7.35 se observó que la capacidad de desplazamiento lateral del puente es mayor que la demanda de desplazamiento tanto para el sentido longitudinal como transversal. Además, la capacidad lateral encontrada cumple con todos los demás requerimientos de la normativa AASHTO (2011), por lo que no será necesario realizar las demás verificaciones de ductilidad, P-Delta y resistencia lateral mínima de columnas.

Paso 10. Para finalizar con el diseño sísmico de las columnas se realizó la verificación por corte.

Primero se calculó las cortantes y cargas axiales de diseño para el sentido longitudinal (Tabla 7.36) y transversal (Tabla 7.37).

Tabla 7.36: Cargas axiales y cortante último de diseño en el sentido longitudinal.

	P (ton)	M <sub>p</sub> (ton-m)	1.2M <sub>p</sub> (ton-m)	V <sub>u</sub> (ton)
P11	-281.96	646.63	775.95	110.85
P12	-193.12	631.21	757.46	108.21
P13	-281.96	646.63	775.95	110.85

Tabla 7.37: Cargas axiales y cortante último de diseño en el sentido transversal.

	P1 (ton)	M <sub>p1</sub> (ton-m)	1.2M <sub>p1</sub> (ton-m)	V <sub>u1</sub> (ton)	$\Delta P$ (ton)	P+ $\Delta P$ (ton)	M <sub>p2</sub> (ton-m)	1.2M <sub>p2</sub> (ton-m)	V <sub>u2</sub> (ton)
P11	-281.96	646.63	775.95	221.70	-574.98	-856.95	752.32	902.78	257.94
P12	-193.12	631.21	757.46	216.42	0	-193.12	631.21	757.46	216.42
P13	-281.96	646.63	775.95	221.70	574.98	293.02	478.59	574.31	164.09

$$\Sigma V_{u1} = 659.82$$

$$\Sigma V_{u2} = 638.44$$

M<sub>p1</sub>: Momento plástico en la columna asociado a la carga axial P<sub>1</sub>.

V<sub>u1</sub>: Cortante plástico asociado al momento plástico M<sub>p1</sub>.

M<sub>p2</sub>: Momento plástico en la columna asociado a la carga axial P<sub>2</sub>.

V<sub>u2</sub>: Cortante plástico asociado al momento plástico M<sub>p2</sub>.

$$(\Sigma V_{u1} - \Sigma V_{u2}) / \Sigma V_{u1} = 3\% < 10\% \quad \text{OK}$$

Si comparamos los resultados de la carga axial en el sentido transversal de las Tablas 7.31 (obtenidas con el programa CSIBridge) y 7.37 (obtenidas manualmente), podemos observar que para la máxima compresión las cargas son muy similares con una diferencia menor al 3%; sin embargo, para las cargas axiales de las columnas P12 y P13, las cargas tienen mayor variación dado que el cálculo manual es un método aproximado pero que da valores más conservadores que el encontrado por el programa por lo que se puede considerar válido. Con esto podemos confirmar que los valores obtenidos con el software son correctos.

Posteriormente, se calculó el desplazamiento de fluencia inicial para encontrar la ductilidad de demanda (Tabla 7.38) y finalmente realizar la verificación por corte (Tabla 7.39).

Tabla 7.38: Cálculo de la ductilidad de demanda.

Dirección	Columna	$P_u$ (ton)	$\phi_i$	L (m)	$\Delta i$ (cm)	$\Delta D$ (cm)	$\mu_b$
Longitudinal	P11	-281.96	0.00548	7.00	8.95	24.92	2.79
Longitudinal	P12	-193.12	0.00552	7.00	9.01	24.92	2.77
Longitudinal	P13	-281.96	0.00548	7.00	8.95	24.92	2.79
Transversal	P11	-856.95	0.00557	3.5	2.27	6.18	2.72
Transversal	P12	-193.12	0.00552	3.5	2.25	6.18	2.74
Transversal	P13	293.02	0.00548	3.5	2.24	6.18	2.76

Tabla 7.39: Verificación por corte de las columnas en las zonas de rótula plástica.

Dirección	Columna	$V_u$ (ton)	$P_u$ (ton)	$\mu_D$	$\alpha'$	$v_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$V_c$ (ton)	$V_s$ (ton)	$\phi_s V_n$ (ton)	$V_u < \phi_s V_n$
Longitudinal	P11	110.85	-281.96	2.79	3.00	12.12	110.16	271.95	343.90	OK
Longitudinal	P12	108.21	-193.12	2.77	3.00	12.12	110.16	271.95	343.90	OK
Longitudinal	P13	110.85	-281.96	2.79	3.00	12.12	110.16	271.95	343.90	OK
Transversal	P11	257.94	-856.95	2.72	3.00	12.12	110.16	271.95	343.90	OK
Transversal	P12	216.42	-193.12	2.74	3.00	12.12	110.16	271.95	343.90	OK
Transversal	P13	164.09	293.02	2.76	3.00	0.00	0.00	271.95	244.75	OK

Con las expresiones empíricas (VII.1) y (VII.2), se realizó el diseño sísmico de columnas de acuerdo con el reglamento AASHTO (2011), sin necesidad de

realizar un análisis Pushover, lo cual facilita el proceso de diseño sísmico de pilares de concreto armado.

## CONCLUSIONES

En el presente trabajo de investigación se utilizó el análisis sísmico no-lineal estático “pushover” para estudiar la capacidad de desplazamiento lateral de una familia de puentes, que permitió proponer las Ecs. (VII.1) y (VII.2) que facilitan el diseño sísmico por desplazamientos de puentes con pilares de concreto armado. De esta manera, se desprenden las siguientes conclusiones:

1. Las Ecs. (VII.1) y (VII.2) permiten evaluar de manera razonable la capacidad al desplazamiento lateral de pilares de puentes de 3 tramos con pilares multi-columnas de sección circular de concreto armado ( $f'_c=210$  kg/cm<sup>2</sup>, para cargas axiales menores a  $0.15 \cdot f'_c \cdot A_g$ ) con un error comprendido entre +5% y -23%.
2. Para cumplir con niveles adecuados de ductilidad de desplazamiento lateral ( $\mu_D \leq 5$ ) y evitar los efectos de segundo orden (P-Delta), la capacidad al desplazamiento longitudinal de los pilares se redujo en 77% para secciones con  $\rho_v = 1\%$ , en 58% para  $\rho_v = 2\%$ , en 38% para  $\rho_v = 3\%$ , y en 26% para  $\rho_v = 4\%$ .
3. Para cumplir con niveles adecuados de ductilidad de desplazamiento lateral ( $\mu_D \leq 5$ ) y evitar los efectos de segundo orden (P-Delta), la capacidad al desplazamiento transversal de los pilares se redujo en 43% para secciones con  $\rho_v = 1\%$ , en 36% para  $\rho_v = 2\%$ , en 28% para  $\rho_v = 3\%$ , y en 22% para  $\rho_v = 4\%$ .
4. La capacidad al desplazamiento longitudinal de los pilares aumentó en 83% para secciones con  $\rho_v = 1\%$ , comparado con las obtenidas de las fórmulas AASHTO (2011) para pilares con altura libre menor o igual a 7.00 m.
5. La capacidad al desplazamiento longitudinal de los pilares se redujo en 42% para secciones con  $\rho_v = 1\%$ , comparado con los valores obtenidos con las fórmulas AASHTO (2011) para pilares con altura libre entre 8.00 m y 10.00 m.

6. La capacidad al desplazamiento longitudinal de los pilares aumentó en 122% para secciones con  $\rho_v = 2\%$ , en 113% para  $\rho_v = 3\%$  y en 99% para  $\rho_v = 4\%$ , comparado con las obtenidas de las fórmulas AASHTO (2011).
7. La capacidad al desplazamiento transversal de los pilares aumentó en 120% para secciones con  $\rho_v = 1\%$ , en 162% para  $\rho_v = 2\%$ , en 160% para  $\rho_v = 3\%$  y en 202% para  $\rho_v = 4\%$ , comparado con las obtenidas de las fórmulas AASHTO (2011).
8. Los pilares con altura libre mayores a 8.00 m,  $\rho_v = 1\%$  y carga axial entre  $10\%f'_cA_g$  y  $15\%f'_cA_g$ , no cumplen con la resistencia mínima lateral dada por el AASHTO (2011).
9. Para tomar en cuenta los efectos de la interacción suelo-estructura, el factor de corrección  $\beta$  (Tabla 7.22) incrementó la demanda de desplazamiento lateral en 15% y 50% en la dirección longitudinal y transversal del sismo, respectivamente.
10. En el ejemplo de aplicación, se evidenció la eficacia de las Ecs (VII.1) y (VII.2) por su facilidad de simplificar el diseño sísmico por desplazamientos, alcanzándose valores de capacidad de desplazamiento lateral del orden de 71% y 84% en la dirección longitudinal y transversal del sismo, respectivamente, respecto a los del análisis pushover, y del 170% y 260% en la dirección longitudinal y transversal del sismo, respectivamente, respecto a los valores obtenidos con las fórmulas de AASHTO (2011).

## RECOMENDACIONES

1. Considerar la variación del diámetro de las columnas y diferentes valores de la resistencia a la compresión del concreto  $f'_c$ , a fin de poder incluir estas variables en las expresiones empíricas encontradas en esta tesis y ampliar su campo de acción.
2. A partir de un conjunto de modelos paramétricos de puentes de concreto armado y la respuesta sísmica no-lineal tiempo – historia, evaluar el límite establecido por Caltrans (2013) para ignorar los efectos P-Delta.
3. Evaluar la influencia de la interacción suelo-estructura en el cálculo de la capacidad de desplazamiento lateral de puentes con pilares de concreto armado apoyados en diferentes perfiles de suelo.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO (2011). *AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design*, 2<sup>th</sup> Edition. America Association of State Highway and Transportation Officials.
- AASHTO (2014). *AASHTO LRFD Bridge design Specifications*, 7<sup>th</sup> Edition. America Association of State Highway and Transportation Officials.
- AASHTO (2017). *AASHTO LRFD Bridge design Specifications*, 8<sup>th</sup> Edition. America Association of State Highway and Transportation Officials.
- ASCE/SEI 41-17 (2017). *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*. America Society of Civil Engineers.
- ASTM D1586 (2018). *Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils*. American Society for Testing and Materials.
- ASTM D2166 (2006). *Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil*. American Society for Testing and Materials.
- ASTM D2216 (2019). *Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass*. American Society for Testing and Materials.
- ASTM D2850 (2003). *Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils*. American Society for Testing and Materials.
- ASTM D4318 (2017). *Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils*. American Society for Testing and Materials.
- Aviram, A., Mackie, K., and Stojadinović, B. (2008). Guidelines for nonlinear analysis of bridge structures in California. *Pacific Earthquake Engineering Research Center, Report No. 2008/03*.
- Beheshti-Aval, S.B., Jahanfekr, E. (2015). Modification of Displacement Coefficient Method in Estimation of Target Displacement for Regular Concrete Bridges Based on ASCE 41-06 Standard. *Civil Engineering Infrastructures Journal*, 48 (1). <http://doi.org/10.7508/CEIJ.2015.01.008>
- Caltrans. (2013). *Seismic Design Criteria*, Version 1.7. California Department of Transportation.
- CSI (2019). *CSI Analysis Reference Manual for CSIBridge*. Computers and Structures, Inc.

- FEMA 356 (2000). *Pre-standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. American Society of Civil Engineers.
- FHWA-NHI-15-004 (2014). *LRFD Seismic Analysis and Design of Bridges Reference Manual*. U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration.
- Chopra A.K. (2014). *Dinámica de Estructuras*, 4ta Edición. Pearson.
- Giberson F. (1969). Two Nonlinear Beams with Definitions of Ductility. *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol.95, No ST2, 137-157. <https://doi.org/10.1061/JSDEAG.0002184>
- González O. y Robles, F. (2005). *Aspectos Fundamentales de Concreto Reforzado*, 4ta Edición. Limusa.
- Heydarpour, P., Silva F., Burgueño R. (2018). An Investigation on the Pushover Analysis Based Methods for Compensating the P-Delta Effects. *International Journal of Structural and Civil Engineering Research*, 7 (1). <http://doi.org/10.18178/ijscer.7.1.34-39>
- Heydarpour, P., Silva F., Burgueño R. (2018). An Investigation on Ignoring P-Delta Effects Based on Stability Index. *International Journal of Structural and Civil Engineering Research*, 7 (2). <https://doi.org/10.18178/ijscer.7.2.151-156>
- Jara, M., Jara, J. M., Hernández, H., Ruiz, J. (2009). *Curso Diseño por desplazamiento de puentes*. 2º Simposio Internacional de Diseño de Puentes.
- Julian R., Fernandez-Davila V. (2020). Performance based seismic design of piers of reinforced concrete bridges. *15th World Conference on Earthquake Engineering, Sendai, Japón*.
- Kohrangi, M., Bento, R., Lopes, M. (2012). Evaluation of Nonlinear Static Procedures for Seismic Assessment of Irregular Bridges. *15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa, Portugal*.
- Mander J., Priestley M., Park R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering, ASCE*. 114 (8), 1804-1826. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1988\)114:8\(1804\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804))
- MTC. (2018). *Manual de Puentes*. Ministerio de Transportes y Comunicaciones.
- NCHRP Synthesis 440. (2013). *Performance-Based Seismic Bridge Design*. National Cooperative Highway Research Program.
- Park R., Paulay T. (1983). *Estructuras de Concreto Reforzado*. Limusa.



- Pinho, R., Casarotti, C., Antoniou, S. (2007). A comparison of single-run pushover analysis techniques for seismic assessment of bridges. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36, 1347-1362.  
<https://doi.org/10.1002/eqe.684>
- Poma, J. (2018). Software educativo para la automatización del análisis no lineal estático pushover en estructuras de concreto armado [Tesis de maestría, Pontificia Universidad Católica del Perú]. Repositorio de la PUCP.  
<http://hdl.handle.net/20500.12404/13221>
- Priestley, M., Seible, F. y Calvi, G. (1996). *Seismic design and retrofit of bridges*. Wiley.
- Sandhya, A., Subha, K. (2017). Pushover Analysis of Reinforced Concrete T - Beam Bridge. *International Journal of Scientific & Engineering Research*, 8 (11).
- Shafiei-Tehrany, R., ElGawady, M., Coffey, W. (2011). Pushover Analysis of I-5 Ravenna Bridge. *Electronic Journal of Structural Engineering*, 11(1).  
<http://xn6qq3hk9r.search.serialssolutions.com.lrh.idm.oclc.org/index.php/EJSE/article/view/141>
- Suarez, V. (2009). Diseño basado en desplazamientos, una alternativa racional al diseño basado en fuerzas. *Revista Tecnológica ESPOL-RTE*, 22 (2), 47-59. <http://rte.espol.edu.ec/index.php/tecnologica/article/view/130>

**ANEXOS**

<b>ANEXO A:</b>	EJEMPLO DIAGRAMA MOMENTO - CURVATURA.....	208
<b>ANEXO B:</b>	EJEMPLO DE UN ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL.....	221
<b>ANEXO C:</b>	EJEMPLO DE UN ANÁLISIS ESPECTRAL.....	242
<b>ANEXO D:</b>	TABLAS DE VERIFICACIÓN DE CAPACIDAD DE DESPLAZAMIENTO LATERAL.....	258
<b>ANEXO E:</b>	TABLAS DE PERIODOS Y MASA DE PARTICIPACION MODAL.....	270
<b>ANEXO F:</b>	TABLAS DE VERIFICACION DE DUCTILIDAD Y EFECTO P-DELTA.....	272
<b>ANEXO G:</b>	TABLAS DE VERIFICACIÓN DE RESISTENCIA MÍNIMA LATERAL DE COLUMNAS.....	290

Para un mejor entendimiento de las Tablas se hace aclaración a los siguientes términos:

A: Capacidad de desplazamiento lateral usando ec. (II.32) y (II.33)

B: Capacidad de desplazamiento lateral calculada con CSIBridge

MA-B-C: "M" significa Modelo, "A" puede ser I o II que corresponde a los puentes con pilares Tipo I o Tipo II, "B" puede tomar los valores de 6, 8 ó 10 en metros que corresponden a la altura del pilar 1 y "C" puede tomar los valores de 6, 8 ó 10 en metros que corresponden a la altura del pilar 2.

T: Periodo del puente

P: Carga axial sin mayorar actuante en el pilar correspondiente

P<sub>ij</sub>: Columna j del pilar i; donde i corresponde a los pilares 1 ó 2 y j corresponde a la columna 1(columna interior) ó 2 (columna exterior)

$\Delta_{L_e}$ : Desplazamiento de la primera fluencia en el sentido longitudinal del extremo superior libre de la columna

$\Delta_L$ : Capacidad de desplazamiento en el sentido longitudinal

$\Delta_{L_F}$ : Capacidad de desplazamiento corregida en el sentido longitudinal, que cumple con los criterios de ductilidad y no necesidad de considerar los efectos P-Delta.

$\Delta_{T_e}$ : Desplazamiento de la primera fluencia en el sentido transversal del extremo superior libre de la columna

$\Delta_T$ : Capacidad de desplazamiento en el sentido transversal

$\Delta_{T\_F}$ : Capacidad de desplazamiento corregida en el sentido transversal, que cumple con los criterios de ductilidad y no necesidad de considerar los efectos P-Delta.

## ANEXO A: EJEMPLO DIAGRAMA MOMENTO – CURVATURA

En este anexo se mostraron los cálculos para la elaboración de un diagrama Momento – Curvatura de una sección circular similar a la que se utilizó en los pilares de los puentes estudiados en la tesis y además se realizó una comparación con el diagrama obtenido del programa CSIBridge (CSI, 2019).

Ejemplo:

Elaborar el diagrama Momento – Curvatura de la sección que se muestra en la Figura A-1, para una carga axial a compresión de 300 ton. Para esta sección se considera un  $f'_c$  esperado de  $273 \text{ kg/cm}^2$  ( $f'_c = 1.3 \times 210 \text{ kg/cm}^2$ , ecuación IV.13), un módulo de elasticidad del concreto igual a  $E_c = 249721.45 \text{ kg/cm}^2$ , el esfuerzo de fluencia esperado del acero de refuerzo ASTM A 706 es  $f_y = 4760 \text{ kg/cm}^2$  (ver Tabla 4.9), el esfuerzo último esperado del acero de refuerzo ASTM A 706 es  $f_u = 6650 \text{ kg/cm}^2$  (ver Tabla 4.9), el módulo de elasticidad del acero es igual a  $E_s = 2040000 \text{ kg/cm}^2$ , el peso específico del concreto es de  $\gamma_c = 2.31 \text{ ton/m}^3$ .

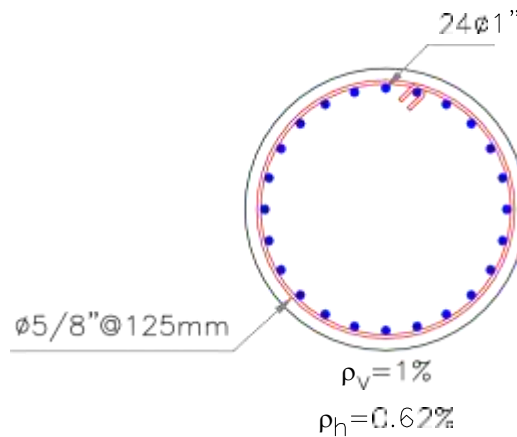


Figura A-1. Sección circular para la elaboración del Diagrama Momento - Curvatura.

Primero se elaboraron las curvas esfuerzo – deformación para el concreto no confinado y confinado de Mander y luego la curva esfuerzo - deformación para el acero de refuerzo de Park y Paulay.

## A.1 MODELO DE MANDER PARA CONCRETO NO CONFINADO

Para la elaboración de la curva esfuerzo – deformación para el concreto no confiado de Mander se utilizaron las ecuaciones (II.5), (II.6) y (II.7).

Se calculó el módulo secante del concreto  $E_{sec}$ , como:

$$E_{sec} = \frac{f'_c}{\varepsilon_{co}} = \frac{273 \text{ kg/cm}^2}{0.002} = 136500.00 \text{ kg/cm}^2$$

Con la ecuación (II.7), se obtuvo el valor de r, como:

$$r = \frac{249721.45 \text{ kg/cm}^2}{249721.45 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} - 136500.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 2.206$$

Posteriormente con las ecuaciones (II.5) y (II.6), se elaboró la Tabla A-1 y graficamos la curva esfuerzo deformación del concreto no confinado (Figura A-2).

Tabla A-1: Valores para la elaboración de la gráfica esfuerzo - deformación del concreto no confinado.

$\varepsilon_c$	x	$f_c$
0.0000	0.00	0
0.0004	0.20	97.56
0.0008	0.40	179.99
0.0012	0.60	236.17
0.0016	0.80	265.12
0.0020	1.00	273.00
0.0024	1.20	267.55
0.0028	1.40	254.99
0.0032	1.60	239.34
0.0036	1.80	222.93
0.0040	2.00	206.98
0.0050	-	0

Donde: (-), no hay dato

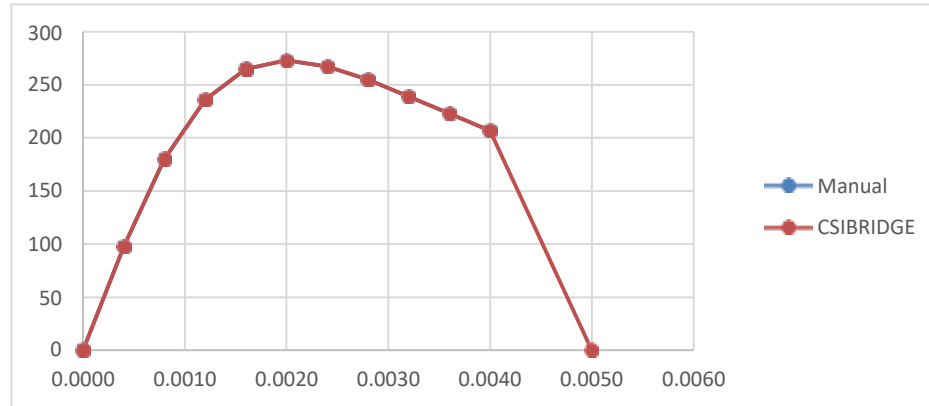


Figura A-2. Gráfica esfuerzo - deformación para el concreto no confinado.

## A.2 MODELO DE MANDER PARA CONCRETO CONFINADO

Para la elaboración de la curva esfuerzo - deformación para el concreto confiando de Mander se utilizó las ecuaciones (II.5) a (II.12).

Se calculó los valores de  $s'$ ,  $d_s$  y  $\rho_{cc}$ :

$$s' = s - d_{bh} = 12.50 \text{ cm} - 1.59 \text{ cm} = 10.91 \text{ cm}$$

$$d_s = d - d_{bh} - 2r = 120.00 \text{ cm} - 1.59 \text{ cm} - 2(5) \text{ cm} = 108.41 \text{ cm}$$

$$A_s = 24(5.10 \text{ cm}^2) = 122.32 \text{ cm}^2$$

$$A_c = \frac{\pi(d_s)^2}{4} = \frac{\pi(108.41 \text{ cm})^2}{4} = 9231.00 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{cc} = \frac{A_s}{A_c} = \frac{122.32 \text{ cm}^2}{9231.00 \text{ cm}^2} = 0.0133$$

Con la ecuación (II.12), se calculó el valor de  $k_{ec}$ :

$$k_{ec} = \frac{\left(1 - \frac{10.91 \text{ cm}}{2(108.41 \text{ cm})}\right)^2}{1 - 0.0133} = 0.914$$

Con la ecuación (II.11), se calculó el valor de  $\rho_s$ :

$$\rho_s = \frac{4(2.00 \text{ cm}^2)}{(12.5 \text{ cm})(108.41 \text{ cm})} = 0.0059$$

Con la ecuación (II.10), se calculó el valor de  $f_1$ :

$$f_1 = \frac{1}{2} (0.914)(0.0059)(4760 \text{ kg/cm}^2) = 12.84 \text{ kg/cm}^2$$

Con la ecuación (II.9), se calculó el valor de  $f'_{cc}$ :

$$f'_{cc} = 273 \left( -1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94(12.84)}{273}} - \frac{2(12.84)}{273} \right) = 353.13 \text{ kg/cm}^2$$

Con la ecuación (II.8), se calculó el valor de  $\varepsilon_{cc}$ :

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 \left[ 1 + 5 \left( \frac{353.13 \text{ kg/cm}^2}{273.00 \text{ kg/cm}^2} - 1 \right) \right] = 0.00494$$

Se calculó el módulo secante del concreto  $E_{sec}$ , como:

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} = \frac{353.13 \text{ kg/cm}^2}{0.00494} = 71553.753 \text{ kg/cm}^2$$

Con la ecuación (II.7), se calculó el valor de  $r$ :

$$r = \frac{249721.45 \text{ kg/cm}^2}{249721.45 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} - 71553.753 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 1.4016$$

Para el cálculo de " $\varepsilon_{cu}$ ", se utilizó la ecuación (II.19), encontrándose un valor de 0.0135.

Posteriormente con las ecuaciones (II.5) y (II.6), elaboramos la Tabla A-2 y graficamos la curva esfuerzo deformación del concreto no confinado (Figura A-3).

Tabla A-2: Valores para la elaboración de la gráfica esfuerzo - deformación del concreto confinado.

$\epsilon_c$	$x$	$f_c$	$\epsilon_c$	$x$	$f_c$
0.00E+00	0.00	0.00	7.06E-03	1.43	344.83
7.06E-04	0.14	151.54	7.76E-03	1.57	340.21
1.41E-03	0.29	246.41	8.47E-03	1.72	335.28
2.12E-03	0.43	300.32	9.18E-03	1.86	330.23
2.82E-03	0.57	329.72	9.88E-03	2.00	325.17
3.53E-03	0.72	344.76	1.06E-02	2.15	320.08
4.24E-03	0.86	351.43	1.13E-02	2.29	315.23
4.94E-03	1.00	353.13	1.20E-02	2.43	310.51
5.65E-03	1.14	351.88	1.27E-02	2.57	305.95
6.35E-03	1.29	348.88	1.35E-02	2.72	300.91

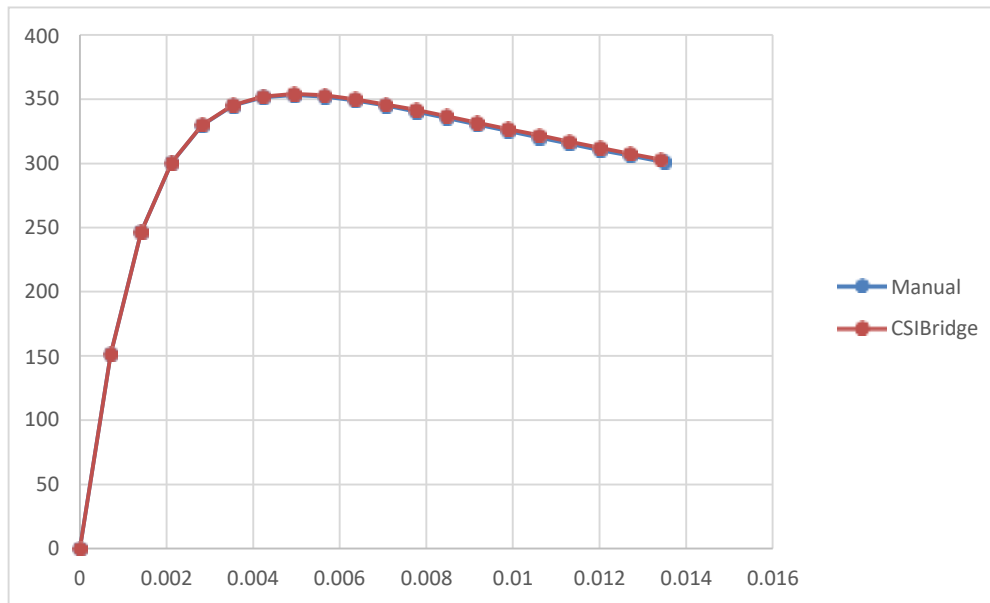


Figura A-3. Gráfica esfuerzo - deformación para el concreto confinado.

### A.3 MODELO DEL ACERO DE REFUERZO POR PARK Y PAULAY

Para la elaboración de la curva esfuerzo - deformación para el acero de refuerzo de Park y Paulay se utilizó las ecuaciones (II.20) a (II.24).

De la Tabla 4.9 y para el acero de refuerzo ASTM A 706, obtenemos los valores de  $\epsilon_y = 0.0023$ ,  $\epsilon_{sh} = 0.015$  y  $\epsilon_{su} = 0.09$ .



Con la ecuación (II.22) se calculó el valor r:

$$r = 0.09 - 0.015 = 0.075$$

Con la ecuación (II.23) se calculó el valor m:

$$m = \frac{\left(\frac{6650}{4760}\right) (30 \cdot 0.075 + 1)^2 - 60 \cdot 0.075 - 1}{15 \cdot 0.075^2} = 109.71$$

Posteriormente con las ecuaciones (II.20), (II.21) y (II.24), elaboramos la Tabla A-3 y graficamos la curva esfuerzo deformación del acero de refuerzo (Figura A-4).

Tabla A-3: Valores para la elaboración de la gráfica esfuerzo - deformación del acero de refuerzo.

$\epsilon_s$	$f_s$
0.0000	0.00
0.0023	4760.00
0.0150	4760.00
0.0233	5455.31
0.0483	6358.33
0.0900	6650.00

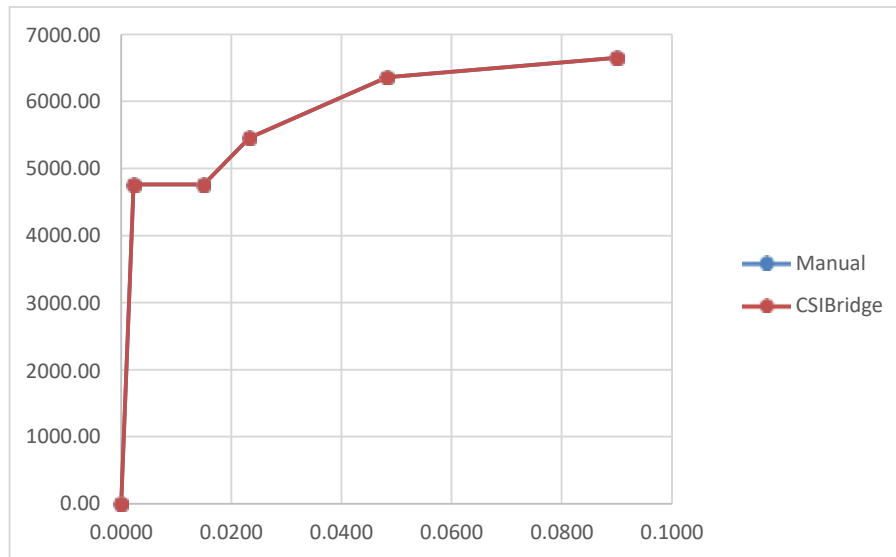


Figura A-4. Gráfica esfuerzo - deformación para el acero de refuerzo.

#### A.4 ELABORACIÓN DIAGRAMA MOMENTO - CURVATURA

Para la elaboración del diagrama Momento - Curvatura, se tomó en cuenta los esquemas de las Figs. A-5, A-6 y A-7.

En la figura A-5, se observa el esquema que se utilizó para el cálculo de las fuerzas de compresión del concreto no confinado ( $F_{nc}$ ) y las fuerzas del concreto confinado ( $F_{cc}$ ) en la zona de compresión, donde la sección achurada de color verde representa al concreto no confinado y la sección achurada de naranja representa al concreto confinado.

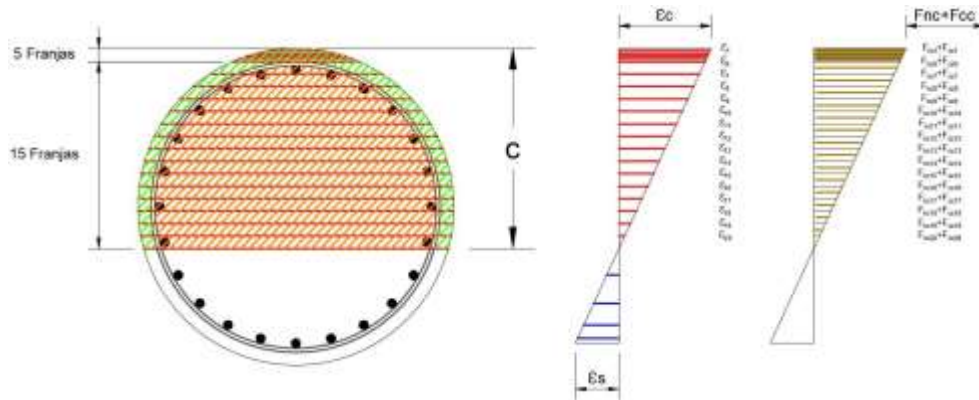


Figura A-5. Esquema para el cálculo de fuerzas de concreto no confinado y confinado en la zona de compresión.

En la figura A-6, se observa el esquema que se utilizó para el cálculo de las fuerzas en compresión y tracción del acero de refuerzo longitudinal.

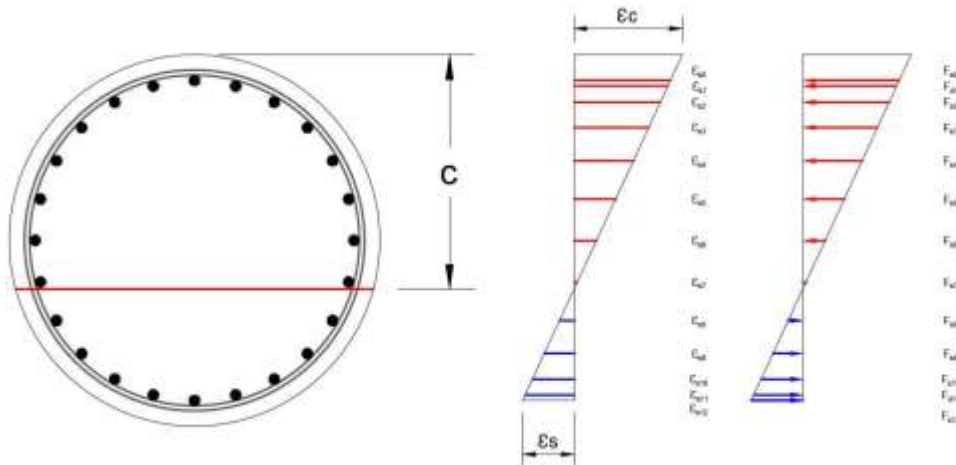


Figura A-6. Esquema para el cálculo de fuerzas de compresión y tracción del acero de refuerzo.

En la figura A-7, se observa el esquema que se utilizó para el equilibrio de fuerzas de compresión y tracción.

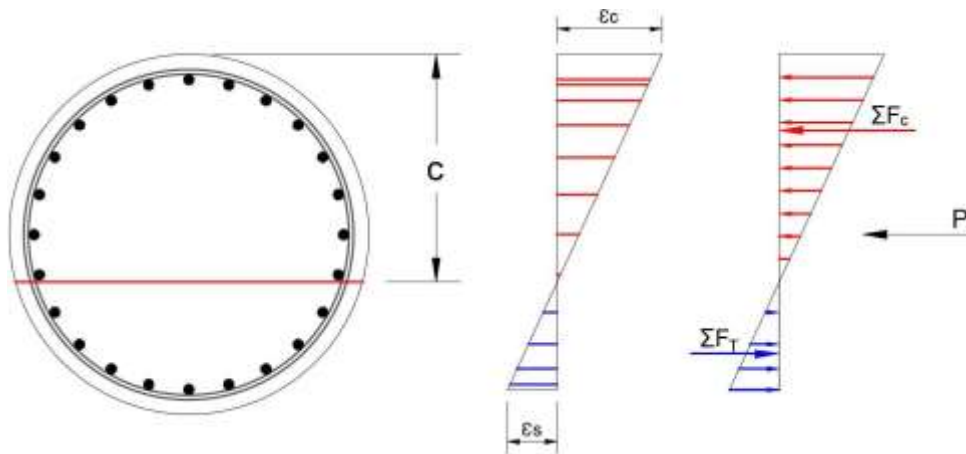


Figura A-7. Esquema para el equilibrio de fuerzas.

Posteriormente, se tomarán en cuenta los pasos indicados en el apartado 2.4. Dada la cantidad de pasos e iteraciones que se tiene que realizar se muestra el cálculo para la primera franja y los resultados de las demás franjas se presentan en las Tablas A-4, A-5, A-6.

Paso 1: Se propuso un valor para la deformación del concreto en la fibra extrema igual a  $\varepsilon_1 = 0.00037$ .

Paso 2: Se asumió un valor de  $c$  igual a 75.69 cm.

Paso 3: En este paso se calculó las deformaciones de cada una de las franjas, el cálculo de  $\varepsilon_2$  es:

$$\varepsilon_2 = \frac{0.00037(75.69 \text{ cm} - 1.00 \text{ cm})}{75.69 \text{ cm}} = 0.000365$$

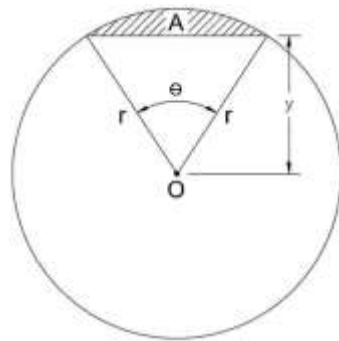
Paso 4: Se calculó los esfuerzos de compresión asociados para el concreto no confinado ( $f_{nc}$ ) y confinado ( $f_{cc}$ ) del concreto, de las gráficas esfuerzo – deformación de Mander, se obtiene:

$$f_{nc1} = 90.48 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, f_{nc2} = 89.33 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Paso 5: Se calculó los esfuerzos de compresión ( $f_{sc}$ ) y tracción ( $f_{st}$ ) del acero de refuerzo, de las gráficas esfuerzo - deformación de Park y Paulay, se obtiene:

$$f_{sc1} = 685.43 \frac{kg}{cm^2}$$

Paso 6: Se calculó las fuerzas de compresión y tracción. El área de la primera franja se calcula como se muestra en la figura A-8.



$$\theta = 2 \cos^{-1} \frac{y}{r}$$

$$A = \frac{\theta r^2}{2} - \frac{\sin \theta \cdot r^2}{2}$$

Figura A-8. Esquema para el cálculo del área de la primera franja.

$$\theta_1 = 2 \cos^{-1} \frac{59 \text{ cm}}{60 \text{ cm}} = 0.366$$

$$A_1 = \frac{0.366 \cdot (60 \text{ cm})^2}{2} - \frac{\sin(0.366) \cdot (60 \text{ cm})^2}{2} = 14.57 \text{ cm}^2$$

$$F_{nc1} = 14.57 \text{ cm}^2 \cdot \left( \frac{90.48 \frac{kg}{cm^2}}{2} + \frac{89.33 \frac{kg}{cm^2}}{2} \right) \cdot \frac{1 \text{ ton}}{1000 \text{ kg}} = 1.31 \text{ ton}$$

En este paso también se calculó la fuerza de compresión ( $F_{sc}$ ) y tracción ( $F_{st}$ ) del acero de refuerzo. El cálculo de la fuerza de compresión de la primera barra de refuerzo longitudinal es:

$$F_{sc} = 685.43 \frac{kg}{cm^2} \cdot 5.10 \text{ cm}^2 \cdot \frac{1 \text{ ton}}{1000 \text{ kg}} = 3.49 \text{ ton}$$

Paso 7: De las Tablas A-4, A-5 y A-6, se obtuvo el valor de las fuerzas en compresión y tracción para realizar el equilibrio de fuerzas, obteniéndose:

$$-311.73 \text{ ton} + 11.73 \text{ ton} = -300 \text{ ton}$$

Se observa que se cumple el equilibrio de fuerzas y por lo tanto el valor de  $c$ , asumido es el correcto.

Paso 8: Se calculó la sumatoria de los momentos de las fuerzas de compresión y tracción respecto al centro de gravedad de la sección, obteniendo un valor de:

$$M = 99.23 \text{ ton} - m$$

Paso 8: Se calculó la curvatura, como:

$$\varphi = \frac{0.00037}{75.69 \text{ cm} \cdot \frac{1 \text{ m}}{100 \text{ cm}}} = 0.000488 \frac{1}{\text{m}}$$

Paso 9: Calculando para varios valores de deformación unitaria se obtiene la Tabla A-7 con la cual se graficó el diagrama Momento - Curvatura (Figura A-9), el cual se compara con el que se realizó con el programa CSIBridge (CSI, 2019).

En la figura A-9, se ha superpuesto el diagrama Momento - Curvatura realizado mediante un cálculo manual con el que se realizó en el programa CSIBridge (Figuras. A-10 y A-11), donde se puede observar que los diagramas son idénticos, por lo cual consideramos que es completamente válido el utilizar este programa para el cálculo de los diagramas Momento - Curvatura.

Tabla A-4. Fuerzas y momentos del concreto no confinado en la zona de compresión.

CONCRETO NO CONFINADO						
	Enc	fnc	Area	Fnc (ton)	y (cm)	Mnc (ton-m)
1	3.696E-04	90.48	14.57	1.31	59.50	0.78
2	3.647E-04	89.33	26.54	2.36	58.50	1.38
3	3.598E-04	88.18	34.22	3.00	57.50	1.72
4	3.549E-04	87.04	40.35	3.49	56.50	1.97
5	3.500E-04	85.88	45.57	3.89	55.50	2.16
6	3.451E-04	84.73	128.77	10.56	52.64	5.56
7	3.221E-04	79.27	86.64	6.63	47.93	3.18
8	2.991E-04	73.77	71.89	5.10	43.22	2.21
9	2.761E-04	68.23	63.66	4.17	38.51	1.60
10	2.531E-04	62.66	58.36	3.49	33.79	1.18
11	2.301E-04	57.06	54.70	2.97	29.08	0.86
12	2.071E-04	51.43	52.07	2.53	24.37	0.62
13	1.841E-04	45.77	50.18	2.15	19.65	0.42
14	1.611E-04	40.09	48.83	1.82	14.94	0.27
15	1.381E-04	34.40	47.91	1.51	10.23	0.15
16	1.150E-04	28.69	47.36	1.22	5.52	0.07
17	9.204E-05	22.96	47.15	0.95	0.80	0.01
18	6.903E-05	17.23	47.25	0.68	-3.91	-0.03
19	4.602E-05	11.49	47.68	0.41	-8.62	-0.04
20	2.301E-05	5.75	48.47	0.14	-13.34	-0.02
			<b>Total =</b>	<b>58.37</b>	<b>Total =</b>	<b>24.06</b>

Tabla A-5. Fuerzas y momentos del concreto confinado en la zona de compresión.

	Enc	CONCRETO CONFINADO				
		f <sub>cn</sub>	Area	F <sub>c</sub> (ton)	y (cm)	Mc (ton-m)
1	3.696E-04	-	-	-	-	-
2	3.647E-04	-	-	-	-	-
3	3.598E-04	-	-	-	-	-
4	3.549E-04	-	-	-	-	-
5	3.500E-04	-	-	-	-	-
6	3.451E-04	81.32	133.18	10.50	52.64	5.53
7	3.221E-04	76.30	238.50	17.59	47.93	8.43
8	2.991E-04	71.21	301.76	20.71	43.22	8.95
9	2.761E-04	66.06	348.70	22.13	38.51	8.52
10	2.531E-04	60.85	385.44	22.44	33.79	7.58
11	2.301E-04	55.58	414.74	21.94	29.08	6.38
12	2.071E-04	50.24	438.11	20.83	24.37	5.08
13	1.841E-04	44.86	456.45	19.23	19.65	3.78
14	1.611E-04	39.41	470.36	17.24	14.94	2.58
15	1.381E-04	33.91	480.23	14.95	10.23	1.53
16	1.150E-04	28.37	486.30	12.43	5.52	0.69
17	9.204E-05	22.77	488.71	9.75	0.80	0.08
18	6.903E-05	17.13	487.53	6.97	-3.91	-0.27
19	4.602E-05	11.45	482.71	4.15	-8.62	-0.36
20	2.301E-05	5.74	474.16	1.36	-13.34	-0.18
<b>Total =</b>			<b>222.23</b>	<b>Total =</b>	<b>58.31</b>	

Donde: (-), no hay dato.

Tabla A-6. Fuerzas y momentos del acero de refuerzo en compresión y en tracción.

	Es	ACERO EN COMPRESIÓN			ACERO EN TRACCIÓN		
		f <sub>s</sub>	F <sub>sc</sub> (ton)	M <sub>sc</sub> (ton-m)	f <sub>s</sub>	F <sub>st</sub> (ton)	M <sub>st</sub> (ton-m)
0	3.312E-04	685.43	3.49	1.82	0.00	0.00	0.00
1	3.225E-04	667.47	6.80	3.43	0.00	0.00	0.00
2	2.971E-04	614.84	6.27	2.83	0.00	0.00	0.00
3	2.566E-04	531.11	5.41	2.00	0.00	0.00	0.00
4	2.039E-04	421.99	4.30	1.12	0.00	0.00	0.00
5	1.425E-04	294.92	3.01	0.41	0.00	0.00	0.00
6	7.661E-05	158.56	1.62	0.00	0.00	0.00	0.00
7	1.072E-05	22.20	0.23	0.03	0.00	0.00	0.00
8	0.000E+00	0.00	0.00	0.00	104.87	1.07	0.28
9	0.000E+00	0.00	0.00	0.00	213.99	2.18	0.80
10	0.000E+00	0.00	0.00	0.00	297.72	3.03	1.37
11	0.000E+00	0.00	0.00	0.00	350.36	3.57	1.80
12	0.000E+00	0.00	0.00	0.00	368.31	1.88	0.98
<b>Total =</b>		<b>31.13</b>	<b>11.63</b>	<b>Total =</b>	<b>11.73</b>	<b>5.23</b>	

Tabla A-7. Valores de curvatura y momento para diferentes valores de deformación unitaria, obtenidas del cálculo manual.

$\phi$	M (ton-m)
0.00000	0.00
0.00049	99.23
0.00119	158.39
0.00212	221.11
0.00328	293.70
0.00468	337.11
0.00631	358.48
0.00817	370.26
0.01025	377.33
0.01256	380.84
0.01507	380.25
0.01783	374.70
0.02081	374.48
0.02400	378.77
0.02737	383.94
0.03100	389.36
0.03489	394.37
0.03915	399.31
0.04323	403.52
0.04847	407.73

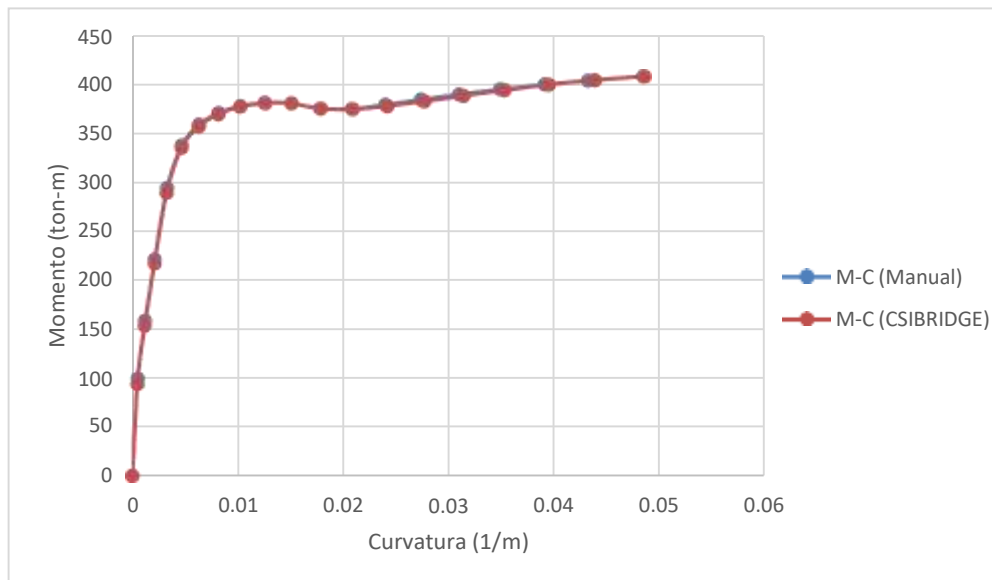


Figura A-9. Comparación del Diagrama Momento - Curvatura entre el cálculo manual y el programa CSIBridge.

**Geometry**

Chamfer: 0.0625  
Height: 1.2  
Width: 1.2  
Rotation: 0  
 Small Base Dimensions  
Base Height: 1.2  
Base Width: 1.2  
No. of Cores: 1

**Casing**

Thickness: 0  
Length Factor: 0

**Rings**

No. of Rings: 1 Ring1 Cover: 0.05 Ring2 Cover: Ring3 Cover:

Region	Ring	No. of Bundles	Bundle Type	Bundle Bar No.	Bundle Area	Bundle Material	Bundle Type	Conf. Spacing	Conf. Bar No.	Conf. Area	Conf. Material
Core1	Ring1	Show 24	Single	#5	0.0005	A796Gr60	Hoop	0.125	#5	0.0002	A706Gr60
Prestress		Edit 0	Tendon	N/A	0	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Casing		N/A	Casing	N/A	0	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

**Concrete Model**

Material:  $f_c=273 \text{ kg/cm}^2$  Core Concrete Core1 Show...  
Other Concrete Mander-Unconfn Show... Outer Concrete Mander-Unconfn Show...

Figura A-10. Datos de ingreso en la sección para el Diagrama Momento - Curvatura del programa CSIBridge.

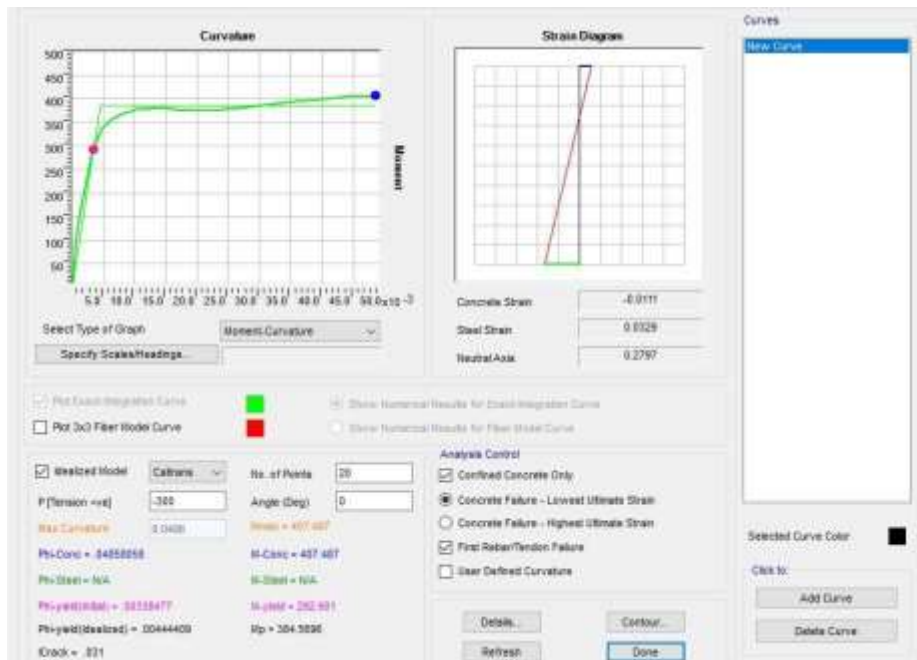


Figura A-11. Diagrama Momento - Curvatura del programa CSIBridge para la sección en estudio.



## ANEXO B: EJEMPLO DE UN ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

En este anexo se muestran los cálculos realizados para el análisis estático no lineal de un pórtico similar a los pilares de los puentes que se utilizaron en el desarrollo de la tesis y además se realizará la comparación con un análisis no lineal estático realizado en el programa CSIBridge (CSI, 2019).

Ejemplo manual:

La geometría del pórtico a utilizar se muestra en la figura B-1, la sección de las columnas, así como también las propiedades de sus materiales son las mismas que se utilizaron en el Anexo A y sección de la viga tiene un ancho de 1.50 m y un peralte de 1.25 m, de concreto  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$  y un módulo de elasticidad  $E = 2537846.2 \text{ kg/cm}^2$ . La carga axial aplicada en las columnas representa el peso de la superestructura del puente.

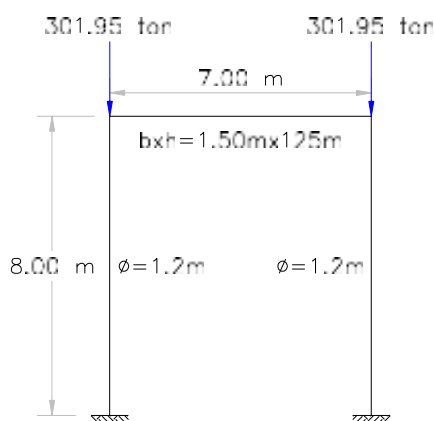


Figura B-1. Esquema del pórtico para realizar el análisis AENL.

Antes de realizar el cálculo manual, primero se calculó la longitud y ubicación de la rótula plástica que se asignará en el programa, esto se realizó con anticipación dado que los valores de la curva de capacidad se obtendrán en función de la ubicación de la rótula plástica.

Utilizando la ecuación (II.31), la longitud de la rótula plástica es:

$$L_p = 0.08 \left( \frac{8.00}{2} \right) \left( \frac{100 \text{ cm}}{1 \text{ m}} \right) \left( \frac{1 \text{ pulg}}{2.54 \text{ cm}} \right) + 0.15(68)(1) \geq 0.3(68)(1)$$

$$L_p = 22.8 \text{ pulg} \geq 20.4 \text{ pulg}$$

$$L_p = 0.58 \text{ m}$$

Dado que la longitud de la rótula plástica es 0.58m, la rótula plástica se ubicará a la mitad de esta longitud; es decir, a unos 0.29m.

Para poder realizar el cálculo manual del análisis estático no lineal, se realizó los siguientes pasos:

Paso 1: Se calculó el momento de fluencia de los elementos resistentes. Para el ejemplo, los elementos resistentes son las columnas y con ayuda del programa CSIBridge se encontró que el momento de fluencia de las columnas asociado a la carga axial de 301.95 ton es 384.99 ton-m.

Paso 2: Calcular la rigidez de todos los elementos de la estructura y la rigidez global de la estructura.

Para calcular la rigidez de cada elemento y de la estructura, primero se definen los grados de libertad (GDL) locales y globales del pórtico (Figura B-2).

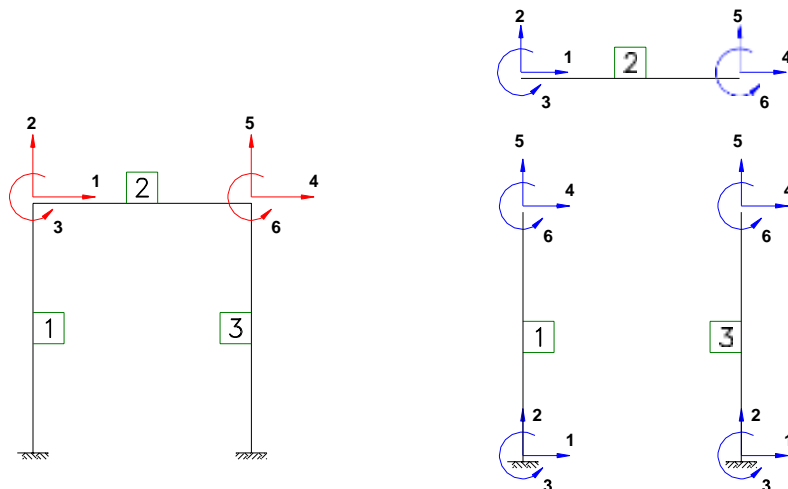


Figura B-2. GDL globales y locales del pórtico analizado.

Del análisis matricial se sabe que la rigidez de un elemento tipo viga es:

$$k^{(viga)} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \quad (B.1)$$



La rigidez de un elemento tipo columna es:

$$k^{(columna)} = \begin{bmatrix} \frac{12EI}{H^3} & 0 & -\frac{6EI}{H^2} & -\frac{12EI}{H^3} & 0 & -\frac{6EI}{H^2} \\ 0 & \frac{EA}{H} & 0 & 0 & -\frac{EA}{H} & 0 \\ -\frac{6EI}{H^2} & 0 & \frac{4EI}{H} & \frac{6EI}{H^2} & 0 & \frac{2EI}{H} \\ -\frac{12EI}{H^3} & 0 & \frac{6EI}{H^2} & \frac{12EI}{H^3} & 0 & \frac{6EI}{H^2} \\ 0 & -\frac{EA}{H} & 0 & 0 & \frac{EA}{H} & 0 \\ -\frac{6EI}{H^2} & 0 & \frac{2EI}{H} & \frac{6EI}{H^2} & 0 & \frac{4EI}{H} \end{bmatrix} \quad (B.2)$$



Donde:

“E”, es el módulo de elasticidad del elemento

“I”, es la inercia de la sección

“A”, es el área de la sección

“L”, luz de la viga

“H”, altura de la columna

Con la ecuación (B.2), se calculó la rigidez de los elementos “1” y “3”, obteniendo:

$$k^{(1)} = k^{(3)} = \begin{vmatrix} 6601.96 & 0.00 & -26407.83 & -6601.96 & 0.00 & -26407.83 \\ 0.00 & 391227.17 & 0.00 & 0.00 & -391227.17 & 0.00 \\ -26407.83 & 0.00 & 140841.78 & 26407.83 & 0.00 & 70420.89 \\ -6601.96 & 0.00 & 26407.83 & 6601.96 & 0.00 & 26407.83 \\ 0.00 & -391227.17 & 0.00 & 0.00 & 391227.17 & 0.00 \\ -26407.83 & 0.00 & 70420.89 & 26407.83 & 0.00 & 140841.78 \end{vmatrix}$$

Con la ecuación (B.1), se calculó la rigidez del elemento “2”, obteniendo:

$$k^{(2)} = \begin{vmatrix} 679780.23 & 0.00 & 0.00 & -679780.23 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & 21676.67 & 75868.33 & 0.00 & -21676.67 & 75868.33 \\ 0.00 & 75868.33 & 354052.20 & 0.00 & -75868.33 & 177026.10 \\ -679780.23 & 0.00 & 0.00 & 679780.23 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & -21676.67 & -75868.33 & 0.00 & 21676.67 & -75868.33 \\ 0.00 & 75868.33 & 177026.10 & 0.00 & -75868.33 & 354052.20 \end{vmatrix}$$

Se calculó la matriz de rigidez del pórtico igual a:

$$k = \begin{vmatrix} 686382.19 & 0.00 & 26407.83 & -679780.23 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & 412903.83 & 75868.33 & 0.00 & -21676.67 & 75868.33 \\ 26407.83 & 75868.33 & 494893.98 & 0.00 & -75868.33 & 177026.10 \\ -679780.23 & 0.00 & 0.00 & 686382.19 & 0.00 & 26407.83 \\ 0.00 & -21676.67 & -75868.33 & 0.00 & 412903.83 & -75868.33 \\ 0.00 & 75868.33 & 177026.10 & 26407.83 & -75868.33 & 494893.98 \end{vmatrix}$$

Paso 3: Se aplicó una fuerza lateral incremental al pórtico en el GDL “1”, hasta que se encontró que uno de sus elementos resistentes alcance el momento de fluencia. En este paso se aplicó una carga unitaria con lo que el vector fuerza “F”, será:

$$F = \begin{vmatrix} 1.00 & \text{ton} \\ -301.95 & \text{ton} \\ 0.00 & \text{ton-m} \\ 0.00 & \text{ton} \\ -301.95 & \text{ton} \\ 0.00 & \text{ton-m} \end{vmatrix}$$

Se sabe que:

$$F = ku \tag{B.3}$$

Donde “u” es el vector desplazamiento y si multiplicamos la inversa del vector “k” en ambos lados obtenemos:

$$k^{-1}F = u \tag{B.4}$$

Reemplazando en la ecuación (B.3) se pudo encontrar el vector desplazamiento para esa carga unitaria, obteniendo:

$$u = \begin{array}{l|l} 9.169E-05 & \text{m} \\ -7.704E-04 & \text{m} \\ -3.927E-06 & \text{rad} \\ 9.095E-05 & \text{m} \\ -7.732E-04 & \text{m} \\ -3.866E-06 & \text{rad} \end{array}$$

Luego de obtener el vector desplazamiento de la estructura, se calculó mediante la ecuación (B.3) las fuerzas correspondientes a los elementos “1” y “3”, obteniendo:

$$F^{(1)} = \begin{array}{l|l} -0.50 & \text{ton} \\ 301.42 & \text{ton} \\ 2.14 & \text{ton-m} \\ 0.50 & \text{ton} \\ -301.42 & \text{ton} \\ 1.87 & \text{ton-m} \end{array} \qquad F^{(3)} = \begin{array}{l|l} -0.50 & \text{ton} \\ 302.48 & \text{ton} \\ 2.13 & \text{ton-m} \\ 0.50 & \text{ton} \\ -302.48 & \text{ton} \\ 1.86 & \text{ton-m} \end{array}$$

Se observó que el mayor momento corresponde al GDL 3 del elemento “1”. Posteriormente, se calculó mediante una relación de triángulos el momento actuante a 029 m de la base del elemento 1 dado que ese es el punto donde se ubicará la rótula plástica, donde se obtuvo un valor de 2.00 ton-m. Realizando una regla de tres simples se pudo obtener un valor para la carga lateral del pórtico tal que el momento resultante en el GDL 3 del elemento “1” sea igual al momento de fluencia. Para una carga lateral de 1 ton se obtuvo un momento de 2.00 ton-m en la ubicación de la rótula plástica, entonces mediante una regla de tres simples si queremos obtener un momento de 384.99 ton-m se necesitó una carga lateral de

192.50 ton. Al reemplazar este valor en el vector de fuerzas “F”, los nuevos vectores fuerzas de los elementos “1” y “3” fueron:

$$F^{(1)} = \begin{array}{|l} -96.56 \\ 199.50 \\ 412.85 \\ 96.56 \\ -199.50 \\ 359.62 \end{array} \begin{array}{|l} \text{ton} \\ \text{ton} \\ \text{ton-m} \\ \text{ton} \\ \text{ton} \\ \text{ton-m} \end{array} \qquad F^{(3)} = \begin{array}{|l} -95.94 \\ 404.40 \\ 409.95 \\ 95.94 \\ -404.40 \\ 357.54 \end{array} \begin{array}{|l} \text{ton} \\ \text{ton} \\ \text{ton-m} \\ \text{ton} \\ \text{ton} \\ \text{ton-m} \end{array}$$

Con estas nuevas fuerzas se obtuvo un valor de 384.85 ton-m en la ubicación de la rótula plástica; sin embargo, se pudo observar que para la carga lateral aplicada el axial actuante sobre la columna es 199.50 y para esta carga axial, el momento de fluencia asociado es 357.28 ton-m un valor menor que 384.85 ton-m, por lo tanto se debió probar con una fuerza lateral menor hasta que se logró que el valor del momento en la ubicación de la rótula sea igual a su momento de fluencia asociado a su carga axial correspondiente. Después de realizar unas iteraciones adicionales se encontró que para la carga lateral de 179.62 ton se obtuvo los siguientes vectores de fuerza.

$$F^{(1)} = \begin{array}{|l} -90.10 \\ 206.35 \\ 385.24 \\ 90.10 \\ -206.35 \\ 335.57 \end{array} \begin{array}{|l} \text{ton} \\ \text{ton} \\ \text{ton-m} \\ \text{ton} \\ \text{ton} \\ \text{ton-m} \end{array} \qquad F^{(3)} = \begin{array}{|l} -89.52 \\ 397.55 \\ 382.53 \\ 89.52 \\ -397.55 \\ 333.63 \end{array} \begin{array}{|l} \text{ton} \\ \text{ton} \\ \text{ton-m} \\ \text{ton} \\ \text{ton} \\ \text{ton-m} \end{array}$$

Para este caso se encontró que el momento de fluencia asociado a la carga axial de 206.35 ton es 359.11 ton-m (Figura B-3), la cual coincide con el momento en la ubicación de la rótula plástica igual a 359.11 ton-m.

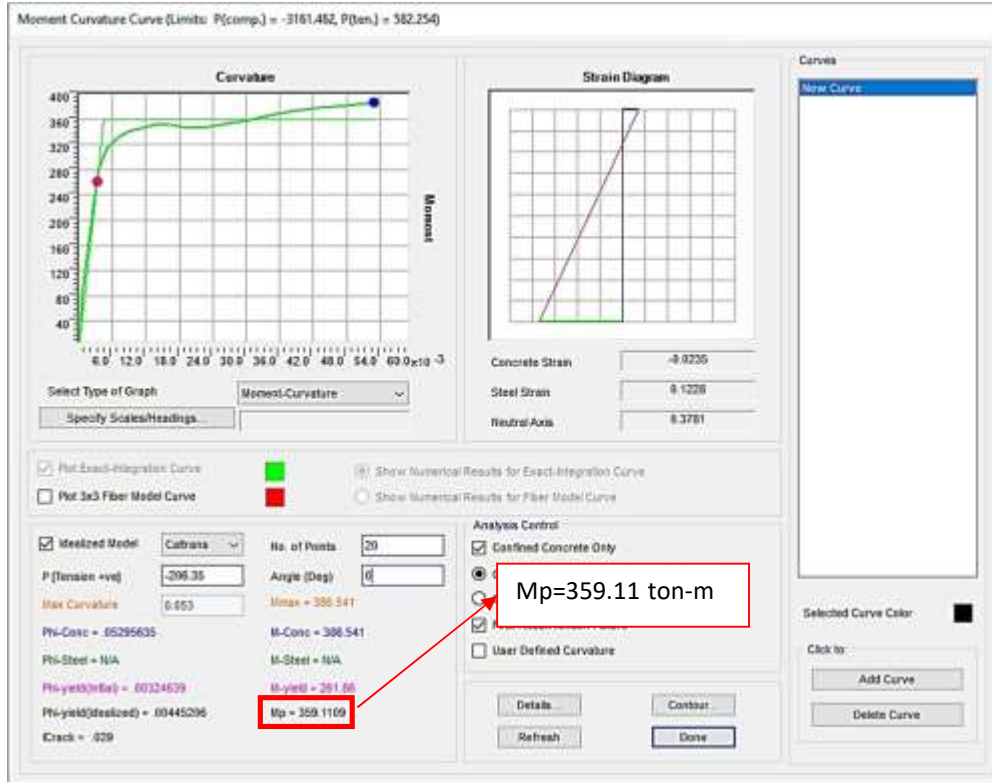


Figura B-3. Diagrama momento curvatura de la sección para una carga axial de -206.35 ton

También se calculó el vector desplazamiento de la estructura para la fuerza lateral 179.62 ton, obteniendo:

$$\mathbf{u} = \begin{bmatrix} 1.647\text{E-}02 & \text{m} \\ -5.274\text{E-}04 & \text{m} \\ -7.053\text{E-}04 & \text{rad} \\ 1.634\text{E-}02 & \text{m} \\ -1.016\text{E-}03 & \text{m} \\ -6.944\text{E-}04 & \text{rad} \end{bmatrix}$$

Tomando como punto de control el nudo correspondiente al GDL 1, se tuvo como primer par de puntos para la construcción de mi curva de capacidad al desplazamiento  $u=0.016\text{m}$  y el cortante en la base igual a  $V=179.62\text{ ton}$ .

Una vez formada la primera rótula plástica en el pórtico, se idealizó la rótula plástica mediante un modelo de plasticidad concentrada (el modelo de plasticidad concentrada es el que se ha considerado en el desarrollo de la tesis). El modelo de plasticidad concentrada está basado en el modelo propuesto por Giberson

(1969), el cual se utiliza cuando las rigideces a flexión no son iguales. Este modelo de plasticidad concentrada consiste en un miembro formado por 3 elementos (Figura B-4), el primer elemento en el nudo inicial con una plasticidad de rigidez  $(EI)_a$ , el segundo elemento elástico con una longitud "L" en una rigidez  $(EI)_0$  y el 3 elemento en el nudo final con una plasticidad de rigidez  $(EI)_b$ . La degradación de rigidez en los elementos extremos que idealiza las rótulas plásticas se obtiene de los diagramas Momento - Curvatura y que en este caso por tratarse de un diagrama Momento - Curvatura perfectamente plástico, las rigideces son  $(EI)_a = (EI)_b = 0$ .

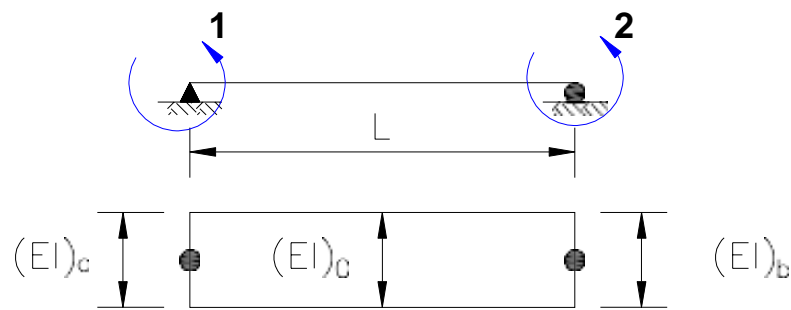


Figura B-4. Modelo de plasticidad concentrada

Para una barra con 6 GDL (Figura B-5) y considerando el modelo de Giberson se pudo obtener la matriz de rigidez del elemento en coordenadas locales (Poma, 2018), como:

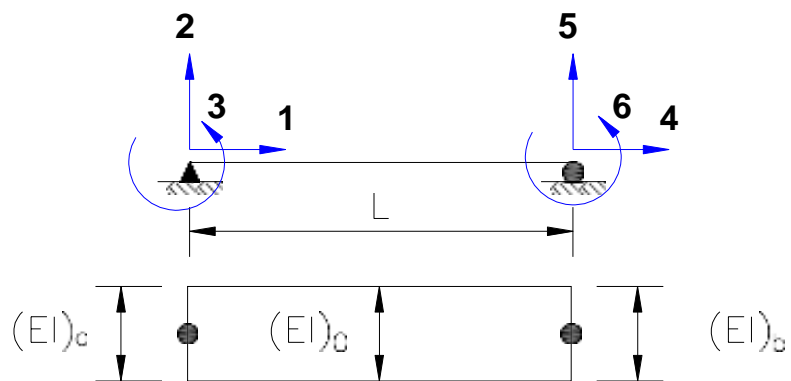


Figura B-5. Modelo de plasticidad concentrada para un elemento con 6GDL



$$k' = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{24EI_aEI_b+6EI_aEI_o+6EI_bEI_o}{L^3(EI_a+EI_b+EI_o)} & \frac{6EI_a(2EI_b+EI_o)}{L^2(EI_a+EI_b+EI_o)} & 0 & -\frac{24EI_aEI_b+6EI_aEI_o+6EI_bEI_o}{L^3(EI_a+EI_b+EI_o)} & \frac{6EI_b(2EI_a+EI_o)}{L^2(EI_a+EI_b+EI_o)} \\ 0 & \frac{6EI_a(2EI_b+EI_o)}{L^2(EI_a+EI_b+EI_o)} & \frac{6EI_b(EI_a+EI_o)}{L(EI_a+EI_b+EI_o)} & 0 & -\frac{6EI_a(2EI_b+EI_o)}{L^2(EI_a+EI_b+EI_o)} & \frac{6EI_bEI_a}{L(EI_a+EI_b+EI_o)} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{24EI_aEI_b+6EI_aEI_o+6EI_bEI_o}{L^3(EI_a+EI_b+EI_o)} & -\frac{6EI_a(2EI_b+EI_o)}{L^2(EI_a+EI_b+EI_o)} & 0 & \frac{24EI_aEI_b+6EI_aEI_o+6EI_bEI_o}{L^3(EI_a+EI_b+EI_o)} & -\frac{6EI_b(2EI_a+EI_o)}{L^2(EI_a+EI_b+EI_o)} \\ 0 & \frac{6EI_b(2EI_a+EI_o)}{L^2(EI_a+EI_b+EI_o)} & \frac{6EI_bEI_a}{L(EI_a+EI_b+EI_o)} & 0 & -\frac{6EI_b(2EI_a+EI_o)}{L^2(EI_a+EI_b+EI_o)} & \frac{6EI_b(EI_a+EI_o)}{L(EI_a+EI_b+EI_o)} \end{bmatrix} \quad (B.5)$$

Para obtener la matriz de rigidez de un elemento vertical como las columnas “1” y “3” del pórtico, se realizó la siguiente operación:

Sea la matriz de transformación “T”:

$$\mathbf{T} = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (\text{B.6})$$

Se sabe que la matriz en coordenadas globales de la matriz  $\mathbf{k}'$ , es:

$$\mathbf{k} = \mathbf{T}^T \mathbf{k}' \mathbf{T} \quad (\text{B.7})$$

Utilizando las ecuaciones (B.5), (B6) y (B7), se obtiene que la matriz de rigidez con  $(EI)_a = 0$ , para el elemento “1” del pórtico es:

$$\mathbf{k}^{(1)} = \begin{bmatrix} 1650.49 & 0.00 & 0.00 & -1650.49 & 0.00 & -13203.92 \\ 0.00 & 391227.17 & 0.00 & 0.00 & 391227.17 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 \\ -1650.49 & 0.00 & 0.00 & 1650.49 & 0.00 & 13203.92 \\ 0.00 & 391227.17 & 0.00 & 0.00 & 391227.17 & 0.00 \\ -13203.92 & 0.00 & 0.00 & 13203.92 & 0.00 & 105631.33 \end{bmatrix}$$

Paso 4: Se Calculó la nueva matriz de rigidez de la estructura, considerando la formación de rótula plástica en uno de sus elementos. Ahora en función de esta nueva matriz de rigidez para el elemento “1”, la nueva matriz de rigidez del pórtico encontrada es:

$$\mathbf{k} = \begin{bmatrix} 681430.72 & 0.00 & 13203.92 & -679780.23 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & 412903.83 & 75868.33 & 0.00 & -21676.67 & 75868.33 \\ 13203.92 & 75868.33 & 459683.54 & 0.00 & -75868.33 & 177026.10 \\ -679780.23 & 0.00 & 0.00 & 686382.19 & 0.00 & 26407.83 \\ 0.00 & -21676.67 & -75868.33 & 0.00 & 412903.83 & -75868.33 \\ 0.00 & 75868.33 & 177026.10 & 26407.83 & -75868.33 & 494893.98 \end{bmatrix}$$

Paso 5: Se repitieron los pasos 3 y 4, hasta que en todos los elementos resistentes se formen rótulas plásticas.

Después de realizar varias iteraciones, se encontró que la carga lateral para que se forme una rótula plástica en la base del elemento “3” es 17.92 ton, en este análisis se obtuvieron los siguientes vectores de fuerza para los elementos “1” y “3”:

$$F^{(1)} = \begin{array}{l|l} -4.00 & \text{ton} \\ -11.82 & \text{ton} \\ 0.00 & \text{ton-m} \\ 4.00 & \text{ton} \\ 11.82 & \text{ton} \\ 31.97 & \text{ton-m} \end{array} \quad F^{(3)} = \begin{array}{l|l} -13.93 & \text{ton} \\ 11.82 & \text{ton} \\ 60.62 & \text{ton-m} \\ 13.93 & \text{ton} \\ -11.82 & \text{ton} \\ 50.78 & \text{ton-m} \end{array}$$

Sumando los vectores fuerzas de este paso más los vectores fuerzas de los elementos “1” y “3” del paso anterior donde se formó la primera rótula en el elemento “1”, se obtiene:

$$F^{(1)} = \begin{array}{l|l} -94.11 & \text{ton} \\ 194.51 & \text{ton} \\ 385.24 & \text{ton-m} \\ 94.11 & \text{ton} \\ -194.51 & \text{ton} \\ 367.60 & \text{ton-m} \end{array} \quad F^{(3)} = \begin{array}{l|l} -103.47 & \text{ton} \\ 409.39 & \text{ton} \\ 443.27 & \text{ton-m} \\ 103.47 & \text{ton} \\ -409.39 & \text{ton} \\ 384.51 & \text{ton-m} \end{array}$$

Se encontró que para el elemento “3”, el momento en la ubicación de la rótula plástica (a 0.29m de la base del elemento “3”) es igual a 411.87 ton-m, el cual coincide con el momento de fluencia para una carga axial de 409.39 ton (Figura B-6).

Para este paso se encontró que el vector desplazamiento del pórtico es:

$$u = \begin{array}{l|l} 2.694E-03 \\ 3.027E-05 \\ -3.347E-05 \\ 2.673E-03 \\ -3.027E-05 \\ -1.399E-04 \end{array}$$

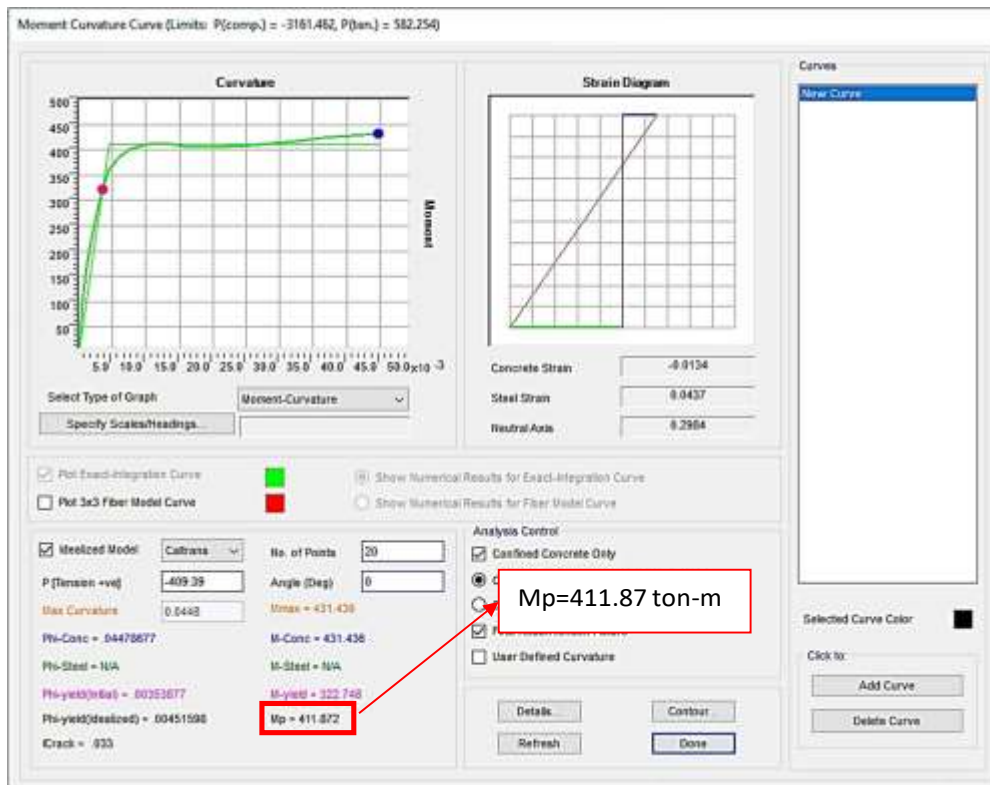


Figura B-6. Diagrama momento curvatura de la sección para una carga axial de -409.39 ton

Sumando los desplazamientos para este paso y el paso anterior se obtiene un desplazamiento en el GDL 1 igual a  $u=0.019\text{m}$  y el cortante en la base igual a  $V=197.58\text{ ton}$ .

De igual manera se procedió a encontrar los desplazamientos cuando se produzcan las rótulas plásticas en la zona superior (a 0.29 m del extremo superior) de los elementos “1” y “3”.

Cuando se forma la rótula plástica en la zona superior del elemento “1” se obtuvo un desplazamiento en el GDL 1 igual a  $u=0.021\text{m}$  y el cortante en la base igual a  $V=201.32\text{ ton}$ .

Cuando se forma la rótula plástica en la zona superior del elemento “3” se obtuvo un desplazamiento en el GDL 1 igual a  $u=0.026\text{m}$  y el cortante en la base igual a  $V=207.21\text{ ton}$ .

Paso 6: Se calculó el desplazamiento plástico de la sección para el elemento resistente más crítico (la rótula que va llegar primero a su máxima capacidad). Para el ejemplo analizado se tiene que la rótula que primero llegó a su máxima capacidad será la rótula ubicada en la zona inferior del elemento “3” (Figura B-7).

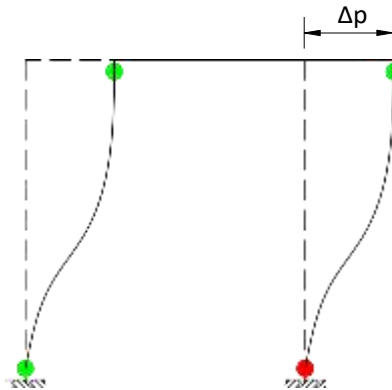


Figura B-7. Rótula inferior del elemento “3” alcanzó su máxima capacidad

El desplazamiento plástico se calculó con los momentos asociados cuando se forman rótulas plásticas en todos los elementos resistentes, junto a las ecuaciones (II.32) y (II.33). El resumen de estos cálculos se muestra en la Tabla B-1.

Tabla B-1: Cálculo de desplazamiento plástico para el elemento “3”.

	$M_p$ (ton-m)	$L$ (m)	$L_p$ (m)	$\varphi_y$	$\varphi_u$	$\varphi_p$	$\Theta_p$	$\Delta_p$ (m)
Inf	411.0095	3.9849	0.58	0.004515	0.044743	0.040227	0.0233	0.0862
Sup	414.362	4.0151	0.58	0.004515	0.044743	0.040227	0.0233	0.0869
							Total	0.1731

Paso 7: Se sumó el desplazamiento elástico y el desplazamiento plástico para obtener el último punto de la curva de capacidad.

La suma del desplazamiento elástico (es el desplazamiento antes de la formación de la primera rótula plástica) y el desplazamiento plástico es:

$$u = 0.01647 \text{ m} + 0.1731 \text{ m} = 0.19 \text{ m}$$

En la Tabla B-2, se observa una tabla resumen con todos los datos obtenidos de desplazamiento y cortante en la base.

Tabla B-2: Valores de desplazamiento y cortante obtenidos del análisis Pushover manual.

Paso	Desplazamiento (m)	Cortante (ton)
0	0	0
1	0.016	179.62
2	0.019	197.58
3	0.021	201.32
4	0.026	207.21
5	0.190	207.21

En la figura B-8, se muestra la curva de capacidad del análisis Pushover manual, con los datos de la Tabla B-1.

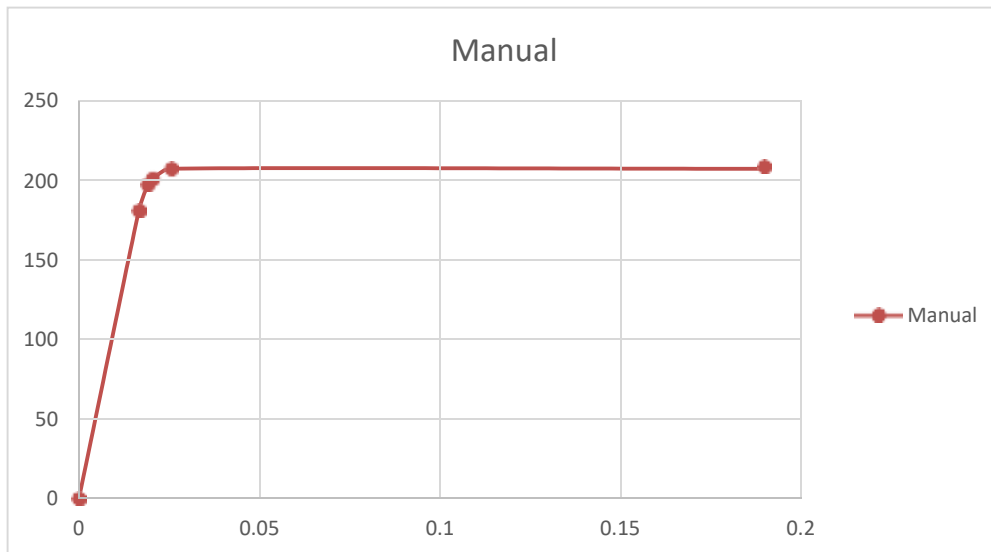


Figura B-8. Curva de capacidad del análisis Pushover manual

Ejemplo con el programa CSIBridge.

Se realizó el mismo ejemplo manual del pórtico de la figura B-1 con el programa CSIBridge.

En la figura B-9, se observa la definición de las propiedades del concreto  $f'c = 210\text{kg/cm}^2$  para el concreto de la viga del pórtico.

Figura B-9. Definición de las propiedades del concreto  $f'c=210\text{kg/cm}^2$  en el programa CSIBridge

En la figura B-10, se observa la definición de las propiedades no lineales del concreto  $f'c = 273\text{kg/cm}^2$  para las columnas del pórtico.

Figura B-10. Definición de las propiedades no lineales del concreto  $f'c=210\text{kg/cm}^2$  en el programa CSIBridge

En la figura B-11, se observa la definición de las propiedades no lineales del acero de refuerzo A706 Gr 60 para las columnas del pórtico.

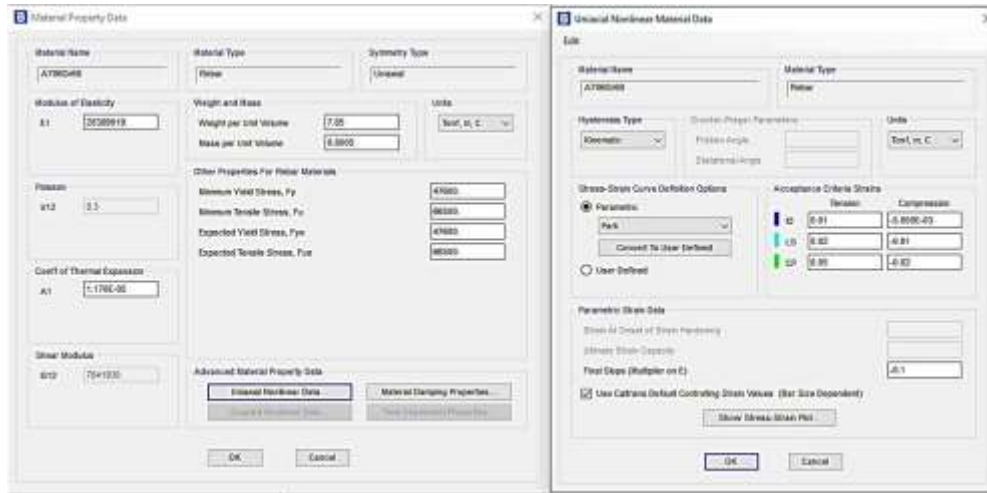


Figura B-11. Definición de las propiedades no lineales del concreto acero de refuerzo A706 Gr 60 en el programa CSIBridge

En la figura B-12, se muestra la definición de la viga del pórtico.

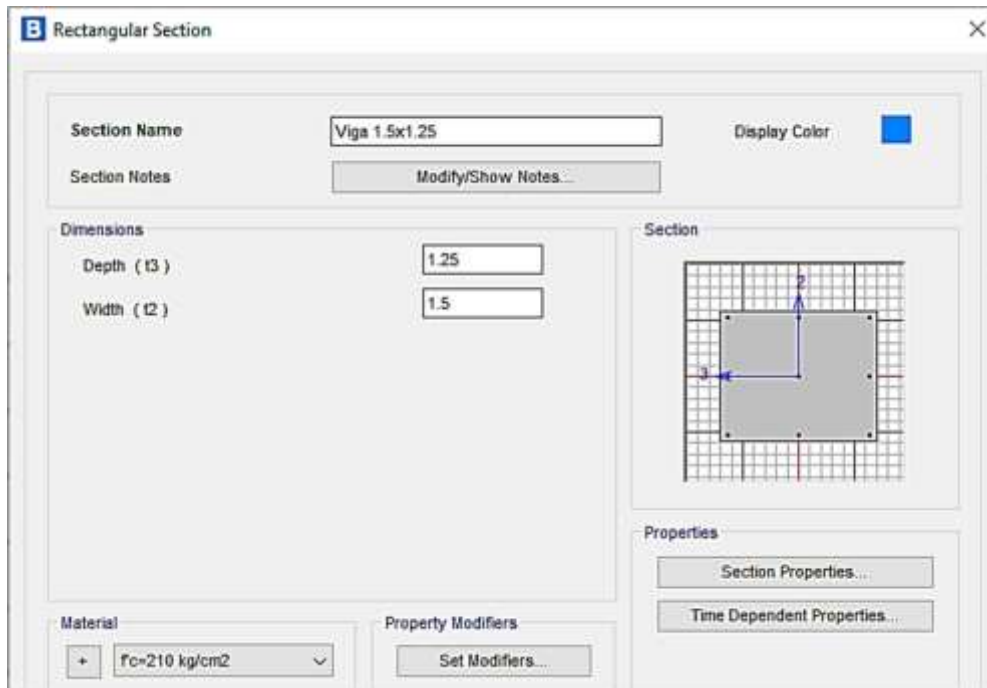


Figura B-12. Definición del elemento viga del pórtico en el programa CSIBridge



En la figura B-13, se muestra la definición de las columnas del pórtico.

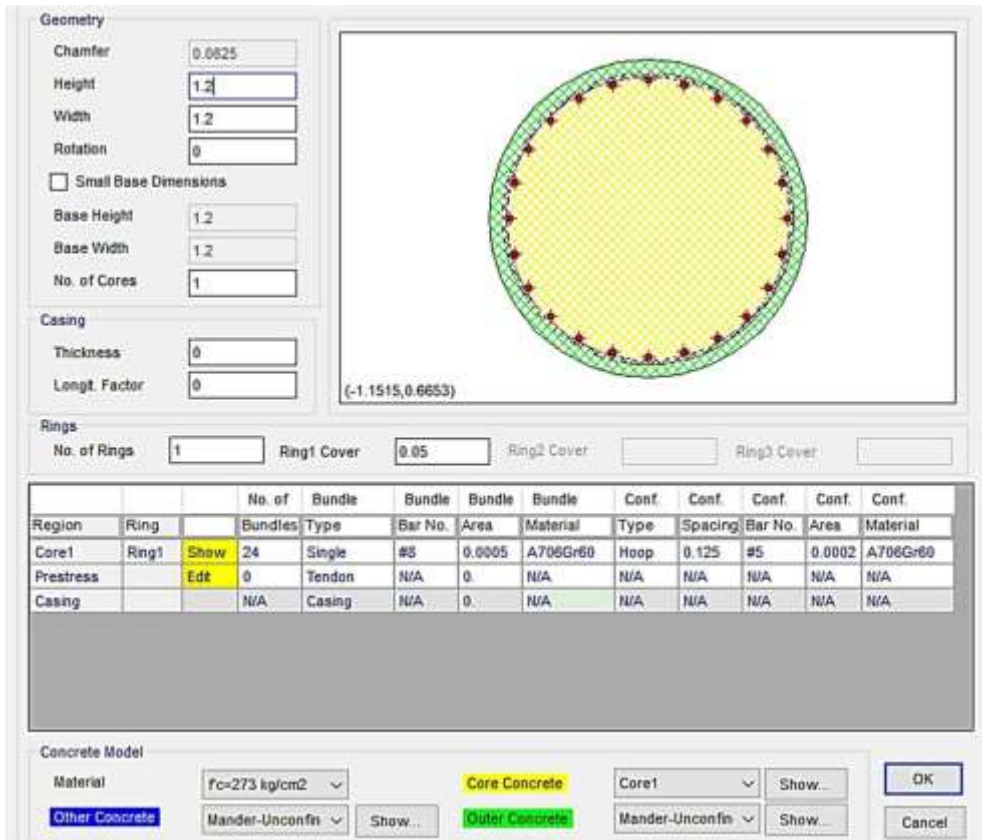


Figura B-13. Definición de los elementos columnas del pórtico en el programa CSIBridge

En la figura B-14, se muestra el pórtico generado en el programa CSIBridge de acuerdo con la geometría indicada en la Fig- B-1.

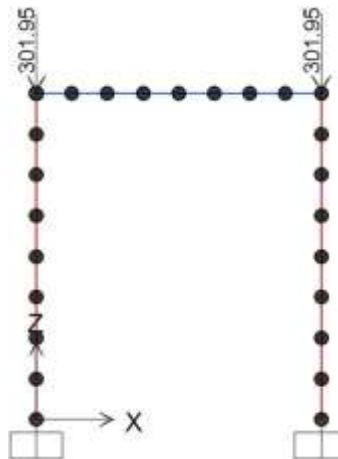


Figura B-14. Pórtico generado en el programa CSIBridge

En la figura B-15, se muestra la definición de la rótula plástica en el programa CSIBridge.

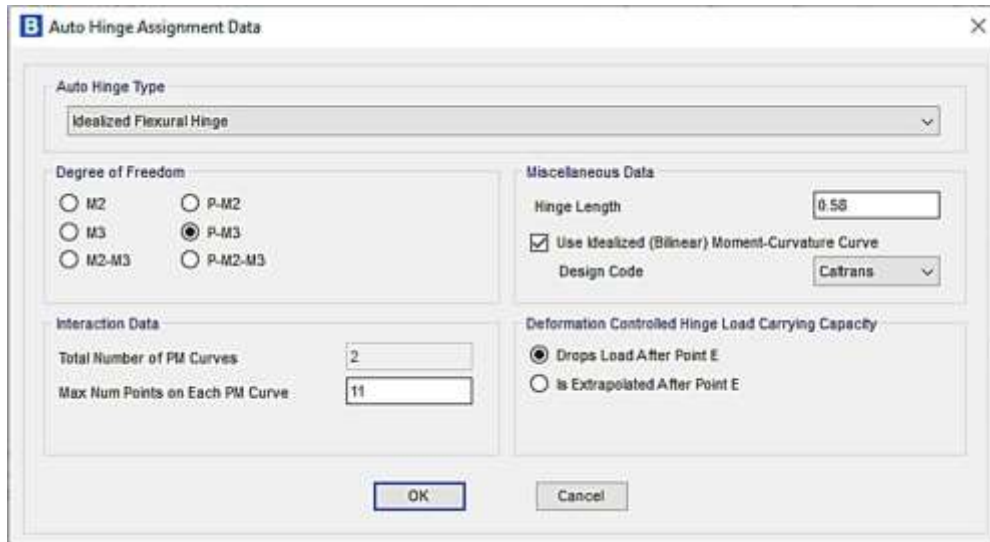


Figura B-15. Definición de rótula plástica en el programa CSIBridge

En la figura B-16, se muestra la asignación de las rótulas plásticas en el programa CSIBridge.

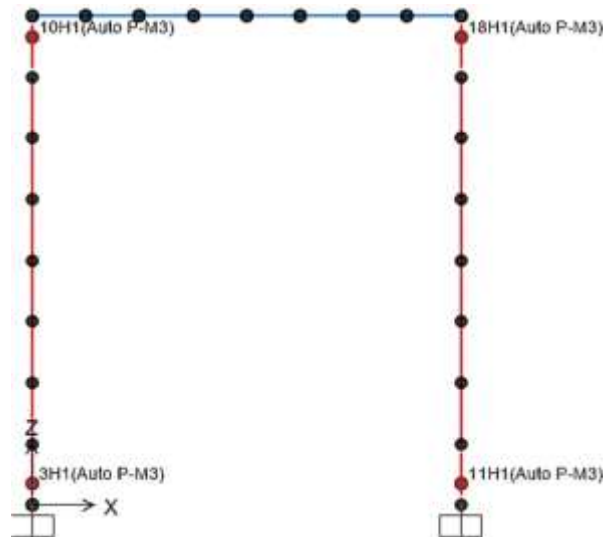


Figura B-16. Asignación de la rótula plástica en el programa CSIBridge

En la figura B-17, se observa el patrón de cargas gravitacionales no lineal en el programa CSIBridge.

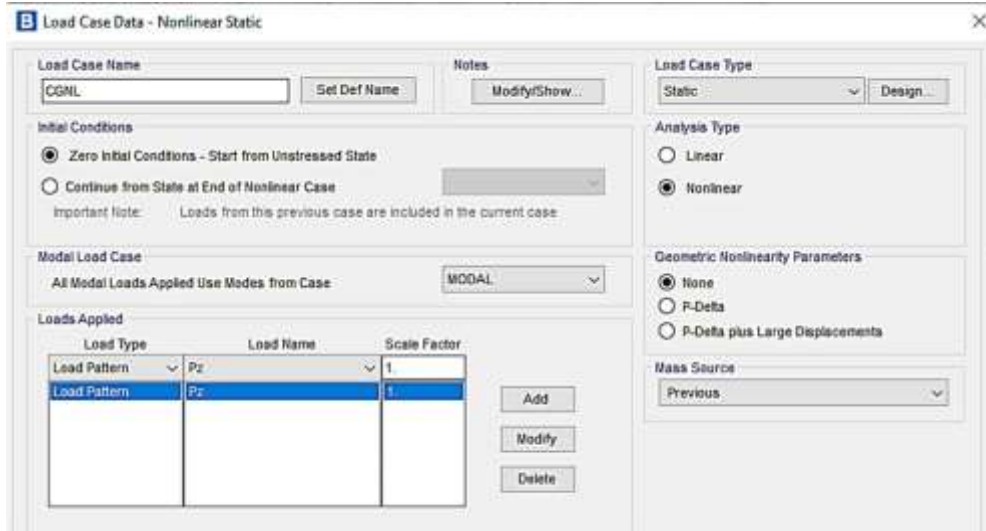


Figura B-17. Caso de cargas de gravedad no lineales en el programa CSIBridge

En la figura B-18, se observa el caso de carga estático no lineal (Pushover) en el programa CSIBridge.

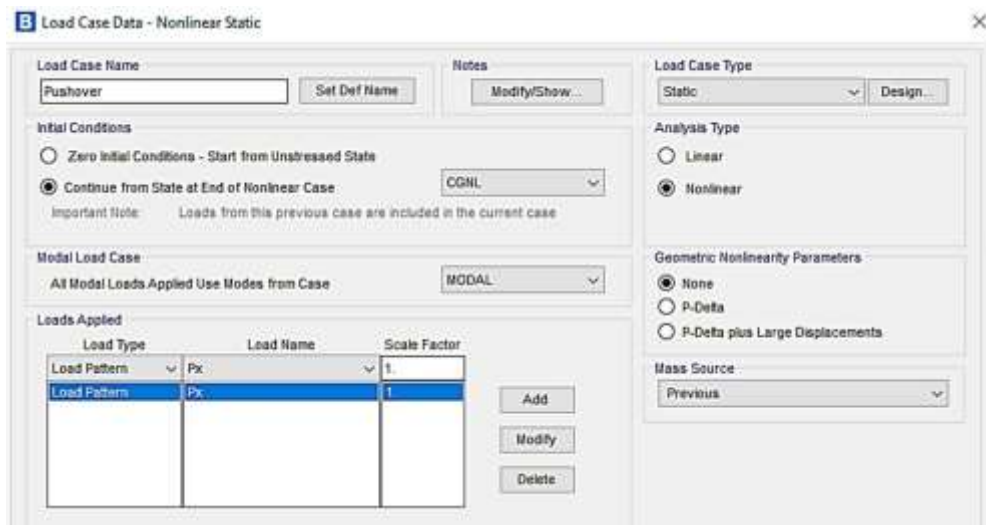


Figura B-18. Caso de cargas de gravedad no lineales en el programa CSIBridge

En la figura B-19, se observa el paso final del análisis Pushover en el programa CSIBridge.

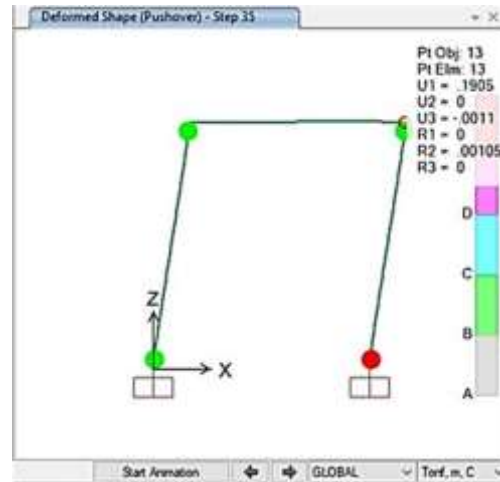


Figura B-19. Paso final del análisis Pushover con el programa CSIBridge

En la figura B-20, se observa la curva de capacidad del Pushover en el programa CSIBridge.

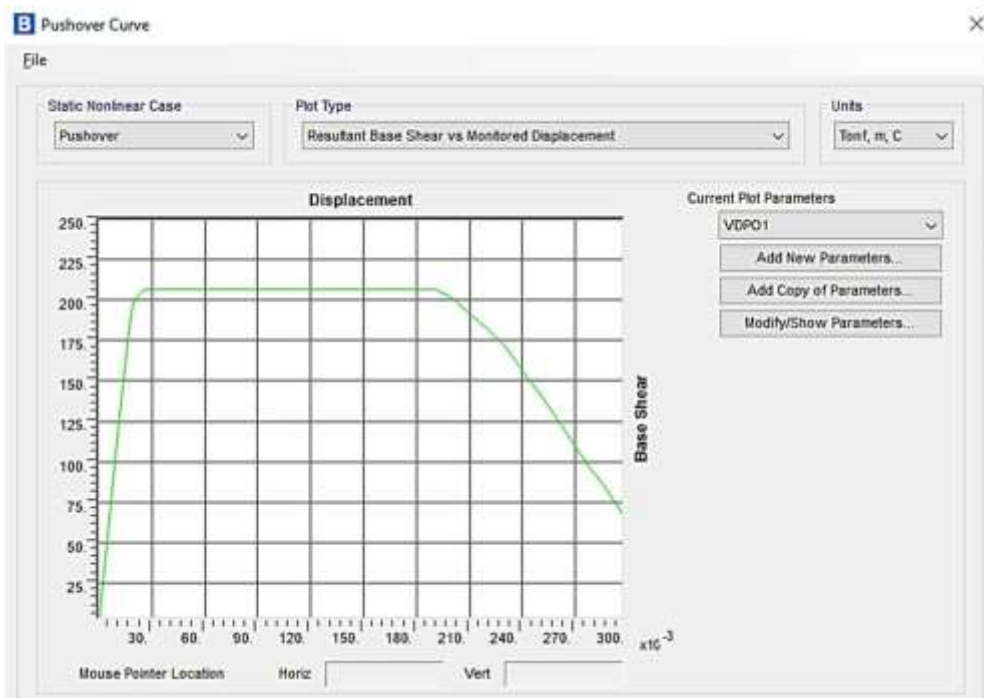


Figura B-20. Curva de capacidad del análisis Pushover con el programa CSIBridge

Finalmente, en la figura B-21 se pudo observar la superposición de la curva de capacidad del análisis Pushover manual y el realizado con el programa CSIBridge, observándose que ambas curvas son similares, por lo que se validó el uso de esta herramienta para los análisis realizados en esta tesis.

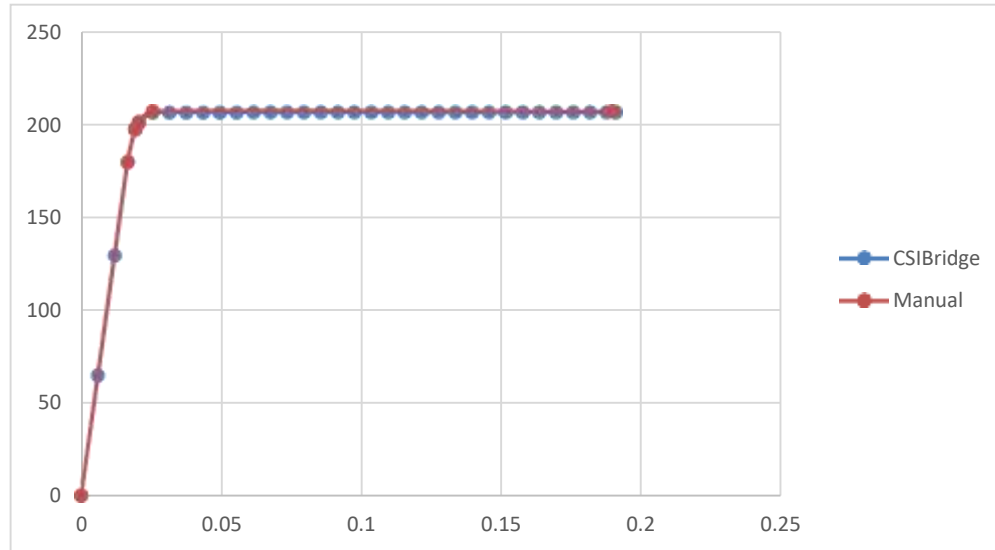


Figura B-21. Curva de capacidad del análisis Pushover manual y el obtenido con el programa CSIBridge

## ANEXO C: EJEMPLO DE ANÁLISIS ESPECTRAL

En este anexo se muestran los cálculos para el análisis espectral de un pórtico, el pórtico es el mismo que se utilizó en el Anexo B, y además se realizará la comparación con un análisis espectral realizado en el programa CSIBridge (CSI, 2019).

Ejemplo manual:

La geometría y propiedades de los materiales del pórtico corresponde al pórtico que se utilizó en el Anexo B (Figura C-1).

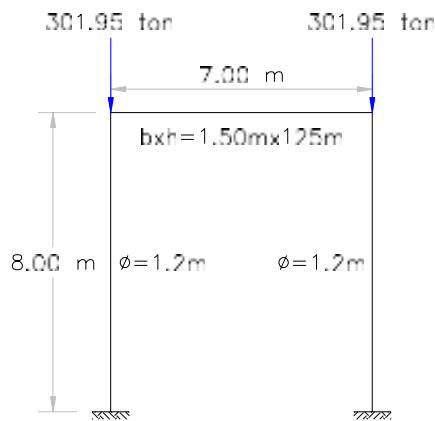


Figura C-1. Esquema del pórtico para realizar el análisis espectral.

Para realizar el análisis modal espectral primero se deben conocer algunos conceptos previos los cuales pueden ser revisados con mayor profundidad en el texto de Chopra (2014).

La ecuación de movimiento en el caso de vibración libre para un sistema no amortiguado es:

$$M\ddot{u} + ku = 0 \quad (C.1)$$

Donde:

$M$ : Matriz de masa de la estructura.

$K$ : Matriz de rigidez de la estructura.

$\ddot{u}$ : Aceleración de la masa.

$u$ : Desplazamiento de la masa.

La solución de este sistema de ecuaciones conduce a un sistema de ecuaciones algebraicas lineales de la forma:

$$[K - \omega_n^2 M] \phi_n = 0 \quad (C.2)$$

Esta ecuación algebraica se conoce como problema matricial de valor característico o matriz de autovalores, donde el problema radica en encontrar el valor escalar de  $\omega_n^2$  y el vector  $\phi_n$ . La solución trivial para esta ecuación (C.2) es  $\phi_n = 0$ ; sin embargo, esta solución no tiene sentido ya que no implica movimiento. Para soluciones no triviales se cumple:

$$\det[K - \omega_n^2 M] = 0 \quad (C.3)$$

La ecuación (C.3) se conoce como ecuación característica o ecuación de frecuencias. Esta ecuación tiene N raíces reales y positivas para  $\omega_n^2$  ya que las matrices de masa y rigidez de la estructura son simétricas y positivas. Estas "N" raíces determinan las "N" frecuencias naturales de vibración  $\omega_n$  ( $n = 1, 2, \dots, N$ ), posteriormente se puede calcular el vector  $\phi_n$ . Reemplazando  $\lambda$  por  $\omega_n^2$ , podemos reescribir la ecuación (C.3) como:

$$\det[K - \lambda M] = 0 \quad (C.4)$$

Ahora se define el valor  $\Gamma$ , como el factor de participación del modo n, mediante la siguiente expresión:

$$\Gamma_n = \frac{\phi_n^T M b}{M_n} = \frac{\phi_n^T M b}{\phi_n^T M \phi_n} = \frac{L}{M_n} \quad (C.5)$$

Donde "b" es el vector de dirección sísmica.

La masa modal efectiva del modo n es:

$$\beta_n = \frac{(\phi_n^T M b)^2}{\phi_n^T M \phi_n} \quad (C.6)$$

Se calculó la fracción de masa modal participativa como  $\beta_n/m$ , donde m es la masa total sobre la estructura.

Para realizar el análisis espectral se siguieron los siguientes pasos:

Paso 1: Se definió el vector “b” que corresponde a la dirección del sismo, como:

$$b = \begin{pmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

Paso 2: Se determinó la matriz de masa “M” y de rigidez “K” de la estructura.

Para el pórtico en estudio se tiene que la matriz de masa “M” es:

$$M = \begin{pmatrix} 30790.33 & 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & 30790.33 & 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00 & 0.00 & 30790.33 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 & 30790.33 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 & 30790.33 \end{pmatrix}$$

La matriz de rigidez del pórtico que se calculó en el anexo B, es:

$$k = \begin{pmatrix} 686382.19 & 0.00 & 26407.83 & -679780.23 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & 412903.83 & 75868.33 & 0.00 & -21676.67 & 75868.33 \\ 26407.83 & 75868.33 & 494893.98 & 0.00 & -75868.33 & 177026.10 \\ -679780.23 & 0.00 & 0.00 & 686382.19 & 0.00 & 26407.83 \\ 0.00 & -21676.67 & -75868.33 & 0.00 & 412903.83 & -75868.33 \\ 0.00 & 75868.33 & 177026.10 & 26407.83 & -75868.33 & 494893.98 \end{pmatrix}$$

Paso 3: Estimar la razón de amortiguamiento a considerar en el análisis espectral.

En el análisis se consideró un amortiguamiento “ $\zeta$ ” del 5%.

Paso 4: Determinar las frecuencias  $\omega_n$ , periodos  $T_n$  y modos de vibración  $\phi_n$ .

Para encontrar las frecuencias, primero se realizó el cálculo de los autovalores en la ecuación (C.4), primero se define la matriz “A”, como:

$$A = K^{-1} \cdot M \tag{C.7}$$



Obteniendo la matriz "A", como:

$$A = \begin{vmatrix} 0.003 & 0.000 & 0.000 & 0.003 & 0.000 & 0.000 \\ 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 \\ 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 \\ 0.003 & 0.000 & 0.000 & 0.003 & 0.000 & 0.000 \\ 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 \\ 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 & 0.000 \end{vmatrix}$$

Se calculó los autovalores  $\lambda_i = \frac{1}{\delta_i}$ , como:

$$\delta_i = \text{eigenvals}(A) = \begin{vmatrix} 0.0056243 \\ 0.0000787 \\ 0.0000769 \\ 0.00002257 \\ 0.0000000 \\ 0.0000000 \end{vmatrix} s^2$$

De acuerdo al cálculo de los autovalores, se observó que existen 4 raíces y por lo tanto 4 formas modales.

$$\begin{matrix} 1 & \delta_1 & s^2 & \lambda = \frac{1}{\delta_1} = 177.7832 \frac{1}{s^2} \\ & & & \lambda = \frac{1}{\delta_2} = 12706.1695 \frac{1}{s^2} \\ & & & \lambda = \frac{1}{\delta_3} = 13004.2307 \frac{1}{s^2} \\ & & & \lambda = \frac{1}{\delta_4} = 44298.5985 \frac{1}{s^2} \end{matrix}$$

Se calculó las frecuencias de cada modo:

$$\omega_1 = \sqrt{\lambda_1} = 13.33 \frac{1}{s}$$

$$\omega_2 = \sqrt{\lambda_2} = 112.72 \frac{1}{s}$$

$$\omega_3 = \sqrt{\lambda_3} = 114.04 \frac{1}{s}$$

$$\omega_4 = \sqrt{\lambda_4} = 210.47 \frac{1}{s}$$

Se calculó los periodos para cada modo, como:

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = 0.47123 \text{ s}$$

$$T_2 = \frac{2\pi}{\omega_2} = 0.05574 \text{ s}$$

$$T_3 = \frac{2\pi}{\omega_3} = 0.05510 \text{ s}$$

$$T_4 = \frac{2\pi}{\omega_4} = 0.02985 \text{ s}$$

Ahora se calculó los autovectores para encontrar las formas modales, como:

$$\Phi_i = \text{eigenvecs}(A) = \begin{pmatrix} 0.7064 & 0 & -0.0104 & 0 & 0 \\ 0.0107 & 0.7071 & 0.6898 & 0 & 0 \\ -0.0302 & 0 & -0.1554 & 1 & 0 \\ 0.7064 & 0 & -0.0104 & 0 & 0 \\ -0.0107 & 0.7071 & -0.6898 & 0 & 0 \\ -0.0302 & 0 & -0.1554 & 0 & 1 \end{pmatrix}$$

Los autovectores de las cuatro formas de modo son:

$$\Phi_{1\_gen} = \begin{pmatrix} \phi_{1,1} \\ \phi_{2,1} \\ \phi_{3,1} \\ \phi_{4,1} \\ \phi_{5,1} \\ \phi_{6,1} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0.7064 \\ 0.0107 \\ -0.0302 \\ 0.7064 \\ -0.0107 \\ -0.0302 \end{pmatrix} \quad \Phi_1 = \frac{\Phi_{1\_gen}}{\phi_{1,1}} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ 0.0151 \\ -0.0427 \\ 1.0000 \\ -0.0151 \\ -0.0427 \end{pmatrix}$$

$$\Phi_{2\_gen} = \begin{pmatrix} \phi_{1,2} \\ \phi_{2,2} \\ \phi_{3,2} \\ \phi_{4,2} \\ \phi_{5,2} \\ \phi_{6,2} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0.0000 \\ 0.7071 \\ 0.0000 \\ 0.0000 \\ 0.7071 \\ 0.0000 \end{pmatrix} \quad \Phi_2 = \frac{\Phi_{2\_gen}}{\phi_{2,2}} = \begin{pmatrix} 0.0000 \\ 1.0000 \\ 0.0000 \\ 0.0000 \\ 1.0000 \\ 0.0000 \end{pmatrix}$$

$$\phi_{3\_gen} = \begin{vmatrix} \phi_{1,3} \\ \phi_{2,3} \\ \phi_{3,3} \\ \phi_{4,3} \\ \phi_{5,3} \\ \phi_{6,3} \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} -0.0104 \\ 0.6898 \\ -0.1554 \\ -0.0104 \\ -0.6898 \\ -0.1554 \end{vmatrix} \quad \phi_3 = \frac{\phi_{3\_gen}}{\phi_{2,3}} = \begin{vmatrix} -0.0151 \\ 1.0000 \\ -0.2252 \\ -0.0151 \\ -1.0000 \\ -0.2252 \end{vmatrix}$$

$$\phi_{4\_gen} = \begin{vmatrix} \phi_{1,4} \\ \phi_{2,4} \\ \phi_{3,4} \\ \phi_{4,4} \\ \phi_{5,4} \\ \phi_{6,4} \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 0.7047 \\ 0.0000 \\ -0.0585 \\ -0.7047 \\ 0.0000 \\ 0.0585 \end{vmatrix} \quad \phi_4 = \frac{\phi_{4\_gen}}{\phi_{1,4}} = \begin{vmatrix} 1.0000 \\ 0.0000 \\ -0.0831 \\ -1.0000 \\ 0.0000 \\ 0.0831 \end{vmatrix}$$

Paso 5: Se determinó el factor de participación " $\Gamma_n$ ", la masa modal efectiva " $\beta_n$ " y revisar que estas superen el 90% de la masa total.

En la Tabla C.1, se muestran los resultados del cálculo del factor de participación modal " $\Gamma_n$ " y la masa modal efectiva de cada modo " $\beta_n$ ", con ayuda de las ecuaciones (C.5) y (C.6), y la fracción de masa modal participativa " $\beta_n/m$ ".

Tabla C-1: Factor de participación modal ( $\Gamma$ ), masa modal efectiva ( $\beta$ ) y fracción de masa modal participativa ( $\beta_n/m$ ).

	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4
$\Gamma_n$	0.9998	0	-0.0151	0
$\beta_n$ (kg)	61566.6174	0	14.0447	0
$\beta_n/m$	0.9998	0	0.0002	0

Se pudo observar que para la respuesta horizontal de los modos 1 y 3, si sumamos las masas participativas de ambos modos obtenemos un 100% superior al 90% de la masa total que es los que se considera para validar la cantidad de modos a considerar en el análisis.

Paso 6: Se encontró para cada modo la respuesta máxima.

A continuación, se definió el espectro de diseño a utilizar en el ejemplo. Los parámetros sísmicos del espectro de diseño con un PGA de 0.52 y un suelo tipo D, se muestran en la Tabla C-2. Los valores de la Tabla C-2, se encontraron con ayuda de las Tablas 4.2, 4.3 y 4.4 del capítulo IV.

Tabla C-2: Parámetros sísmicos para suelo denso y suelo blando.

	Suelo Blando (Tipo D)
$PGA$	0.52
$S_s$	1.26
$S_1$	0.48
$F_{PGA}$	1.00
$F_a$	1.00
$F_v$	1.52

Para construir el espectro de diseño se utilizó los valores de la Tabla C-2 y las ecuaciones (IV.1) a (IV.5). EL espectro de diseño que se obtuvo se muestra en la figura C-2.

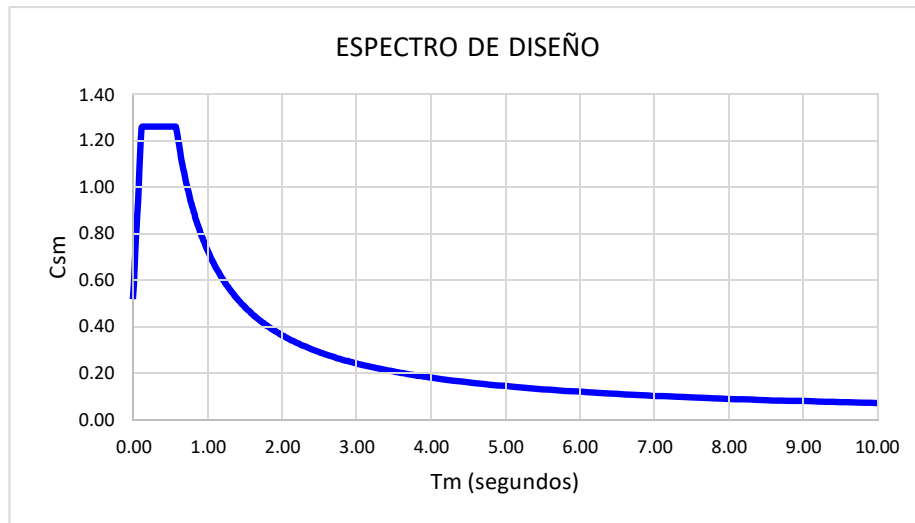


Figura C-2. Espectro de diseño para un suelo Tipo D y PGA=0.52.

Con el espectro de diseño se pudo obtener los coeficientes sísmicos ( $C_{sm}$ ) correspondiente a cada modo. De la Tabla C-1, se pudo observar que el factor de

participación modal correspondiente al modo 4 es 0, por lo tanto, sólo se tomó en cuenta los 3 primeros modos para el cálculo de respuesta máxima probable.

Para el primer modo se tiene:  $T_1 = 0.47123 \text{ s} \rightarrow C_{sm1} = 1.26 \text{ g}$

Para el segundo modo se tiene:  $T_2 = 0.05574 \text{ s} \rightarrow C_{sm2} = 0.8762 \text{ g}$

Para el tercer modo se tiene:  $T_3 = 0.0551 \text{ s} \rightarrow C_{sm3} = 0.8721 \text{ g}$

El desplazamiento relativo espectral del modo, se calculó como:

$$D_n = C_{sm1} \cdot \left(\frac{1}{\omega_n}\right)^2 \quad (C.8)$$

El vector desplazamiento para el modo n, se calculó como:

$$u_n = \Gamma_n \cdot D_n \cdot \phi_n \quad (C.9)$$

Utilizando las ecuaciones (C.8) y (C.9) para los 3 modos se obtuvo:

$$D1 = 0.0695 \text{ m} \quad u_1 = \begin{vmatrix} 0.06949 \\ 0.00105 \\ -0.00297 \\ 0.006949 \\ -0.00105 \\ -0.00297 \end{vmatrix} \text{ m} \quad \begin{array}{l} u_{11} = 0.06949 \text{ m} \\ u_{21} = 0.00105 \text{ m} \\ u_{31} = -0.00297 \text{ m} \\ u_{41} = 0.006949 \text{ m} \\ u_{51} = -0.00105 \text{ m} \\ u_{61} = -0.00297 \text{ m} \end{array}$$

$$D2 = 0 \text{ m} \quad u_2 = \begin{vmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{vmatrix} \text{ m} \quad \begin{array}{l} u_{12} = 0 \text{ m} \\ u_{22} = 0 \text{ m} \\ u_{32} = 0 \text{ m} \\ u_{42} = 0 \text{ m} \\ u_{52} = 0 \text{ m} \\ u_{62} = 0 \text{ m} \end{array}$$

$$D3 = 0.00066 \text{ m} \quad u_3 = \begin{vmatrix} 0 \\ -0.00001 \\ 0 \\ 0 \\ 0.00001 \\ 0 \end{vmatrix} \text{ m} \quad \begin{array}{l} u_{13} = 0 \text{ m} \\ u_{23} = -0.00001 \text{ m} \\ u_{33} = 0 \text{ m} \\ u_{43} = 0 \text{ m} \\ u_{53} = 0.00001 \text{ m} \\ u_{63} = 0 \text{ m} \end{array}$$

Paso 7: Se calculó la respuesta máxima probable de la estructura, mediante la combinación modal por el método de la combinación cuadrática completa o conocido por sus siglas en inglés como “CQC”.

El método “CQC” toma en cuenta el factor de correlación  $\rho_{in}$  entre los modos de la estructura. Si  $r_{no}$  es la respuesta máxima del modo n, entonces:

$$r_o = \left( \sum_{i=1}^N \sum_{n=1}^N \rho_{in} r_{io} r_{no} \right) \rightarrow r_o = \left( \sum_{n=1}^M r_{no}^2 + \sum_{i=1}^N \sum_{n=1}^N \rho_{in} r_{io} r_{no} \right) \quad (C.10)$$

El factor de correlación  $\rho_{in}$ , se calculó como:

$$\rho_{in} = \frac{8\zeta^2(1+a_{in})a_{in}^{3/2}}{(1-a_{in}^2)^2 + 4\zeta^2 a_{in}(1+a_{in})^2} \quad (C.11)$$

Donde “ $a_{in}$ ”, es la relación entre las frecuencias de los modos y se calcula como:

$$a_{in} = \omega_i / \omega_n \quad (C.12)$$

Los valores de “ $a_{in}$ ” y “ $\rho_{in}$ ” para los 3 modos de vibración son:

$$a_{12} = \omega_1 / \omega_2 = 0.1182873 \quad \rho_{12} = 0.0009345$$

$$a_{13} = \omega_1 / \omega_3 = 0.1169238 \quad \rho_{12} = 0.0009167$$

$$a_{23} = \omega_2 / \omega_3 = 0.9884734 \quad \rho_{12} = 0.9867205$$

Por lo tanto, las respuestas máximas probables encontradas son:

$$u_1 = \sqrt{u_{11}^2 + u_{12}^2 + u_{13}^2 + 2\rho_{12}u_{11}u_{12} + 2\rho_{13}u_{11}u_{13} + 2\rho_{23}u_{12}u_{13}} = 0.0694833m$$

$$u_2 = \sqrt{u_{21}^2 + u_{22}^2 + u_{23}^2 + 2\rho_{12}u_{21}u_{22} + 2\rho_{13}u_{21}u_{23} + 2\rho_{23}u_{22}u_{23}} = 0.0010495m$$

$$u_3 = \sqrt{u_{31}^2 + u_{32}^2 + u_{33}^2 + 2\rho_{12}u_{31}u_{32} + 2\rho_{13}u_{31}u_{33} + 2\rho_{23}u_{32}u_{33}} = 0.002968rad$$

$$u_4 = \sqrt{u_{41}^2 + u_{42}^2 + u_{43}^2 + 2\rho_{12}u_{41}u_{42} + 2\rho_{13}u_{41}u_{43} + 2\rho_{23}u_{42}u_{43}} = 0.0694866m$$

$$u_5 = \sqrt{u_{51}^2 + u_{52}^2 + u_{53}^2 + 2\rho_{12}u_{51}u_{52} + 2\rho_{13}u_{51}u_{53} + 2\rho_{23}u_{52}u_{53}} = 0.0010495m$$

$$u_6 = \sqrt{u_{61}^2 + u_{62}^2 + u_{63}^2 + 2\rho_{12}u_{61}u_{62} + 2\rho_{13}u_{61}u_{63} + 2\rho_{23}u_{62}u_{63}} = 0.002968rad$$

Donde las respuestas  $u_1$ ,  $u_2$ ,  $u_3$ ,  $u_4$ ,  $u_5$  y  $u_6$  corresponde a los GDL globales de la estructura (Figura C-3).

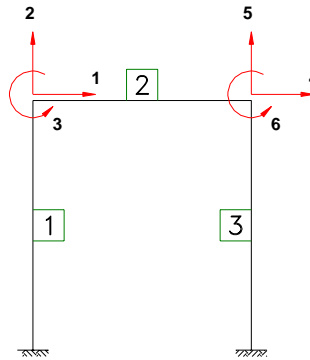


Figura C-3. GDL globales del pórtico analizado.

Ejemplo con el programa CSIBridge.

Se realizó el mismo ejemplo manual del pórtico de la figura B-1 con el programa CSIBridge.

En la figura C-4, se observa la definición de las propiedades del concreto  $f'_c = 210\text{kg/cm}^2$  para el concreto de la viga del pórtico.

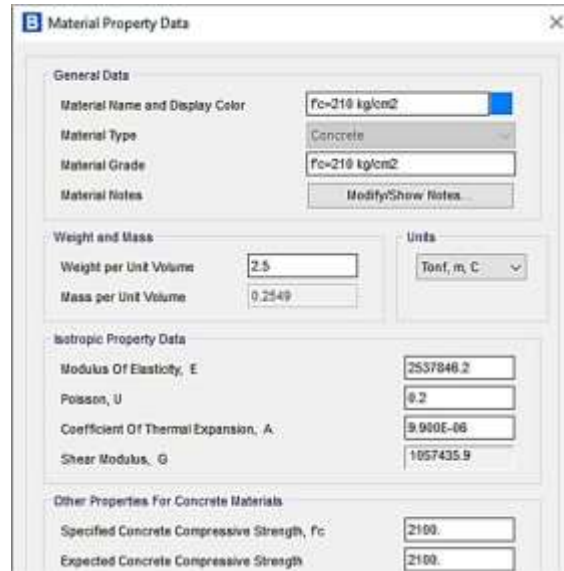


Figura C-4. Definición de las propiedades del concreto  $f_c=210\text{kg/cm}^2$  en el programa CSIBridge

En la figura C-5, se observa la definición de las propiedades del concreto  $f_c = 273\text{kg/cm}^2$  para el concreto de la viga del pórtico.

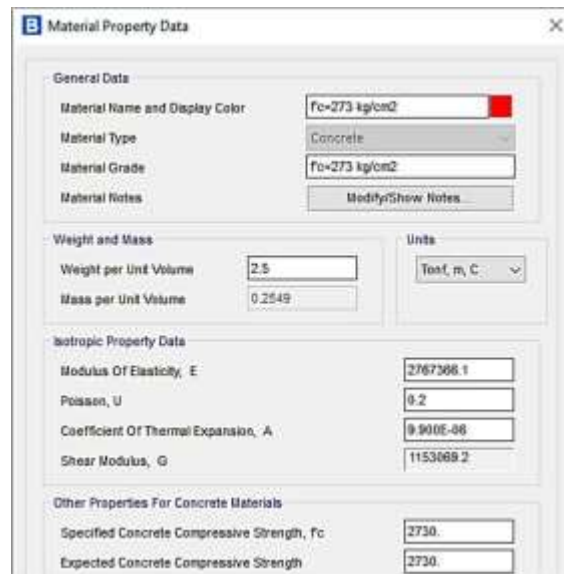


Figura C-5. Definición de las propiedades del concreto  $f_c=273\text{kg/cm}^2$  en el programa CSIBridge



En la figura C-6, se muestra la definición de la viga del pórtico.

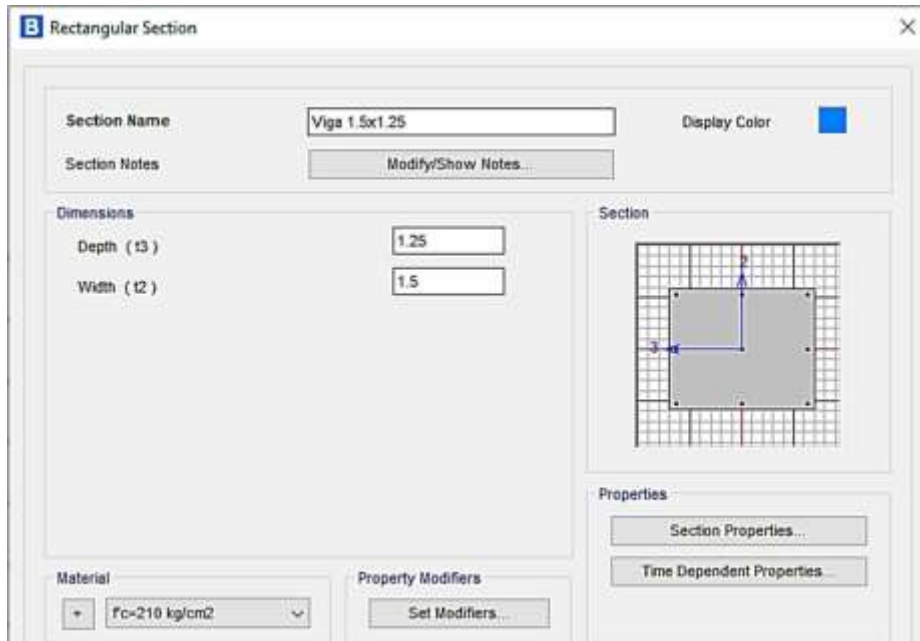


Figura C-6. Definición del elemento viga del pórtico en el programa CSIBridge

En la figura C-7, se muestra la definición de las columnas del pórtico.

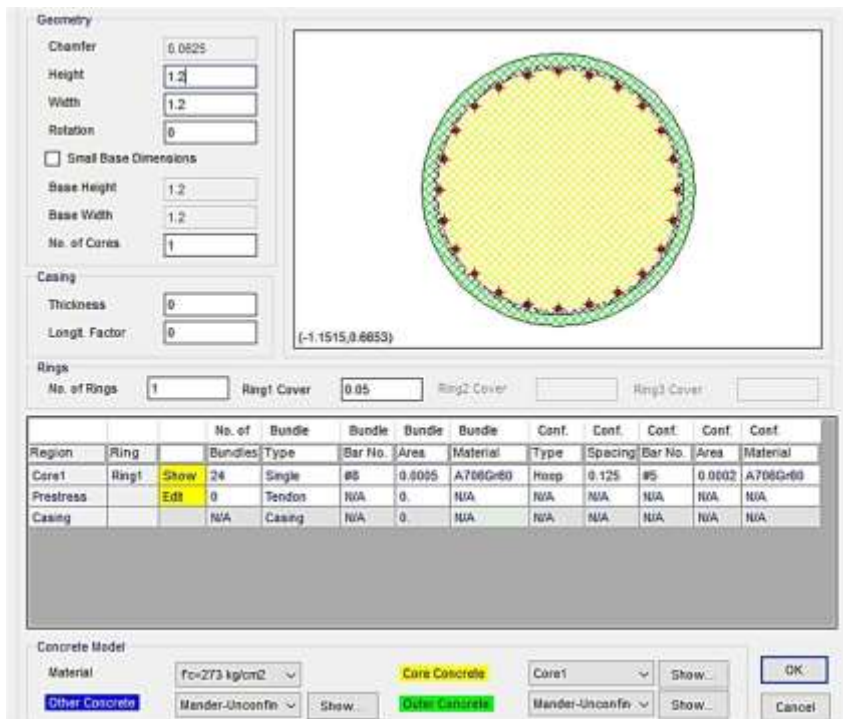


Figura C-7. Definición de los elementos columnas del pórtico en el programa CSIBridge

En la figura C-8, se muestra el pórtico generado en el programa CSIBridge de acuerdo con la geometría indicada en la Fig- C-1.



Figura C-8. Pórtico generado en el programa CSIBridge

En la figura C-9, se muestra el espectro de diseño definido en el programa CSIBridge, de acuerdo con los parámetros sísmicos de la Tabla C-2.

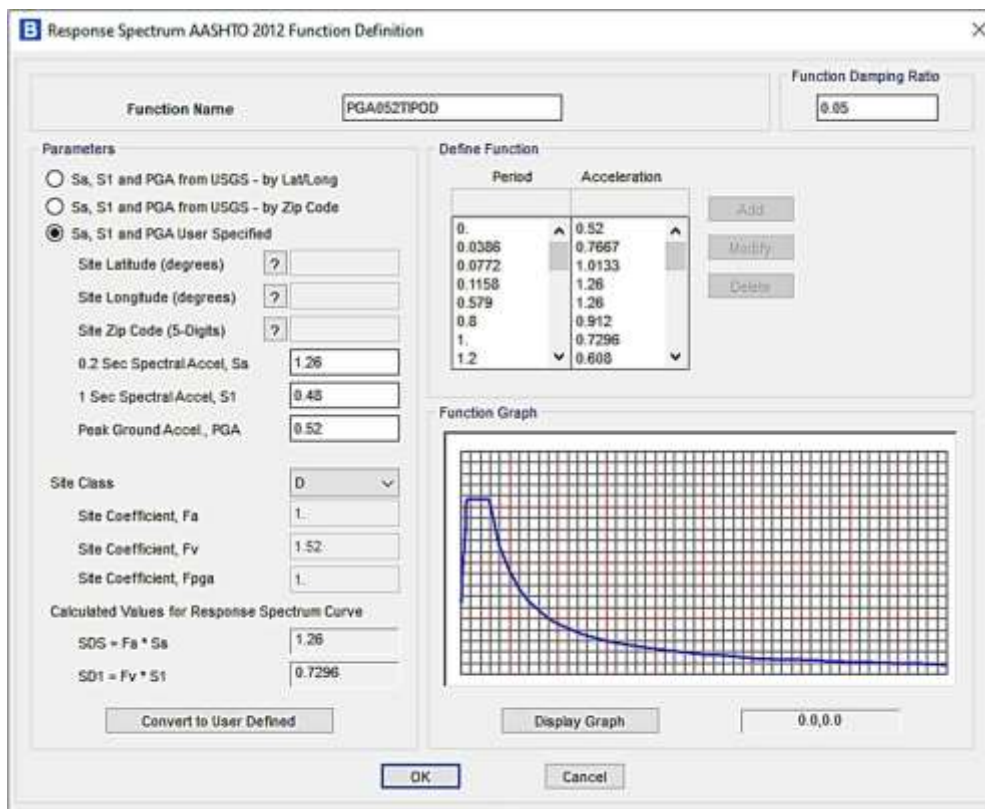


Figura C-9. Espectro de diseño definido en el programa CSIBridge

En la figura C-10, se muestra la definición de la masa a considerar en el análisis espectral en el programa CSIBridge.

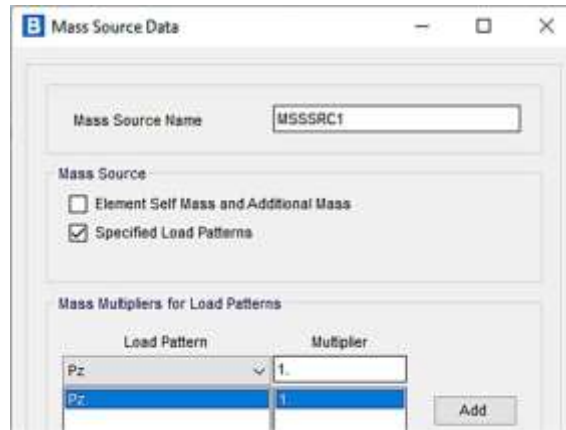


Figura C-10. Definición de la masa a considerar para el análisis espectral en el programa CSIBridge.

En la figura C-11, se muestra la definición del análisis espectral en el programa CSIBridge.

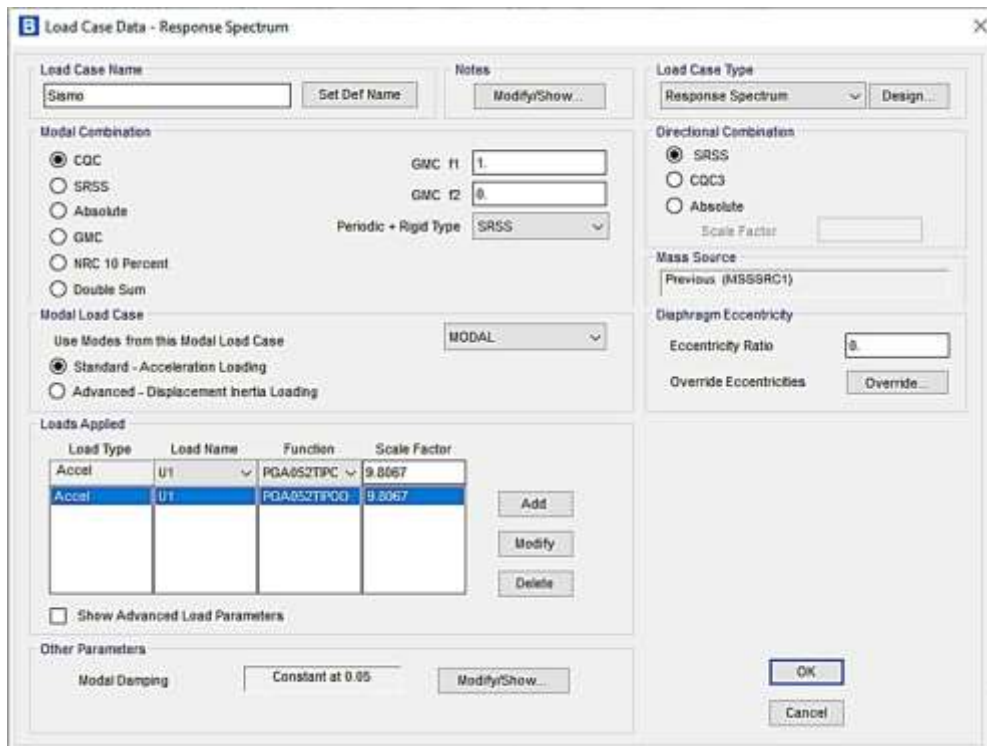


Figura C-11. Definición del análisis espectral en el programa CSIBridge.

En la figura C-12, se muestra el cuadro de salida de los periodos y masa participativa del análisis espectral en el programa CSIBridge.

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless
MODAL	Mode	1	0.473613	0.999774	0	0	0.999774	0	0
MODAL	Mode	2	0.05592	0	0	1	0.999774	0	1
MODAL	Mode	3	0.855278	0.00226	0	0	1	0	1
MODAL	Mode	4	0.029853	0	0	0	1	0	1

Figura C-12. Cuadro de salida de periodos y masa participativa del análisis espectral en el programa CSIBridge.

En la figura C-13, se muestra los desplazamientos máximos probables obtenidos del análisis espectral en el programa CSIBridge.

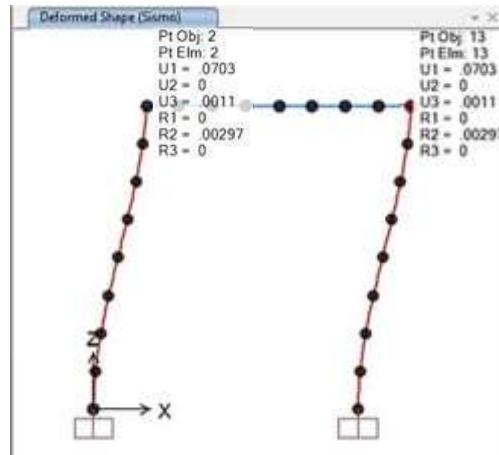


Figura C-13. Desplazamientos máximos probables obtenidos del análisis espectral en el programa CSIBridge.

En la Tabla C-3, se muestra la comparación entre los periodos, la relación de la masa participativa de los modos calculadas manualmente y las obtenidas con el programa CSIBridge.

Tabla C-3: Comparación entre los periodos, la relación de masa participativa de los modos calculados manualmente y las obtenidas con el programa CSIBridge.

	<b>Manual</b>	<b>CSIBridge</b>	<b>Error %</b>
	<b>(A)</b>	<b>(B)</b>	<b>(1-A/B)</b>
<b>T1</b>	0.47123167	0.473813	0.54%
<b><math>\beta_1/m</math></b>	0.99977193	0.999774	0.00%
<b>T2</b>	0.05574072	0.05592	0.32%
<b>T3</b>	0.05509822	0.055278	0.33%
<b><math>\beta_3/m</math></b>	0.00022807	0.000226	-0.92%
<b>T4</b>	0.02985279	0.029853	0.00%
<b><math>\beta_4/m</math></b>	0	0	0.00%

En la Tabla C-4, se muestra la comparación entre los desplazamientos calculados manualmente y los obtenidos con el programa CSIBridge.

Tabla C-4: Comparación entre los desplazamientos calculados manualmente y los obtenidos con el programa CSIBridge

	<b>Manual</b>	<b>CSIBridge</b>	<b>Error %</b>
	<b>(A)</b>	<b>(B)</b>	<b>(1-A/B)</b>
<b>u1 (m)</b>	0.06949	0.07025	1.09%
<b>u2 (m)</b>	0.00105	0.00106	0.99%
<b>u3 (rad)</b>	0.00297	0.00297	0.07%
<b>u4 (m)</b>	0.06949	0.07025	1.09%
<b>u5 (m)</b>	0.00105	0.00106	0.99%
<b>u6 (rad)</b>	0.00297	0.00297	0.07%

De las Tablas C-3 y C-4, se pudo observar que los resultados del cálculo manual son similares a los que se obtienen con el programa CSIBridge, por lo que se validó el uso de esta herramienta para los análisis realizados en esta tesis.

**ANEXO D: TABLAS DE VERIFICACIÓN DE CAPACIDAD DE DESPLAZAMIENTO LATERAL**

PILAR TIPO I - SENTIDO LONGITUDINAL ( $\rho h = 0.59\%$ )													
Modelo	P (ton)	$\varphi_y$	$\varphi_x$	$\varphi_p$	L (m)	$L_p$ (m)	$\Theta_P = \varphi_P(L_p)$	$\Delta_{iP}$ (m)	$\Delta_{iY}$ (m)	$\Delta_{iL} = A$ (m)	$\Delta_{iL} = B$ (m)	$(1-A/B)$ %Dif	
pv = 1%	MI-06-06	-342.90	0.00447558	0.04688606	0.04241048	6.00	0.74	0.03134474	0.17648529	0.05370696	0.230	0.236	2.42%
	MI-06-08	-343.00	0.00447562	0.0468824	0.04240678	6.00	0.74	0.031342	0.17646989	0.05370744	0.230	0.238	3.29%
	MI-06-10	-343.11	0.00447567	0.04687837	0.0424027	6.00	0.74	0.03133899	0.17645292	0.05370804	0.230	0.227	-1.35%
	MI-08-08	-345.65	0.00447671	0.04678591	0.0423092	8.00	0.90	0.03803936	0.28721463	0.09550315	0.383	0.389	1.61%
	MI-08-10	-345.77	0.00447676	0.04678157	0.04230481	8.00	0.90	0.03803541	0.28718483	0.09550421	0.383	0.382	-0.08%
	MI-10-10	-348.41	0.0044777	0.04695207	0.04247437	10.00	1.06	0.04498376	0.42601686	0.14925667	0.575	0.580	0.80%
pv = 2%	MI-06-06	-342.90	0.0048472	0.03905137	0.03420417	6.00	0.84	0.02860272	0.15965705	0.0581664	0.218	0.222	1.88%
	MI-06-08	-343.00	0.0048448	0.03904918	0.03420438	6.00	0.84	0.0286029	0.15965803	0.0581376	0.218	0.220	1.14%
	MI-06-10	-343.11	0.00484483	0.03904678	0.03420195	6.00	0.84	0.02860087	0.15964668	0.05813796	0.218	0.225	3.29%
	MI-08-08	-345.65	0.00485001	0.03921569	0.03436568	8.00	1.00	0.03423629	0.25683665	0.10346688	0.360	0.363	0.61%
	MI-08-10	-345.77	0.00485003	0.03921299	0.03436296	8.00	1.00	0.03423358	0.25681632	0.10346731	0.360	0.366	1.48%
	MI-10-10	-348.41	0.00484631	0.03896379	0.03411748	10.00	1.16	0.03944782	0.37167277	0.16154367	0.533	0.540	1.27%
pv = 3%	MI-06-06	-342.90	0.00509999	0.03603809	0.0309381	6.00	0.84	0.02587152	0.1444118	0.06119988	0.206	0.209	1.67%
	MI-06-08	-343.00	0.00510003	0.03603623	0.0309362	6.00	0.84	0.02586993	0.14440293	0.06120036	0.206	0.214	3.83%
	MI-06-10	-343.11	0.00510007	0.03603417	0.0309341	6.00	0.84	0.02586818	0.14439313	0.06120084	0.206	0.211	2.38%
	MI-08-08	-345.65	0.00510105	0.03598667	0.03088562	8.00	1.00	0.03076934	0.23082794	0.1088224	0.340	0.347	2.17%
	MI-08-10	-345.77	0.00510109	0.03598442	0.03088333	8.00	1.00	0.03076705	0.23081083	0.10882325	0.340	0.351	3.10%
	MI-10-10	-348.41	0.0051016	0.03593485	0.03083325	10.00	1.16	0.03565048	0.33589466	0.17005333	0.506	0.523	3.32%
pv = 4%	MI-06-06	-342.90	0.00527629	0.0336526	0.02837631	6.00	0.84	0.02372926	0.13245396	0.06331548	0.196	0.205	4.36%
	MI-06-08	-343.00	0.0052763	0.03365137	0.02837507	6.00	0.84	0.02372823	0.13244817	0.0633156	0.196	0.198	1.18%
	MI-06-10	-343.11	0.00527631	0.03365002	0.02837371	6.00	0.84	0.02372709	0.13244182	0.06331572	0.196	0.198	1.08%
	MI-08-08	-345.65	0.00527364	0.0336188	0.02834516	8.00	1.00	0.02823844	0.21184146	0.11250432	0.324	0.341	4.86%
	MI-08-10	-345.77	0.00527365	0.03361733	0.02834368	8.00	1.00	0.02823697	0.2118304	0.11250453	0.324	0.337	3.76%
	MI-10-10	-348.41	0.00527391	0.03358496	0.02831105	10.00	1.16	0.03273423	0.30841804	0.175797	0.484	0.499	2.98%

PILAR TIPO I - TRANSVERSAL ( $\rho = 0.59\%$ )													
	Modelo	P (ton)	$\varphi_v$	$\varphi_u$	$\varphi_p$	L (m)	Lp (m)	$\Theta_p = \varphi p(Lp)$	$\Delta_{Tp}$ (m)	$\Delta_{Ty}$ (m)	$\Delta_{Tc} = A$ (m)	$\Delta_{Tt} = B$ (m)	(1-A/B) %Dif
pv = 1%	MI-06-06	-519.91	0.00451022	0.04088271	0.03637249	3.00	0.52	0.01884677	0.10331497	0.02706132	0.130	0.133	1.90%
	MI-06-08	-520.03	0.00451026	0.04087875	0.03636849	3.00	0.52	0.0188447	0.10330361	0.02706156	0.130	0.132	0.94%
	MI-06-10	-520.15	0.00451031	0.04087479	0.03636448	3.00	0.52	0.01884262	0.10329222	0.02706186	0.130	0.129	-0.74%
	MI-08-08	-512.47	0.00451161	0.04110151	0.0365899	4.00	0.58	0.02118848	0.15723801	0.04812384	0.205	0.215	4.62%
	MI-08-10	-512.60	0.00451166	0.04109712	0.03658546	4.00	0.58	0.02118591	0.15721893	0.04812437	0.205	0.215	4.36%
	MI-10-10	-508.96	0.0045122	0.04122059	0.03670839	5.00	0.66	0.02419377	0.22599203	0.07520333	0.301	0.310	2.68%
pv = 2%	MI-06-06	-616.13	0.00497902	0.03405629	0.02907727	3.00	0.71	0.02071668	0.10954008	0.02987412	0.139	0.142	1.61%
	MI-06-08	-616.25	0.00497905	0.03405413	0.02907508	3.00	0.71	0.02071512	0.10953183	0.0298743	0.139	0.138	-0.80%
	MI-06-10	-616.37	0.00497909	0.03405198	0.02907289	3.00	0.71	0.02071356	0.10952358	0.02987454	0.139	0.142	2.11%
	MI-08-08	-603.09	0.00498001	0.03429206	0.02931205	4.00	0.71	0.02088396	0.15219246	0.05312011	0.205	0.210	2.28%
	MI-08-10	-603.22	0.00498003	0.0342897	0.02930967	4.00	0.71	0.02088226	0.1521801	0.05312032	0.205	0.208	1.11%
	MI-10-10	-596.27	0.00498155	0.0344166	0.02943505	5.00	0.76	0.02225982	0.2057645	0.08302583	0.289	0.301	4.15%
pv = 3%	MI-06-06	-691.34	0.00514907	0.03122398	0.02607491	3.00	0.71	0.01857759	0.09822957	0.03089442	0.129	0.131	1.36%
	MI-06-08	-691.45	0.00514913	0.03122275	0.02607362	3.00	0.71	0.01857667	0.09822471	0.03089478	0.129	0.128	-0.72%
	MI-06-10	-691.55	0.00514919	0.03122163	0.02607244	3.00	0.71	0.01857583	0.09822027	0.03089514	0.129	0.134	3.65%
	MI-08-08	-673.66	0.00513674	0.03142767	0.02629093	4.00	0.71	0.0187315	0.13650636	0.05479189	0.191	0.201	4.78%
	MI-08-10	-673.77	0.0051368	0.03142637	0.02628957	4.00	0.71	0.01873053	0.1364993	0.05479253	0.191	0.200	4.21%
	MI-10-10	-664.20	0.00512976	0.03153985	0.02641009	5.00	0.76	0.01997223	0.18461864	0.085496	0.270	0.286	5.65%
pv = 4%	MI-06-06	-753.15	0.00538983	0.02921727	0.02382744	3.00	0.71	0.01697634	0.08976289	0.03233898	0.122	0.127	3.78%
	MI-06-08	-753.26	0.00538985	0.02921601	0.02382616	3.00	0.71	0.01697542	0.08975806	0.0323391	0.122	0.126	2.87%
	MI-06-10	-753.37	0.00538988	0.02921474	0.02382486	3.00	0.71	0.0169745	0.08975317	0.03233928	0.122	0.124	1.70%
	MI-08-08	-731.81	0.00539109	0.0294625	0.02407141	4.00	0.71	0.01715016	0.12498229	0.05750496	0.182	0.192	4.81%
	MI-08-10	-731.93	0.00539112	0.02946112	0.02407	4.00	0.71	0.01714915	0.12497497	0.05750528	0.182	0.186	1.68%
	MI-10-10	-720.16	0.00538957	0.02959702	0.02420745	5.00	0.76	0.01830652	0.16922118	0.08982617	0.259	0.269	3.70%

PILAR TIPO I - SENTIDO LONGITUDINAL ( $\rho_h = 0.98\%$ )													
	Modelo	P (ton)	$\varphi_v$	$\varphi_o$	$\varphi_p$	L (m)	Lp (m)	$\Theta_p = \varphi_p(L_p)$	$\Delta_{lp}$ (m)	$\Delta_{lv}$ (m)	$\Delta_{lc} = A$ (m)	$\Delta_{lc} = B$ (m)	(1-A/B) %Dif
pv = 1%	MI-06-06	-342.90	0.00471726	0.0636407	0.05892344	6.00	0.74	0.04354914	0.24520167	0.05660712	0.302	0.307	1.53%
	MI-06-08	-343.00	0.0047173	0.06363705	0.05891975	6.00	0.74	0.04354641	0.24518631	0.0566076	0.302	0.307	1.57%
	MI-06-10	-343.11	0.00471733	0.06363304	0.05891571	6.00	0.74	0.04354342	0.2451695	0.05660796	0.302	0.305	1.19%
	MI-08-08	-345.65	0.0047171	0.06352845	0.05881135	8.00	0.90	0.05287611	0.39923894	0.10063147	0.500	0.502	0.46%
	MI-08-10	-345.77	0.00471714	0.06352303	0.05880589	8.00	0.90	0.0528712	0.39920188	0.10063232	0.500	0.509	1.80%
	MI-10-10	-348.41	0.00471688	0.06340336	0.05868648	10.00	1.06	0.06215368	0.58862391	0.15722933	0.746	0.759	1.72%
pv = 2%	MI-06-06	-342.90	0.00512015	0.05288415	0.047764	6.00	0.84	0.03994193	0.22295115	0.0614418	0.284	0.289	1.46%
	MI-06-08	-343.00	0.00512023	0.05288152	0.04776129	6.00	0.84	0.03993966	0.2229385	0.06144276	0.284	0.288	1.26%
	MI-06-10	-343.11	0.00512032	0.05287863	0.04775831	6.00	0.84	0.03993717	0.22292459	0.06144384	0.284	0.294	3.34%
	MI-08-08	-345.65	0.00512345	0.05281192	0.04768847	8.00	1.00	0.04750892	0.35640636	0.10930027	0.466	0.470	0.87%
	MI-08-10	-345.77	0.00512355	0.05280877	0.04768522	8.00	1.00	0.04750569	0.35638207	0.1093024	0.466	0.471	1.19%
	MI-10-10	-348.41	0.00512623	0.05273957	0.04761334	10.00	1.16	0.05505221	0.51869546	0.17087433	0.690	0.701	1.66%
pv = 3%	MI-06-06	-342.90	0.00540119	0.04784879	0.0424476	6.00	0.84	0.03549617	0.19813544	0.06481428	0.263	0.271	2.97%
	MI-06-08	-343.00	0.00540122	0.04784663	0.04244541	6.00	0.84	0.03549434	0.19812522	0.06481464	0.263	0.264	0.44%
	MI-06-10	-343.11	0.00540125	0.04784427	0.04244302	6.00	0.84	0.03549234	0.19811406	0.064815	0.263	0.264	0.48%
	MI-08-08	-345.65	0.00540201	0.04778966	0.04238765	8.00	1.00	0.04222806	0.31678995	0.11524288	0.432	0.443	2.56%
	MI-08-10	-345.77	0.00540205	0.04778709	0.04238504	8.00	1.00	0.04222546	0.31677044	0.11524373	0.432	0.439	1.64%
	MI-10-10	-348.41	0.00540109	0.04773049	0.0423294	10.00	1.16	0.04894273	0.46113269	0.18003633	0.641	0.653	1.80%
pv = 4%	MI-06-06	-342.90	0.00549635	0.04415642	0.03866007	6.00	0.84	0.0323289	0.18045614	0.0659562	0.246	0.251	1.75%
	MI-06-08	-343.00	0.00549636	0.04415525	0.03865889	6.00	0.84	0.03232792	0.18045063	0.06595632	0.246	0.256	3.71%
	MI-06-10	-343.11	0.00549637	0.04415397	0.0386576	6.00	0.84	0.03232684	0.18044461	0.06595644	0.246	0.247	0.28%
	MI-08-08	-345.65	0.00549302	0.04412439	0.03863137	8.00	1.00	0.03848592	0.28871687	0.11718443	0.406	0.413	1.60%
	MI-08-10	-345.77	0.00549303	0.04412299	0.03862996	8.00	1.00	0.03848452	0.28870633	0.11718464	0.406	0.421	3.57%
	MI-10-10	-348.41	0.00549324	0.04409233	0.03859909	10.00	1.16	0.04462962	0.42049502	0.183108	0.604	0.612	1.39%



PILAR TIPO I - SENTIDO TRANSVERSAL ( $\rho_h = 0.98\%$ )													
	Modelo	P (ton)	$\varphi_v$	$\varphi_u$	$\varphi_p$	L (m)	Lp (m)	$\Theta_p = \varphi_p(L_p)$	$\Delta_{Tp}$ (m)	$\Delta_{Ty}$ (m)	$\Delta_{Tc} = A$ (m)	$\Delta_{Tc} = B$ (m)	(1-A/B) %Dif
pv = 1%	MI-06-06	-527.47	0.00467218	0.05574513	0.05107295	3.00	0.52	0.02646396	0.14507119	0.02803308	0.173	0.171	-1.11%
	MI-06-08	-526.60	0.00467284	0.05577517	0.05110233	3.00	0.52	0.02647918	0.14515465	0.02803704	0.173	0.172	-0.99%
	MI-06-10	-526.69	0.0046729	0.05577206	0.05109916	3.00	0.52	0.02647754	0.14514564	0.0280374	0.173	0.170	-1.99%
	MI-08-08	-519.63	0.00467083	0.05601716	0.05134633	4.00	0.58	0.02973363	0.22065091	0.04982219	0.270	0.275	1.50%
	MI-08-10	-518.51	0.00467133	0.05605703	0.0513857	4.00	0.58	0.02975643	0.2208201	0.04982752	0.271	0.276	2.01%
	MI-10-10	-516.13	0.00466989	0.05614242	0.05147253	5.00	0.66	0.03392452	0.31688618	0.0778315	0.395	0.405	2.49%
pv = 2%	MI-06-06	-629.06	0.00519565	0.0452976	0.04010195	3.00	0.71	0.02857144	0.15107233	0.0311739	0.182	0.186	1.97%
	MI-06-08	-628.48	0.00519546	0.04530832	0.04011286	3.00	0.71	0.02857921	0.15111343	0.03117276	0.182	0.184	0.66%
	MI-06-10	-628.59	0.0051955	0.04530628	0.04011078	3.00	0.71	0.02857773	0.15110559	0.031173	0.182	0.182	-0.04%
	MI-08-08	-612.48	0.0051969	0.04560884	0.04041194	4.00	0.71	0.02879229	0.20982471	0.0554336	0.265	0.277	4.17%
	MI-08-10	-614.37	0.00519751	0.04557293	0.04037542	4.00	0.71	0.02876628	0.2096351	0.05544011	0.265	0.276	3.78%
	MI-10-10	-607.90	0.00519761	0.04569667	0.04049906	5.00	0.76	0.03062681	0.283107	0.08662683	0.370	0.388	4.66%
pv = 3%	MI-06-06	-708.93	0.00538201	0.04157086	0.03618885	3.00	0.71	0.02578347	0.13633087	0.03229206	0.169	0.169	0.10%
	MI-06-08	-708.42	0.00538165	0.041557736	0.036176086	3.00	0.71	0.02577438	0.13628279	0.0322899	0.169	0.168	-0.40%
	MI-06-10	-708.53	0.00538173	0.04157596	0.03619423	3.00	0.71	0.0257873	0.13635114	0.03229038	0.169	0.169	-0.02%
	MI-08-08	-690.30	0.00536849	0.04182189	0.0364534	4.00	0.71	0.02597195	0.18927139	0.05726389	0.247	0.255	3.17%
	MI-08-10	-689.59	0.00536798	0.04183143	0.03646345	4.00	0.71	0.02597911	0.18932357	0.05725845	0.247	0.255	3.41%
	MI-10-10	-680.24	0.00536048	0.04195734	0.03659686	5.00	0.76	0.02767583	0.25582884	0.08934133	0.345	0.357	3.31%
pv = 4%	MI-06-06	-771.72	0.00563448	0.0388915	0.03325702	3.00	0.71	0.02369463	0.12528606	0.03380688	0.159	0.164	2.87%
	MI-06-08	-771.25	0.00563427	0.03889694	0.03326267	3.00	0.71	0.02369865	0.12530735	0.03380562	0.159	0.164	2.68%
	MI-06-10	-771.36	0.00563432	0.03889567	0.03326135	3.00	0.71	0.02369771	0.12530237	0.03380592	0.159	0.163	2.45%
	MI-08-08	-749.25	0.00563121	0.03915516	0.03352395	4.00	0.71	0.02388481	0.17406126	0.06006624	0.234	0.237	1.05%
	MI-08-10	-748.70	0.00563096	0.03916171	0.03353075	4.00	0.71	0.02388965	0.17409657	0.06006357	0.234	0.236	0.86%
	MI-10-10	-736.85	0.00562754	0.03930416	0.03367662	5.00	0.76	0.02546744	0.23541502	0.09379233	0.329	0.338	2.69%

PILAR TIPO I - SENTIDO LONGITUDINAL ( $\rho h = 1.41\%$ )													
	Modelo	P (ton)	$\varphi_v$	$\varphi_u$	$\varphi_p$	L (m)	Lp (m)	$\Theta_P = \varphi_P(L_P)$	$\Delta_{lp}$ (m)	$\Delta_{ly}$ (m)	$\Delta_{lc} = A$ (m)	$\Delta_{lc} = B$ (m)	(1-A/B) %Dif
pv = 1%	MI-06-06	-342.90	0.0047855	0.07897689	0.07419139	6.00	0.74	0.05483337	0.30873711	0.057426	0.366	0.374	1.99%
	MI-06-08	-343.00	0.00478558	0.07897178	0.0741862	6.00	0.74	0.05482954	0.30871551	0.05742696	0.366	0.375	2.31%
	MI-06-10	-343.11	0.00478567	0.07896617	0.0741805	6.00	0.74	0.05482532	0.30869179	0.05742804	0.366	0.376	2.65%
	MI-08-08	-345.65	0.00478964	0.07883708	0.07404744	8.00	0.90	0.06657457	0.50266865	0.10217899	0.605	0.611	1.02%
	MI-08-10	-345.77	0.00478974	0.078831	0.07404126	8.00	0.90	0.06656902	0.50262669	0.10218112	0.605	0.613	1.30%
	MI-10-10	-348.41	0.00479276	0.07869786	0.0739051	10.00	1.06	0.07827141	0.74126629	0.15975867	0.901	0.914	1.40%
pv = 2%	MI-06-06	-342.90	0.0054765	0.06653525	0.06105875	6.00	0.84	0.05105946	0.28500793	0.065718	0.351	0.357	1.76%
	MI-06-08	-343.00	0.00547651	0.06653229	0.06105578	6.00	0.84	0.05105698	0.28499406	0.06571812	0.351	0.355	1.10%
	MI-06-10	-343.11	0.00547654	0.06652904	0.0610525	6.00	0.84	0.05105424	0.28497875	0.06571848	0.351	0.351	0.14%
	MI-08-08	-345.65	0.00547725	0.0664537	0.06097645	8.00	1.00	0.06074687	0.45571591	0.116848	0.573	0.575	0.46%
	MI-08-10	-345.77	0.00547729	0.06645014	0.06097285	8.00	1.00	0.06074329	0.455689	0.11684885	0.573	0.584	1.91%
	MI-10-10	-348.41	0.00547672	0.06637163	0.06089491	10.00	1.16	0.07040883	0.66338369	0.18255733	0.846	0.845	-0.08%
pv = 3%	MI-06-06	-342.90	0.0051829	0.05943531	0.05425241	6.00	0.84	0.04536776	0.25323753	0.0621948	0.315	0.327	3.39%
	MI-06-08	-343.00	0.00551831	0.05943331	0.053915	6.00	0.84	0.04508561	0.25166258	0.06621972	0.318	0.320	0.63%
	MI-06-10	-343.11	0.00551833	0.0594311	0.05391277	6.00	0.84	0.04508375	0.25165217	0.06621996	0.318	0.321	0.91%
	MI-08-08	-345.65	0.0051874	0.05938031	0.05419291	8.00	1.00	0.05398887	0.40501819	0.11066453	0.516	0.522	1.25%
	MI-08-10	-345.77	0.0051876	0.05937792	0.05419032	8.00	1.00	0.05398629	0.40499883	0.1106688	0.516	0.533	3.20%
	MI-10-10	-348.41	0.0051659	0.05932552	0.05415962	10.00	1.16	0.06262125	0.59001004	0.17219667	0.762	0.770	1.06%
pv = 4%	MI-06-06	-342.90	0.00574795	0.05396421	0.04821626	6.00	0.84	0.04032012	0.2250622	0.0689754	0.294	0.298	1.30%
	MI-06-08	-343.00	0.005748	0.05396282	0.04821482	6.00	0.84	0.04031892	0.22505547	0.068976	0.294	0.304	3.31%
	MI-06-10	-343.11	0.00574805	0.05396128	0.04821323	6.00	0.84	0.04031759	0.22504805	0.0689766	0.294	0.308	4.57%
	MI-08-08	-345.65	0.00574914	0.05392591	0.04817677	8.00	1.00	0.04799538	0.36005573	0.12264832	0.483	0.497	2.86%
	MI-08-10	-345.77	0.00574919	0.05392424	0.04817505	8.00	1.00	0.04799367	0.36004288	0.12264939	0.483	0.503	4.11%
	MI-10-10	-348.41	0.00575042	0.05388755	0.04813713	10.00	1.16	0.05565783	0.52440158	0.19168067	0.716	0.744	3.79%

PILAR TIPO I - SENTIDO TRANSVERSAL ( $\rho_h = 1.41\%$ )													
	Modelo	P (ton)	$\varphi_v$	$\varphi_u$	$\varphi_p$	L (m)	Lp (m)	$\Theta_p = \varphi_p(L_p)$	$\Delta_{Tp}$ (m)	$\Delta_{Ty}$ (m)	$\Delta_{Tc} = A$ (m)	$\Delta_T = B$ (m)	(1-A/B) %Dif
pv = 1%	MI-06-06	-532.70	0.00496171	0.07029571	0.065334	3.00	0.52	0.03385347	0.18557928	0.02977026	0.215	0.208	-3.58%
	MI-06-08	-532.81	0.00496179	0.07029063	0.06532884	3.00	0.52	0.03385079	0.18556462	0.02977074	0.215	0.208	-3.53%
	MI-06-10	-532.93	0.00496188	0.0702851	0.06532322	3.00	0.52	0.03384788	0.18554866	0.02977128	0.215	0.206	-4.52%
	MI-08-08	-524.52	0.00495968	0.07067645	0.06571677	4.00	0.58	0.03805527	0.28240509	0.05290325	0.335	0.336	0.12%
	MI-08-10	-524.65	0.00495977	0.07067035	0.06571058	4.00	0.58	0.03805168	0.28237849	0.05290421	0.335	0.341	1.53%
	MI-10-10	-520.82	0.00495886	0.07085078	0.06589192	5.00	0.66	0.04342805	0.40565791	0.08264767	0.488	0.489	0.16%
pv = 2%	MI-06-06	-639.88	0.00545788	0.05706295	0.05160507	3.00	0.71	0.03676706	0.19440696	0.03274728	0.227	0.233	2.63%
	MI-06-08	-627.04	0.0054447	0.05752353	0.05207883	3.00	0.71	0.0371046	0.19619171	0.0326682	0.229	0.229	0.15%
	MI-06-10	-627.16	0.0054448	0.05751928	0.05207448	3.00	0.71	0.0371015	0.19617532	0.0326688	0.229	0.226	-1.26%
	MI-08-08	-625.38	0.00544262	0.05757243	0.05212981	4.00	0.71	0.03714093	0.27066561	0.05805461	0.329	0.336	2.02%
	MI-08-10	-613.44	0.00542885	0.05799229	0.05256344	4.00	0.71	0.03744987	0.27291708	0.05790773	0.331	0.332	0.44%
	MI-10-10	-617.88	0.00543447	0.05784025	0.05240578	5.00	0.76	0.03963109	0.36634044	0.0905745	0.457	0.477	4.21%
pv = 3%	MI-06-06	-721.15	0.00569136	0.05173989	0.04604853	3.00	0.71	0.0328082	0.17347432	0.03414816	0.208	0.211	1.69%
	MI-06-08	-721.26	0.00569142	0.05173802	0.0460466	3.00	0.71	0.03280682	0.17346705	0.03414852	0.208	0.207	-0.25%
	MI-06-10	-721.38	0.00569148	0.05173693	0.04604545	3.00	0.71	0.032806	0.17346272	0.03414888	0.208	0.204	-1.92%
	MI-08-08	-701.81	0.00568843	0.05207144	0.04638301	4.00	0.71	0.0330465	0.24082738	0.06067659	0.302	0.306	1.34%
	MI-08-10	-701.93	0.00568849	0.05206934	0.04638085	4.00	0.71	0.03304496	0.24081617	0.06067723	0.301	0.303	0.40%
	MI-10-10	-691.39	0.00568683	0.05225643	0.0465696	5.00	0.76	0.03521756	0.32554286	0.0947805	0.420	0.430	2.23%
pv = 4%	MI-06-06	-784.13	0.00580086	0.04831923	0.04251837	3.00	0.71	0.03029306	0.16017548	0.03480516	0.195	0.198	1.72%
	MI-06-08	-784.25	0.0058009	0.04831766	0.04251676	3.00	0.71	0.03029192	0.16016941	0.0348054	0.195	0.198	1.43%
	MI-06-10	-784.36	0.00580094	0.04831623	0.04251529	3.00	0.71	0.03029087	0.16016388	0.03480564	0.195	0.193	-1.02%
	MI-08-08	-760.99	0.00580126	0.04862284	0.04282158	4.00	0.71	0.03050909	0.22233592	0.06188011	0.284	0.295	3.49%
	MI-08-10	-761.10	0.0058013	0.04862139	0.04282009	4.00	0.71	0.03050803	0.22232818	0.06188053	0.284	0.292	2.73%
	MI-10-10	-748.25	0.00580355	0.04879128	0.04298773	5.00	0.76	0.03250883	0.30050395	0.09672583	0.397	0.408	2.52%

PILAR TIPO II - SENTIDO LONGITUDINAL ( $\rho_h = 0.59\%$ )													
	Modelo	P (ton)	$\varphi_v$	$\varphi_u$	$\varphi_p$	L (m)	Lp (m)	$\Theta_p = \varphi_p(L_p)$	$\Delta_{lp}$ (m)	$\Delta_{lv}$ (m)	$\Delta_{lc} = A$ (m)	$\Delta_{lc} = B$ (m)	(1-A/B) %Dif
pv = 1%	MII-06-06	-211.40	0.004444	0.05270726	0.04826326	6.00	0.74	0.03567041	0.20084082	0.0533328	0.254	0.250	-1.79%
	MII-06-08	-211.96	0.00444388	0.05267949	0.04823561	6.00	0.74	0.03564997	0.20072576	0.05332656	0.254	0.240	-5.77%
	MII-06-10	-212.00	0.00444388	0.0526775	0.04823362	6.00	0.74	0.0356485	0.20071748	0.05332656	0.254	0.250	-1.74%
	MII-08-08	-217.41	0.00443574	0.05240553	0.04796979	8.00	0.90	0.04312868	0.32564136	0.09462912	0.420	0.407	-3.29%
	MII-08-10	-217.88	0.00443564	0.05238188	0.04794624	8.00	0.90	0.04310751	0.3254815	0.09462699	0.420	0.406	-3.53%
	MII-10-10	-222.51	0.00442849	0.05214776	0.04771927	10.00	1.06	0.05053852	0.47862307	0.14761633	0.626	0.607	-3.20%
pv = 2%	MII-06-06	-211.40	0.00493728	0.04232458	0.0373873	6.00	0.84	0.03126457	0.17451515	0.05924736	0.234	0.232	-0.98%
	MII-06-08	-211.96	0.00493731	0.04230992	0.03737261	6.00	0.84	0.03125228	0.17444658	0.05924772	0.234	0.233	-0.51%
	MII-06-10	-212.00	0.00493731	0.04230887	0.03737156	6.00	0.84	0.03125141	0.17444168	0.05924772	0.234	0.227	-3.08%
	MII-08-08	-217.41	0.00493495	0.04216726	0.03723231	8.00	1.00	0.03709213	0.2782608	0.10527893	0.384	0.377	-1.76%
	MII-08-10	-217.88	0.00493496	0.04215491	0.03721995	8.00	1.00	0.03707982	0.27816843	0.10527915	0.383	0.386	0.56%
	MII-10-10	-222.51	0.00492952	0.04203293	0.03710341	10.00	1.16	0.04290026	0.40420122	0.16431733	0.569	0.559	-1.63%
pv = 3%	MII-06-06	-211.40	0.00498887	0.0382373	0.03324843	6.00	0.84	0.0278035	0.15519587	0.05986644	0.215	0.211	-1.88%
	MII-06-08	-211.96	0.0049889	0.03823141	0.03324251	6.00	0.84	0.02779855	0.15516824	0.0598668	0.215	0.212	-1.58%
	MII-06-10	-212.00	0.0049889	0.03823079	0.03324189	6.00	0.84	0.02779803	0.15516535	0.0598668	0.215	0.218	1.18%
	MII-08-08	-217.41	0.00498628	0.03813808	0.0331518	8.00	1.00	0.03302698	0.24776455	0.10637397	0.354	0.355	0.35%
	MII-08-10	-217.88	0.0049863	0.03812941	0.03314311	8.00	1.00	0.03301833	0.2476996	0.1063744	0.354	0.356	0.54%
	MII-10-10	-222.51	0.00498554	0.0380444	0.03305886	10.00	1.16	0.03822381	0.36014026	0.16618467	0.526	0.528	0.24%
pv = 4%	MII-06-06	-211.40	0.0052944	0.03535698	0.03006258	6.00	0.84	0.02513938	0.14032507	0.0635328	0.204	0.205	0.36%
	MII-06-08	-211.96	0.00529361	0.0353496	0.03005599	6.00	0.84	0.02513387	0.14029431	0.06352332	0.204	0.208	2.06%
	MII-06-10	-212.00	0.00529362	0.03534907	0.03005545	6.00	0.84	0.02513342	0.14029179	0.06352344	0.204	0.208	1.78%
	MII-08-08	-217.41	0.00529475	0.03527786	0.02998311	8.00	1.00	0.02987022	0.22408291	0.11295467	0.337	0.341	1.10%
	MII-08-10	-217.88	0.00529485	0.0352169	0.02992205	8.00	1.00	0.02980939	0.22362657	0.1129568	0.337	0.347	3.03%
	MII-10-10	-222.51	0.00529478	0.03521109	0.02991631	10.00	1.16	0.03459028	0.3259056	0.17649267	0.502	0.504	0.36%

PILAR TIPO II - SENTIDO TRANSVERSAL ( $\rho_h = 0.59\%$ )													
	Modelo	P (ton)	$\varphi_v$	$\varphi_u$	$\varphi_p$	L (m)	Lp (m)	$\Theta_p = \varphi_p(L_p)$	$\Delta_{Tp}$ (m)	$\Delta_{Ty}$ (m)	$\Delta_{Tc} = A$ (m)	$\Delta_T = B$ (m)	(1-A/B) %Dif
pv = 1%	MII-06-06	-457.59	0.00451038	0.04306873	0.03855835	3.00	0.52	0.01997939	0.10952384	0.02706228	0.137	0.133	-2.77%
	MII-06-08	-458.22	0.00450861	0.04304489	0.03853628	3.00	0.52	0.01996796	0.10946116	0.02705166	0.137	0.134	-2.10%
	MII-06-10	-458.26	0.00450862	0.04304338	0.03853476	3.00	0.52	0.01996717	0.10945684	0.02705172	0.137	0.134	-1.95%
	MII-08-08	-449.55	0.00451304	0.0433736	0.03886056	4.00	0.58	0.02250337	0.16699573	0.04813909	0.215	0.219	1.81%
	MII-08-10	-450.24	0.00451155	0.04334756	0.03883601	4.00	0.58	0.02248916	0.16689023	0.0481232	0.215	0.220	2.13%
	MII-10-10	-446.33	0.0045134	0.0434846	0.0389712	5.00	0.66	0.02568514	0.23992282	0.07522333	0.315	0.328	4.04%
pv = 2%	MII-06-06	-605.78	0.00497836	0.03424317	0.02926481	3.00	0.71	0.0208503	0.11024658	0.02987016	0.140	0.146	3.70%
	MII-06-08	-605.96	0.0049784	0.0342399	0.0292615	3.00	0.71	0.02084794	0.11023411	0.0298704	0.140	0.143	1.82%
	MII-06-10	-606.01	0.00497841	0.03423899	0.02926058	3.00	0.71	0.02084729	0.11023065	0.02987046	0.140	0.142	1.34%
	MII-08-08	-593.33	0.00498364	0.03447062	0.02948698	4.00	0.71	0.02100859	0.15310072	0.05315883	0.206	0.216	4.38%
	MII-08-10	-588.86	0.00498531	0.03455304	0.02956773	4.00	0.71	0.02106612	0.15351999	0.05317664	0.207	0.215	3.77%
	MII-10-10	-584.68	0.00498443	0.03463042	0.02964599	5.00	0.76	0.02241934	0.20723907	0.08307383	0.290	0.309	6.05%
pv = 3%	MII-06-06	-722.04	0.00516765	0.03089437	0.02572672	3.00	0.71	0.01832952	0.09691787	0.0310059	0.128	0.126	-1.45%
	MII-06-08	-722.42	0.00516787	0.03089047	0.0257226	3.00	0.71	0.01832658	0.09690235	0.03100722	0.128	0.130	1.46%
	MII-06-10	-722.66	0.005168	0.03088801	0.02572001	3.00	0.71	0.01832474	0.09689259	0.031008	0.128	0.128	-0.08%
	MII-08-08	-698.25	0.00515369	0.03114718	0.02599349	4.00	0.71	0.01851958	0.13496201	0.05497269	0.190	0.197	3.34%
	MII-08-10	-697.32	0.00515263	0.03115743	0.0260048	4.00	0.71	0.01852764	0.13502073	0.05496139	0.190	0.195	2.32%
	MII-10-10	-685.52	0.00514486	0.03128988	0.02614502	5.00	0.76	0.01977178	0.18276568	0.08574767	0.269	0.285	5.75%
pv = 4%	MII-06-06	-817.42	0.00538738	0.02851541	0.02312803	3.00	0.71	0.01647803	0.08712806	0.03232428	0.119	0.123	2.73%
	MII-06-08	-817.74	0.00538746	0.02851219	0.02312473	3.00	0.71	0.01647568	0.08711563	0.03232476	0.119	0.120	0.13%
	MII-06-10	-817.78	0.00538747	0.02851179	0.02312432	3.00	0.71	0.01647538	0.08711409	0.03232482	0.119	0.122	1.94%
	MII-08-08	-787.81	0.00538924	0.02882668	0.02343744	4.00	0.71	0.01669847	0.12169062	0.05748523	0.179	0.188	4.79%
	MII-08-10	-788.02	0.00538935	0.02893443	0.02354508	4.00	0.71	0.01677516	0.1222495	0.0574864	0.180	0.189	5.05%
	MII-10-10	-771.61	0.00539012	0.02900675	0.02361663	5.00	0.76	0.01785972	0.16509107	0.08983533	0.255	0.264	3.58%

PILAR TIPO II - SENTIDO LONGITUDINAL ( $\rho h = 0.98\%$ )													
	Modelo	P (ton)	$\varphi_v$	$\varphi_u$	$\varphi_p$	L (m)	Lp (m)	$\Theta_P = \varphi_P(L_P)$	$\Delta_{ip}$ (m)	$\Delta_{iy}$ (m)	$\Delta_{ix} = A$ (m)	$\Delta_{ix} = B$ (m)	(1-A/B) %Dif
pv = 1%	MII-06-06	-211.40	0.00466834	0.07076452	0.06609618	6.00	0.74	0.04885036	0.27505002	0.05602008	0.331	0.325	-1.87%
	MII-06-08	-211.96	0.0046691	0.0707123	0.0660432	6.00	0.74	0.04881121	0.27482956	0.0560292	0.331	0.332	0.31%
	MII-06-10	-212.00	0.00466911	0.0707858	0.06611669	6.00	0.74	0.04886552	0.27513537	0.05602932	0.331	0.322	-2.78%
	MII-08-08	-217.41	0.00467483	0.07022755	0.06555272	8.00	0.90	0.05893714	0.44500251	0.09972971	0.545	0.536	-1.59%
	MII-08-10	-217.88	0.00467498	0.07018542	0.06551044	8.00	0.90	0.05889913	0.4447155	0.09973291	0.544	0.541	-0.69%
	MII-10-10	-222.51	0.00467917	0.06977998	0.06510081	10.00	1.06	0.06894697	0.65295948	0.15597233	0.809	0.802	-0.81%
pv = 2%	MII-06-06	-211.40	0.00517062	0.05666694	0.05149632	6.00	0.84	0.04306303	0.24037275	0.06204744	0.302	0.300	-0.94%
	MII-06-08	-211.96	0.0051684	0.05664973	0.05148133	6.00	0.84	0.04305049	0.24030278	0.0620208	0.302	0.299	-1.11%
	MII-06-10	-212.00	0.0051684	0.0566485	0.0514801	6.00	0.84	0.04304946	0.24029704	0.0620208	0.302	0.297	-1.86%
	MII-08-08	-217.41	0.00516602	0.05648197	0.05131595	8.00	1.00	0.05112275	0.38351683	0.11020843	0.494	0.492	-0.37%
	MII-08-10	-217.88	0.00516601	0.05646748	0.05130147	8.00	1.00	0.05110832	0.38340861	0.11020821	0.494	0.494	0.14%
	MII-10-10	-222.51	0.00516138	0.05632463	0.05116325	10.00	1.16	0.05915674	0.55736786	0.172046	0.729	0.716	-1.93%
pv = 3%	MII-06-06	-211.40	0.00531783	0.05066798	0.04535015	6.00	0.84	0.03792338	0.21168387	0.06381396	0.275	0.270	-1.92%
	MII-06-08	-211.96	0.00531814	0.05065267	0.04533453	6.00	0.84	0.03791032	0.21161096	0.06381768	0.275	0.273	-0.85%
	MII-06-10	-212.00	0.00531816	0.05065193	0.04533377	6.00	0.84	0.03790969	0.21160741	0.06381792	0.275	0.273	-1.07%
	MII-08-08	-217.41	0.00532142	0.05055202	0.0452306	8.00	1.00	0.04506031	0.33803713	0.11352363	0.452	0.453	0.38%
	MII-08-10	-217.88	0.00532195	0.05054466	0.04522271	8.00	1.00	0.04505245	0.33797816	0.11353493	0.452	0.452	0.04%
	MII-10-10	-222.51	0.00532437	0.05046566	0.04514129	10.00	1.16	0.05219394	0.49176516	0.177479	0.669	0.668	-0.26%
pv = 4%	MII-06-06	-211.40	0.00553915	0.04581827	0.04027912	6.00	0.84	0.03368281	0.18801349	0.0664698	0.254	0.251	-1.43%
	MII-06-08	-211.96	0.00553918	0.04581069	0.04027151	6.00	0.84	0.03367645	0.18797797	0.06647016	0.254	0.255	0.29%
	MII-06-10	-212.00	0.00553918	0.04581015	0.04027097	6.00	0.84	0.03367599	0.18797544	0.06647016	0.254	0.258	1.38%
	MII-08-08	-217.41	0.00553668	0.04573721	0.04020053	8.00	1.00	0.04004918	0.30044421	0.11811584	0.419	0.424	1.28%
	MII-08-10	-217.88	0.0055367	0.04573089	0.04019419	8.00	1.00	0.04004286	0.30039682	0.11811627	0.419	0.422	0.80%
	MII-10-10	-222.51	0.0053694	0.04566875	0.04029935	10.00	1.16	0.04659552	0.4390175	0.17898	0.618	0.630	1.87%

PILAR TIPO II - SENTIDO TRANSVERSAL ( $\rho_h = 0.98\%$ )													
	Modelo	P (ton)	$\varphi_v$	$\varphi_u$	$\varphi_p$	L (m)	Lp (m)	$\Theta_p = \varphi p(L_p)$	$\Delta_{Tp}$ (m)	$\Delta_{Ty}$ (m)	$\Delta_{Tc} = A$ (m)	$\Delta_{Tc} = B$ (m)	(1-A/B) %Dif
pv = 1%	MII-06-06	-467.51	0.00467679	0.05802749	0.0533507	3.00	0.52	0.0276442	0.15154107	0.02806074	0.180	0.175	-2.81%
	MII-06-08	-468.07	0.00467704	0.05800416	0.05332712	3.00	0.52	0.02763198	0.1514741	0.02806224	0.180	0.172	-4.62%
	MII-06-10	-468.11	0.00467706	0.05800249	0.05332543	3.00	0.52	0.0276311	0.1514693	0.02806236	0.180	0.173	-3.60%
	MII-08-08	-458.78	0.00467921	0.05835495	0.05367574	4.00	0.58	0.03108255	0.2306611	0.04991157	0.281	0.285	1.69%
	MII-08-10	-459.28	0.00467789	0.05833383	0.05365594	4.00	0.58	0.03107108	0.23057601	0.04989749	0.280	0.287	2.34%
	MII-10-10	-455.21	0.0046791	0.05850216	0.05382306	5.00	0.66	0.0354737	0.33135702	0.077985	0.409	0.417	1.93%
pv = 2%	MII-06-06	-626.78	0.00519474	0.0453395	0.04014476	3.00	0.71	0.02860194	0.1512336	0.03116844	0.182	0.183	0.11%
	MII-06-08	-627.34	0.0051951	0.04532956	0.04013446	3.00	0.71	0.0285946	0.1511948	0.0311706	0.182	0.188	3.05%
	MII-06-10	-627.38	0.00519085	0.04460707	0.03941622	3.00	0.71	0.02808287	0.14848904	0.0311451	0.180	0.181	0.81%
	MII-08-08	-608.70	0.00519433	0.04497347	0.03977914	4.00	0.71	0.02834144	0.20653912	0.05540619	0.262	0.275	4.75%
	MII-08-10	-609.17	0.00519802	0.04567213	0.04047411	4.00	0.71	0.02883659	0.21014751	0.05544555	0.266	0.275	3.56%
	MII-10-10	-599.45	0.00519885	0.04586119	0.04066234	5.00	0.76	0.03075028	0.28424841	0.0866475	0.371	0.395	6.05%
pv = 3%	MII-06-06	-745.48	0.00543877	0.04108875	0.03564998	3.00	0.71	0.02539954	0.13430084	0.03263262	0.167	0.164	-1.73%
	MII-06-08	-746.05	0.00543914	0.04108125	0.03564211	3.00	0.71	0.02539393	0.13427119	0.03263484	0.167	0.169	1.36%
	MII-06-10	-746.09	0.00543917	0.04108073	0.03564156	3.00	0.71	0.02539354	0.13426912	0.03263502	0.167	0.163	-2.40%
	MII-08-08	-720.25	0.00538985	0.04142184	0.03603199	4.00	0.71	0.02567171	0.18708337	0.05749173	0.245	0.250	2.33%
	MII-08-10	-720.62	0.0053901	0.04141692	0.03602682	4.00	0.71	0.02566803	0.18705653	0.0574944	0.245	0.251	2.57%
	MII-10-10	-706.66	0.00538043	0.04159983	0.0362194	5.00	0.76	0.02739038	0.25319022	0.08967383	0.343	0.361	4.97%
pv = 4%	MII-06-06	-843.59	0.00560989	0.03809104	0.03248115	3.00	0.71	0.02314184	0.1223632	0.03365934	0.156	0.160	2.49%
	MII-06-08	-843.74	0.00560996	0.03808945	0.03247949	3.00	0.71	0.02314066	0.12235695	0.03365976	0.156	0.158	1.19%
	MII-06-10	-843.78	0.00560998	0.03808902	0.03247904	3.00	0.71	0.02314034	0.12235525	0.03365988	0.156	0.155	-0.65%
	MII-08-08	-812.12	0.00560464	0.03843298	0.03282834	4.00	0.71	0.02338921	0.17044955	0.05978283	0.230	0.234	1.74%
	MII-08-10	-812.60	0.00560484	0.03842764	0.03282228	4.00	0.71	0.02338526	0.17042079	0.05978496	0.230	0.237	2.74%
	MII-10-10	-795.05	0.00560314	0.03862442	0.03302128	5.00	0.76	0.02497185	0.23083389	0.09338567	0.324	0.335	3.19%

PILAR TIPO II - SENTIDO LONGITUDINAL ( $\rho_h = 1.41\%$ )													
	Modelo	P (ton)	$\varphi_v$	$\varphi_u$	$\varphi_p$	L (m)	Lp (m)	$\Theta_p = \varphi_p(L_p)$	$\Delta_{ip}$ (m)	$\Delta_{iy}$ (m)	$\Delta_{ic} = A$ (m)	$\Delta_{ic} = B$ (m)	(1-A/B) %Dif
pv = 1%	MII-06-06	-211.40	0.00493409	0.08986514	0.08493105	6.00	0.74	0.06277084	0.35342871	0.05920908	0.413	0.393	-5.10%
	MII-06-08	-211.96	0.00493254	0.08981252	0.08487998	6.00	0.74	0.0627331	0.35321619	0.05919048	0.412	0.402	-2.64%
	MII-06-10	-212.00	0.00493252	0.08980877	0.08487625	6.00	0.74	0.06273034	0.35320066	0.05919024	0.412	0.403	-2.25%
	MII-08-08	-217.41	0.0049234	0.08931163	0.08438823	8.00	0.90	0.07587177	0.57286676	0.10503253	0.678	0.653	-3.78%
	MII-08-10	-217.88	0.00492318	0.08926951	0.08434633	8.00	0.90	0.0758341	0.57258233	0.10502784	0.678	0.662	-2.40%
	MII-10-10	-222.51	0.00491558	0.0888667	0.08395112	10.00	1.06	0.08891095	0.84202762	0.16385267	1.006	0.975	-3.16%
pv = 2%	MII-06-06	-211.40	0.00552142	0.07046537	0.06494395	6.00	0.84	0.0543084	0.30314313	0.06625704	0.369	0.370	0.03%
	MII-06-08	-211.96	0.00552142	0.07044679	0.06492537	6.00	0.84	0.05429287	0.3030564	0.06625704	0.369	0.361	-2.22%
	MII-06-10	-212.00	0.00552143	0.07044546	0.06492403	6.00	0.84	0.05429175	0.30305015	0.06625716	0.369	0.362	-2.10%
	MII-08-08	-217.41	0.00552318	0.07026697	0.06474379	8.00	1.00	0.06450003	0.48387164	0.11782784	0.602	0.594	-1.36%
	MII-08-10	-217.88	0.00552336	0.07025155	0.06472819	8.00	1.00	0.06448449	0.48375505	0.11783168	0.602	0.596	-0.87%
	MII-10-10	-222.51	0.00552377	0.07009979	0.06457602	10.00	1.16	0.07466505	0.70348537	0.18412567	0.888	0.883	-0.58%
pv = 3%	MII-06-06	-211.40	0.00558361	0.06232441	0.0567408	6.00	0.84	0.04744864	0.26485275	0.06700332	0.332	0.327	-1.45%
	MII-06-08	-211.96	0.00558361	0.06231079	0.05672718	6.00	0.84	0.04743725	0.26478917	0.06700332	0.332	0.332	-0.09%
	MII-06-10	-212.00	0.00558361	0.06230982	0.05672621	6.00	0.84	0.04743644	0.26478465	0.06700332	0.332	0.332	0.06%
	MII-08-08	-217.41	0.00558137	0.062178868	0.056597498	8.00	1.00	0.05638441	0.42298921	0.11906923	0.542	0.537	-0.98%
	MII-08-10	-217.88	0.00558138	0.06216734	0.05658596	8.00	1.00	0.05637291	0.42290298	0.11906944	0.542	0.545	0.61%
	MII-10-10	-222.51	0.00557908	0.0620539	0.05647482	10.00	1.16	0.06529816	0.61523162	0.18596933	0.801	0.797	-0.48%
pv = 4%	MII-06-06	-211.40	0.00565734	0.05657847	0.05092113	6.00	0.84	0.04258203	0.23768789	0.06788808	0.306	0.307	0.50%
	MII-06-08	-211.96	0.0056574	0.05655411	0.05089671	6.00	0.84	0.04256161	0.23757391	0.06788888	0.305	0.302	-1.18%
	MII-06-10	-212.00	0.00565741	0.05655287	0.05089546	6.00	0.84	0.04256056	0.23756807	0.06788892	0.305	0.305	-0.18%
	MII-08-08	-217.41	0.00565506	0.05638223	0.05072717	8.00	1.00	0.05053618	0.3791165	0.12064128	0.500	0.509	1.76%
	MII-08-10	-217.88	0.00565542	0.05636784	0.05071242	8.00	1.00	0.05052149	0.37900626	0.12064896	0.500	0.500	0.07%
	MII-10-10	-222.51	0.00566176	0.0562263	0.05056454	10.00	1.16	0.05846449	0.55084556	0.18872533	0.740	0.756	2.21%



PILAR TIPO II - SENTIDO TRANSVERSAL ( $\rho_h = 1.41\%$ )													
	Modelo	P (ton)	$\varphi_v$	$\varphi_u$	$\varphi_p$	L (m)	Lp (m)	$\Theta_P = \varphi_P(L_P)$	$\Delta_{TP}$ (m)	$\Delta_{TY}$ (m)	$\Delta_{Tc} = A$ (m)	$\Delta_{Tt} = B$ (m)	(1-A/B) %Dif
pv = 1%	MII-06-06	-475.61	0.00493973	0.07301922	0.06807949	3.00	0.52	0.03527607	0.19337776	0.02963838	0.223	0.213	-4.90%
	MII-06-08	-476.18	0.00493941	0.0729917	0.06805229	3.00	0.52	0.03526197	0.1933005	0.02963646	0.223	0.215	-3.60%
	MII-06-10	-476.22	0.00493944	0.07298976	0.06805032	3.00	0.52	0.03526095	0.19329491	0.02963664	0.223	0.215	-3.69%
	MII-08-08	-467.23	0.00493432	0.07342309	0.06848877	4.00	0.58	0.03966048	0.29431723	0.05263275	0.347	0.353	1.60%
	MII-08-10	-467.72	0.0049347	0.07339957	0.06846487	4.00	0.58	0.03964664	0.29421452	0.0526368	0.347	0.353	1.74%
	MII-10-10	-463.46	0.00493218	0.07360347	0.06867129	5.00	0.66	0.04525987	0.42276886	0.082203	0.505	0.515	1.99%
pv = 2%	MII-06-06	-641.24	0.00545946	0.05701353	0.05155407	3.00	0.71	0.03673073	0.19421483	0.03275676	0.227	0.229	0.80%
	MII-06-08	-641.80	0.00545993	0.05699314	0.05153321	3.00	0.71	0.03671587	0.19413624	0.03275958	0.227	0.227	-0.13%
	MII-06-10	-641.84	0.00545996	0.05699168	0.05153172	3.00	0.71	0.0367148	0.19413063	0.03275976	0.227	0.223	-1.79%
	MII-08-08	-622.30	0.00543918	0.05768346	0.05224428	4.00	0.71	0.03722248	0.27125996	0.05801792	0.329	0.341	3.30%
	MII-08-10	-622.77	0.0054396	0.05767364	0.05223404	4.00	0.71	0.03721519	0.27120679	0.0580224	0.329	0.339	2.85%
	MII-10-10	-612.52	0.005428	0.05803013	0.05260213	5.00	0.76	0.03977957	0.36771301	0.09046667	0.458	0.476	3.76%
pv = 3%	MII-06-06	-762.62	0.00566254	0.0510696	0.04540706	3.00	0.71	0.03235117	0.17105777	0.03397524	0.205	0.207	0.90%
	MII-06-08	-763.19	0.00566284	0.05106011	0.04539727	3.00	0.71	0.03234419	0.17102089	0.03397704	0.205	0.203	-0.79%
	MII-06-10	-763.23	0.00566286	0.05105944	0.04539658	3.00	0.71	0.0323437	0.17101829	0.03397716	0.205	0.201	-2.09%
	MII-08-08	-736.45	0.00569613	0.05148616	0.04579003	4.00	0.71	0.03262402	0.23774854	0.06075872	0.299	0.303	1.58%
	MII-08-10	-736.92	0.00569618	0.05147851	0.04578233	4.00	0.71	0.03261854	0.23770856	0.06075925	0.298	0.301	0.78%
	MII-10-10	-722.34	0.00569198	0.05171921	0.04602723	5.00	0.76	0.0348074	0.32175145	0.09486633	0.417	0.425	1.93%
pv = 4%	MII-06-06	-864.23	0.00577395	0.04729493	0.04152098	3.00	0.71	0.02958245	0.15641811	0.0346437	0.191	0.190	-0.77%
	MII-06-08	-864.79	0.0057742	0.04728797	0.04151377	3.00	0.71	0.02957732	0.15639094	0.0346452	0.191	0.192	0.40%
	MII-06-10	-864.83	0.00577422	0.04728747	0.04151325	3.00	0.71	0.02957695	0.15638899	0.03464532	0.191	0.188	-1.56%
	MII-08-08	-831.96	0.00580707	0.0477056	0.04189853	4.00	0.71	0.02985145	0.21754331	0.06194208	0.279	0.281	0.65%
	MII-08-10	-832.41	0.00580727	0.04769484	0.04188757	4.00	0.71	0.02984364	0.2174864	0.06194421	0.279	0.281	0.52%
	MII-10-10	-813.97	0.00580409	0.04793138	0.04212729	5.00	0.76	0.03185813	0.29448908	0.09673483	0.391	0.406	3.64%

**ANEXO E: TABLAS DE PERIODOS Y MASA DE PARTICIPACION MODAL**

		ph = 0.59%				ph = 0.98%				ph = 1.41%			
		Longitudinal		Transversal		Longitudinal		Transversal		Longitudinal		Transversal	
	Modelo	T (seg.)	%Masa	T (seg.)	%Masa	T (seg.)	%Masa	T (seg.)	%Masa	T (seg.)	%Masa	T (seg.)	%Masa
pv = 1%	MI-06-06	1.362	94%	0.414	79%	1.371	94%	0.416	79%	1.361	94%	0.414	79%
	MI-06-08	1.524	94%	0.456	79%	1.532	94%	0.457	79%	1.520	94%	0.455	79%
	MI-06-10	1.610	93%	0.477	78%	1.618	93%	0.478	78%	1.608	93%	0.476	78%
	MI-08-08	1.764	93%	0.510	79%	1.772	93%	0.512	79%	1.762	93%	0.510	79%
	MI-08-10	1.900	93%	0.537	79%	1.907	93%	0.539	79%	1.899	93%	0.537	79%
	MI-10-10	2.072	97%	0.569	81%	2.080	97%	0.570	81%	2.072	97%	0.569	81%
pv = 2%	MI-06-06	1.184	94%	0.376	79%	1.184	94%	0.376	79%	1.202	94%	0.380	79%
	MI-06-08	1.335	94%	0.418	78%	1.338	94%	0.419	79%	1.355	94%	0.422	79%
	MI-06-10	1.418	93%	0.441	78%	1.422	93%	0.442	78%	1.439	93%	0.445	78%
	MI-08-08	1.570	93%	0.475	79%	1.571	93%	0.476	79%	1.590	93%	0.479	79%
	MI-08-10	1.708	93%	0.506	78%	1.711	93%	0.506	78%	1.729	93%	0.509	78%
	MI-10-10	1.890	97%	0.542	81%	1.893	97%	0.543	81%	1.911	97%	0.545	81%
pv = 3%	MI-06-06	1.089	94%	0.355	79%	1.094	94%	0.356	79%	1.090	94%	0.355	79%
	MI-06-08	1.236	94%	0.398	78%	1.240	94%	0.399	78%	1.235	94%	0.398	78%
	MI-06-10	1.247	93%	0.421	78%	1.251	93%	0.422	78%	1.246	93%	0.421	78%
	MI-08-08	1.462	93%	0.455	79%	1.468	93%	0.456	79%	1.463	93%	0.455	79%
	MI-08-10	1.601	93%	0.487	78%	1.606	93%	0.488	78%	1.600	93%	0.487	78%
	MI-10-10	1.784	97%	0.525	81%	1.789	97%	0.526	81%	1.784	97%	0.525	81%
pv = 4%	MI-06-06	1.031	94%	0.342	79%	1.030	94%	0.342	79%	1.036	94%	0.343	79%
	MI-06-08	1.173	94%	0.384	78%	1.171	94%	0.384	78%	1.178	94%	0.386	78%
	MI-06-10	1.251	93%	0.409	78%	1.250	93%	0.408	78%	1.257	93%	0.410	78%
	MI-08-08	1.394	93%	0.441	79%	1.392	93%	0.441	79%	1.400	93%	0.443	79%
	MI-08-10	1.531	93%	0.474	78%	1.529	93%	0.474	78%	1.537	93%	0.475	78%
	MI-10-10	1.714	97%	0.514	81%	1.713	97%	0.514	81%	1.721	97%	0.515	81%

		ph = 0.59%				ph = 0.98%				ph = 1.41%			
		Longitudinal		Transversal		Longitudinal		Transversal		Longitudinal		Transversal	
	Modelo	T (seg.)	%Masa	T (seg.)	%Masa	T (seg.)	%Masa	T (seg.)	%Masa	T (seg.)	%Masa	T (seg.)	%Masa
pv = 1%	MII-06-06	1.189	97%	0.373	82%	1.195	97%	0.375	82%	1.204	97%	0.377	82%
	MII-06-08	1.342	96%	0.417	81%	1.350	96%	0.419	81%	1.357	96%	0.421	81%
	MII-06-10	1.425	96%	0.441	81%	1.434	96%	0.442	81%	1.441	96%	0.444	81%
	MII-08-08	1.577	96%	0.476	81%	1.586	96%	0.478	81%	1.594	96%	0.480	81%
	MII-08-10	1.715	96%	0.508	81%	1.726	96%	0.510	81%	1.732	96%	0.511	81%
	MII-10-10	1.902	95%	0.546	81%	1.912	95%	0.547	81%	1.919	95%	0.549	81%
pv = 2%	MII-06-06	1.017	97%	0.333	82%	1.014	97%	0.332	82%	1.027	97%	0.336	82%
	MII-06-08	1.157	96%	0.377	81%	1.153	96%	0.376	81%	1.169	96%	0.379	81%
	MII-06-10	1.236	96%	0.402	81%	1.231	96%	0.401	81%	1.248	96%	0.405	81%
	MII-08-08	1.379	96%	0.436	81%	1.374	96%	0.435	81%	1.391	96%	0.439	81%
	MII-08-10	1.515	96%	0.470	81%	1.510	96%	0.469	81%	1.529	96%	0.473	81%
	MII-10-10	1.703	95%	0.512	81%	1.698	95%	0.511	81%	1.717	95%	0.515	81%
pv = 3%	MII-06-06	0.914	97%	0.308	81%	0.921	97%	0.310	81%	0.927	97%	0.311	81%
	MII-06-08	1.045	96%	0.351	81%	1.053	96%	0.353	81%	1.058	96%	0.354	81%
	MII-06-10	1.119	96%	0.377	80%	1.128	96%	0.379	80%	1.133	96%	0.380	80%
	MII-08-08	1.253	96%	0.409	81%	1.262	96%	0.411	81%	1.268	96%	0.412	81%
	MII-08-10	1.385	96%	0.444	81%	1.395	96%	0.446	81%	1.401	96%	0.447	81%
	MII-10-10	1.569	95%	0.488	81%	1.587	95%	0.491	81%	1.586	95%	0.491	81%
pv = 4%	MII-06-06	0.867	97%	0.297	81%	0.869	97%	0.297	81%	0.865	97%	0.297	81%
	MII-06-08	0.993	96%	0.339	81%	0.995	96%	0.340	81%	0.991	96%	0.339	81%
	MII-06-10	1.065	96%	0.366	80%	1.066	96%	0.366	80%	1.063	96%	0.365	80%
	MII-08-08	1.195	96%	0.396	81%	1.196	96%	0.397	81%	1.192	96%	0.396	81%
	MII-08-10	1.324	96%	0.432	81%	1.325	96%	0.432	81%	1.321	96%	0.431	81%
	MII-10-10	1.505	95%	0.476	81%	1.507	95%	0.476	81%	1.503	95%	0.475	81%

**ANEXO F: TABLAS DE VERIFICACION DE DUCTILIDAD Y EFECTO P-DELTA**

ph = 0.59%																							
		Sentido Longitudinal											Sentido Transversal										
Modelo	Col. Ext.	H (m)	P (ton)	Mp (ton-m)	$\Delta_{L,e}$ (m)	$\Delta_L$ (m)	$\Delta_{L,F}$ (m)	$\mu$	$\mu_F$	$\mu_F < 5$	$P\Delta_{L,F} = A$ (ton-m)	$0.2Mp = B$ (ton-m)	A < B	$\Delta_{T,e}$ (m)	$\Delta_{T,T}$ (m)	$\Delta_{T,F}$ (m)	$\mu$	$\mu_F$	$\mu_F < 5$	$P\Delta_{T,F}/2=A$ (ton-m)	$0.2Mp = B$ (ton-m)	A < B	
pv = 1%	MI06-06	P11	6.00	-307.70	386.28	0.06	0.24	0.24	4.28	4.28	OK	73.17	77.26	OK	0.03	0.13	0.13	4.80	4.80	OK	20.46	77.26	OK
	MI-06-08	P11	6.00	-343.00	394.31	0.06	0.24	0.23	4.03	3.86	OK	78.03	78.86	OK	0.03	0.13	0.13	4.94	4.94	OK	21.87	78.86	OK
	MI-06-10	P11	6.00	-343.11	394.34	0.05	0.23	0.23	4.42	4.42	OK	77.92	78.87	OK	0.03	0.12	0.12	5.00	5.00	OK	21.43	78.87	OK
	MI-08-08	P11	8.00	-310.47	386.90	0.11	0.39	0.25	3.66	2.34	OK	76.84	77.38	OK	0.05	0.22	0.22	4.42	4.42	OK	33.44	77.38	OK
	MI-08-10	P11	8.00	-345.77	394.94	0.10	0.38	0.23	3.95	2.35	OK	78.66	78.99	OK	0.05	0.21	0.21	4.54	4.54	OK	37.12	78.99	OK
	MI-10-10	P11	10.00	-313.26	387.53	0.16	0.58	0.25	3.54	1.49	OK	76.75	77.51	OK	0.07	0.31	0.31	4.44	4.44	OK	48.49	77.51	OK
pv = 2%	MI-06-06	P11	6.00	-307.70	601.30	0.06	0.22	0.22	3.69	3.69	OK	68.86	120.26	OK	0.03	0.14	0.14	4.98	4.98	OK	21.08	120.26	OK
	MI-06-08	P11	6.00	-343.00	608.63	0.06	0.22	0.22	3.74	3.74	OK	75.56	121.73	OK	0.03	0.14	0.14	4.42	4.42	OK	23.72	121.73	OK
	MI-06-10	P11	6.00	-343.11	608.66	0.07	0.23	0.23	3.33	3.33	OK	77.27	121.73	OK	0.03	0.14	0.14	4.73	4.73	OK	24.43	121.73	OK
	MI-08-08	P11	8.00	-310.47	601.86	0.12	0.36	0.36	3.08	3.08	OK	113.10	120.37	OK	0.06	0.21	0.21	3.79	3.79	OK	32.63	120.37	OK
	MI-08-10	P11	8.00	-345.77	609.46	0.11	0.37	0.35	3.21	3.07	OK	121.02	121.89	OK	0.05	0.21	0.21	3.89	3.89	OK	35.89	121.89	OK
	MI-10-10	P11	10.00	-313.26	602.44	0.18	0.54	0.38	2.97	2.08	OK	119.04	120.49	OK	0.08	0.30	0.30	3.74	3.74	OK	47.21	120.49	OK
pv = 3%	MI-06-06	P11	6.00	-307.70	771.50	0.07	0.21	0.21	3.05	3.05	OK	64.92	154.30	OK	0.03	0.13	0.13	3.82	3.82	OK	20.14	154.30	OK
	MI-06-08	P11	6.00	-343.00	776.15	0.07	0.21	0.21	3.10	3.10	OK	73.33	155.23	OK	0.03	0.13	0.13	4.16	4.16	OK	21.99	155.23	OK
	MI-06-10	P11	6.00	-343.11	776.14	0.07	0.21	0.21	3.12	3.12	OK	72.26	155.23	OK	0.04	0.13	0.13	3.80	3.80	OK	22.99	155.23	OK
	MI-08-08	P11	8.00	-310.47	771.88	0.12	0.35	0.35	2.96	2.96	OK	108.42	154.38	OK	0.06	0.20	0.20	3.63	3.63	OK	31.19	154.38	OK
	MI-08-10	P11	8.00	-345.77	776.49	0.11	0.35	0.35	3.07	3.07	OK	121.19	155.30	OK	0.06	0.20	0.20	3.36	3.36	OK	34.52	155.30	OK
	MI-10-10	P11	10.00	-313.26	772.24	0.19	0.53	0.49	2.76	2.58	OK	153.50	154.45	OK	0.09	0.29	0.29	3.28	3.28	OK	44.84	154.45	OK
pv = 4%	MI-06-06	P11	6.00	-307.70	909.25	0.07	0.21	0.21	2.84	2.84	OK	63.54	181.85	OK	0.03	0.13	0.13	3.71	3.71	OK	19.52	181.85	OK
	MI-06-08	P11	6.00	-343.00	913.81	0.07	0.20	0.20	2.88	2.88	OK	67.95	182.76	OK	0.04	0.13	0.13	3.45	3.45	OK	21.56	182.76	OK
	MI-06-10	P11	6.00	-343.11	913.83	0.07	0.20	0.20	2.93	2.93	OK	67.90	182.77	OK	0.03	0.12	0.12	3.58	3.58	OK	21.31	182.77	OK
	MI-08-08	P11	8.00	-310.47	909.62	0.13	0.34	0.34	2.66	2.66	OK	106.43	181.92	OK	0.06	0.19	0.19	3.08	3.08	OK	29.76	181.92	OK
	MI-08-10	P11	8.00	-345.77	914.17	0.12	0.34	0.34	2.70	2.70	OK	116.52	182.83	OK	0.06	0.19	0.19	3.14	3.14	OK	32.09	182.83	OK
	MI-10-10	P11	10.00	-313.26	909.97	0.19	0.50	0.50	2.64	2.64	OK	156.94	181.99	OK	0.09	0.27	0.27	2.98	2.98	OK	42.13	181.99	OK

ph = 0.59%																							
Sentido Longitudinal															Sentido Transversal								
Modelo	Col. Ext.	H (m)	P (ton)	Mp (ton-m)	$\Delta_{L,e}$ (m)	$\Delta_L$ (m)	$\Delta_{L,F}$ (m)	$\mu$	$\mu_F$	$\mu_F < 5$	$P\Delta_{L,F} = A$ (ton-m)	$0.2Mp = B$ (ton-m)	A < B	$\Delta_{T,e}$ (m)	$\Delta_T$ (m)	$\Delta_{T,F}$ (m)	$\mu$	$\mu_F$	$\mu_F < 5$	$P\Delta_{T,F}/2 = A$ (ton-m)	$0.2Mp = B$ (ton-m)	A < B	
pv = 1%	MI-06-06	P21	6.00	-342.90	394.29	0.05	0.24	0.23	4.38	4.23	OK	78.01	78.86	OK	0.03	0.13	0.13	4.80	4.80	OK	22.79	78.86	OK
	MI-06-08	P21	8.00	-310.37	386.88	0.11	0.25	0.23	2.38	2.17	OK	70.61	77.38	OK	0.05	0.13	0.13	2.57	2.57	OK	20.61	77.38	OK
	MI-06-10	P21	10.00	-313.03	387.48	0.16	0.24	0.24	1.53	1.42	OK	76.35	77.50	OK	0.09	0.13	0.13	1.54	1.54	OK	20.52	77.50	OK
	MI-08-08	P21	8.00	-345.65	394.92	0.11	0.39	0.23	3.62	2.11	OK	78.46	78.98	OK	0.05	0.22	0.22	4.42	4.42	OK	37.21	78.98	OK
	MI-08-10	P21	10.00	-313.14	387.50	0.16	0.39	0.23	2.46	1.42	OK	71.24	77.50	OK	0.08	0.22	0.22	2.80	2.80	OK	33.73	77.50	OK
	MI-10-10	P21	10.00	-348.41	395.71	0.16	0.58	0.23	3.56	1.40	OK	79.09	79.14	OK	0.07	0.31	0.31	4.44	4.44	OK	53.92	79.14	OK
pv = 2%	MI-06-06	P21	6.00	-342.90	608.61	0.06	0.22	0.22	3.76	3.76	OK	76.12	121.72	OK	0.03	0.14	0.14	5.15	4.98	OK	23.49	121.72	OK
	MI-06-08	P21	8.00	-310.37	601.85	0.12	0.23	0.23	1.95	1.95	OK	71.79	120.37	OK	0.05	0.14	0.14	2.59	2.59	OK	21.77	120.37	OK
	MI-06-10	P21	10.00	-313.03	602.24	0.18	0.24	0.24	1.36	1.36	OK	75.66	120.45	OK	0.08	0.15	0.15	1.73	1.73	OK	22.76	120.45	OK
	MI-08-08	P21	8.00	-345.65	609.44	0.12	0.36	0.35	3.12	3.01	OK	120.98	121.89	OK	0.06	0.21	0.21	3.79	3.79	OK	36.31	121.89	OK
	MI-08-10	P21	10.00	-313.14	602.41	0.18	0.38	0.38	2.07	3.11	OK	117.99	120.48	OK	0.09	0.21	0.21	2.42	2.42	OK	32.68	120.48	OK
	MI-10-10	P21	10.00	-348.41	609.72	0.18	0.54	0.35	2.99	1.92	OK	121.07	121.94	OK	0.08	0.30	0.30	3.74	3.74	OK	52.49	121.94	OK
pv = 3%	MI-06-06	P21	6.00	-342.90	776.13	0.07	0.21	0.21	3.10	3.10	OK	71.70	155.23	OK	0.03	0.13	0.13	3.82	3.82	OK	22.44	155.23	OK
	MI-06-08	P21	8.00	-310.37	771.87	0.12	0.22	0.22	1.84	1.84	OK	69.68	154.37	OK	0.06	0.13	0.13	2.24	2.24	OK	20.28	154.37	OK
	MI-06-10	P21	10.00	-313.03	772.23	0.18	0.23	0.23	1.25	1.25	OK	70.75	154.45	OK	0.09	0.14	0.14	1.55	1.55	OK	21.58	154.45	OK
	MI-08-08	P21	8.00	-345.65	776.49	0.12	0.35	0.35	2.99	2.99	OK	120.01	155.30	OK	0.06	0.20	0.20	3.63	3.63	OK	34.72	155.30	OK
	MI-08-10	P21	10.00	-313.14	772.22	0.19	0.36	0.36	1.94	1.94	OK	113.11	154.44	OK	0.09	0.20	0.20	2.19	2.19	OK	31.49	154.44	OK
	MI-10-10	P21	10.00	-348.41	776.83	0.19	0.52	0.45	2.78	2.36	OK	155.04	155.37	OK	0.09	0.29	0.29	3.28	3.28	OK	49.88	155.37	OK
pv = 4%	MI-06-06	P21	6.00	-342.90	913.80	0.07	0.20	0.20	2.89	2.89	OK	70.19	182.76	OK	0.03	0.13	0.13	3.72	3.72	OK	21.76	182.76	OK
	MI-06-08	P21	8.00	-310.37	909.60	0.13	0.21	0.21	1.66	1.66	OK	64.56	181.92	OK	0.06	0.13	0.13	2.08	3.10	OK	19.96	181.92	OK
	MI-06-10	P21	10.00	-313.03	909.96	0.20	0.21	0.21	1.08	1.08	OK	66.39	181.99	OK	0.09	0.13	0.13	1.39	3.09	OK	20.14	181.99	OK
	MI-08-08	P21	8.00	-345.65	914.14	0.13	0.34	0.34	2.67	2.67	OK	117.83	182.83	OK	0.06	0.19	0.19	3.09	3.09	OK	33.13	182.83	OK
	MI-08-10	P21	10.00	-313.14	909.97	0.19	0.35	0.35	1.80	1.80	OK	108.72	181.99	OK	0.09	0.19	0.19	2.08	3.00	OK	29.31	181.99	OK
	MI-10-10	P21	10.00	-348.41	914.47	0.19	0.50	0.50	2.65	2.65	OK	173.89	182.89	OK	0.09	0.27	0.27	2.98	2.98	OK	46.86	182.89	OK

ph = 0.98%																							
Sentido Longitudinal														Sentido Transversal									
Modelo	Col. Ext.	H (m)	P (ton)	Mp (ton-m)	$\Delta_{L,e}$ (m)	$\Delta_L$ (m)	$\Delta_{L,F}$ (m)	$\mu$	$\mu_F$	$\mu_F < 5$	$P\Delta_{L,F} = A$ (ton-m)	$0.2M_p = B$ (ton-m)	A < B	$\Delta_{T,e}$ (m)	$\Delta_T$ (m)	$\Delta_{T,F}$ (m)	$\mu$	$\mu_F$	$\mu_F < 5$	$P\Delta_{T,F}/2=A$ (ton-m)	$0.2M_p = B$ (ton-m)	A < B	
pv = 1%	MI-06-06	P11	6.00	-307.70	399.56	0.06	0.31	0.26	5.33	4.41	OK	78.46	79.91	OK	0.03	0.14	0.14	4.87	4.87	OK	20.77	79.91	OK
	MI-06-08	P11	0.00	-343.00	408.95	0.06	0.31	0.23	5.20	3.90	OK	78.89	81.79	OK	0.03	0.15	0.15	4.93	4.93	OK	24.87	81.79	OK
	MI-06-10	P11	0.00	-343.11	408.92	0.06	0.31	0.24	4.74	3.65	OK	80.63	81.78	OK	0.03	0.13	0.13	4.98	4.98	OK	21.44	81.78	OK
	MI-08-08	P11	0.00	-310.47	399.55	0.11	0.50	0.26	4.69	2.37	OK	79.17	79.91	OK	0.05	0.24	0.24	4.93	4.93	OK	37.26	79.91	OK
	MI-08-10	P11	0.00	-345.77	408.94	0.11	0.51	0.24	4.60	2.12	OK	81.25	81.79	OK	0.05	0.24	0.24	4.97	4.97	OK	40.63	81.79	OK
	MI-10-10	P11	0.00	-313.26	399.54	0.16	0.76	0.26	4.62	1.55	OK	79.88	79.91	OK	0.08	0.40	0.40	4.96	4.96	OK	61.87	79.91	OK
pv = 2%	MI-06-06	P11	0.00	-307.70	629.51	0.07	0.29	0.29	4.20	4.20	OK	89.39	125.90	OK	0.03	0.14	0.14	4.91	4.91	OK	20.77	125.90	OK
	MI-06-08	P11	0.00	-343.00	635.87	0.07	0.29	0.29	4.39	4.39	OK	98.78	127.17	OK	0.03	0.16	0.16	4.95	4.95	OK	26.58	127.17	OK
	MI-06-10	P11	0.00	-343.11	635.90	0.07	0.29	0.29	4.35	4.35	OK	100.94	127.18	OK	0.03	0.15	0.15	4.98	4.98	OK	25.73	127.18	OK
	MI-08-08	P11	0.00	-310.47	629.50	0.12	0.47	0.40	3.99	3.39	OK	124.19	125.90	OK	0.06	0.28	0.28	4.99	4.99	OK	42.97	125.90	OK
	MI-08-10	P11	0.00	-345.77	635.86	0.12	0.47	0.36	3.78	2.89	OK	124.48	127.17	OK	0.05	0.27	0.27	4.96	4.96	OK	45.81	127.17	OK
	MI-10-10	P11	0.00	-313.26	629.49	0.18	0.70	0.40	3.85	2.19	OK	125.31	125.90	OK	0.09	0.39	0.39	4.33	4.33	OK	60.76	125.90	OK
pv = 3%	MI-06-06	P11	0.00	-307.70	808.24	0.07	0.27	0.27	3.78	3.78	OK	83.94	161.65	OK	0.03	0.15	0.15	4.49	4.49	OK	23.68	161.65	OK
	MI-06-08	P11	0.00	-343.00	813.93	0.07	0.26	0.26	3.83	3.83	OK	90.59	162.79	OK	0.04	0.17	0.17	4.55	4.55	OK	28.80	162.79	OK
	MI-06-10	P11	0.00	-343.11	813.95	0.07	0.26	0.26	3.91	3.91	OK	90.65	162.79	OK	0.04	0.17	0.17	4.78	4.78	OK	28.92	162.79	OK
	MI-08-08	P11	0.00	-310.47	808.23	0.13	0.45	0.45	3.46	3.46	OK	138.25	161.65	OK	0.06	0.25	0.25	4.09	4.09	OK	39.54	161.65	OK
	MI-08-10	P11	0.00	-345.77	813.92	0.12	0.44	0.44	3.52	3.52	OK	151.86	162.78	OK	0.06	0.26	0.26	4.29	4.29	OK	44.14	162.78	OK
	MI-10-10	P11	0.00	-313.26	808.23	0.19	0.65	0.52	3.45	2.71	OK	161.33	161.65	OK	0.10	0.36	0.36	3.75	3.75	OK	55.93	161.65	OK
pv = 4%	MI-06-06	P11	0.00	-307.70	948.49	0.07	0.25	0.25	3.48	3.48	OK	77.72	189.70	OK	0.03	0.16	0.16	4.79	4.79	OK	25.20	189.70	OK
	MI-06-08	P11	0.00	-343.00	953.88	0.07	0.26	0.26	3.72	3.72	OK	87.77	190.78	OK	0.04	0.16	0.16	4.49	4.49	OK	28.04	190.78	OK
	MI-06-10	P11	0.00	-343.11	953.90	0.07	0.25	0.25	3.66	3.66	OK	84.78	190.78	OK	0.03	0.16	0.16	4.71	4.71	OK	27.98	190.78	OK
	MI-08-08	P11	0.00	-310.47	948.48	0.13	0.41	0.41	3.22	3.22	OK	128.66	189.70	OK	0.06	0.24	0.24	3.80	3.80	OK	36.73	189.70	OK
	MI-08-10	P11	0.00	-345.77	953.87	0.12	0.42	0.42	3.38	3.38	OK	145.53	190.77	OK	0.07	0.24	0.24	3.60	3.60	OK	40.83	190.77	OK
	MI-10-10	P11	0.00	-313.26	948.47	0.20	0.61	0.61	3.00	2.96	OK	189.52	189.69	OK	0.10	0.34	0.34	3.48	3.48	OK	53.00	189.69	OK

ph = 0.98%																							
Sentido Longitudinal															Sentido Transversal								
Modelo	Col. Ext.	H (m)	P (ton)	Mp (ton-m)	$\Delta_{L,e}$ (m)	$\Delta_L$ (m)	$\Delta_{L,F}$ (m)	$\mu$	$\mu_F$	$\mu_F < 5$	$P\Delta_{L,F} = A$ (ton-m)	$0.2M_p = B$ (ton-m)	A < B	$\Delta_{T,e}$ (m)	$\Delta_T$ (m)	$\Delta_{T,F}$ (m)	$\mu$	$\mu_F$	$\mu_F < 5$	$P\Delta_{T,F}/2=A$ (ton-m)	$0.2M_p = B$ (ton-m)	A < B	
pv = 1%	MI-06-06	P21	6.00	-342.90	411.12	0.06	0.31	0.24	5.46	4.19	OK	80.58	82.22	OK	0.03	0.14	0.14	4.89	4.89	OK	23.15	82.22	OK
	MI-06-08	P21	8.00	-310.37	402.49	0.11	0.32	0.26	2.99	2.37	OK	79.14	80.50	OK	0.05	0.15	0.16	3.48	3.13	OK	24.05	80.50	OK
	MI-06-10	P21	10.00	-313.03	403.20	0.16	0.33	0.26	2.01	1.56	OK	79.82	80.64	OK	0.08	0.13	0.14	2.20	1.73	OK	21.13	80.64	OK
	MI-08-08	P21	8.00	-345.65	411.85	0.11	0.50	0.24	4.75	2.22	OK	81.23	82.37	OK	0.05	0.24	0.24	4.93	4.93	OK	41.48	82.37	OK
	MI-08-10	P21	10.00	-313.14	403.23	0.17	0.52	0.26	3.16	1.54	OK	79.85	80.65	OK	0.08	0.24	0.24	3.46	3.00	OK	37.58	80.65	OK
	MI-10-10	P21	10.00	-348.41	412.58	0.16	0.76	0.24	4.66	1.44	OK	81.88	82.52	OK	0.08	0.40	0.40	4.96	4.96	OK	68.81	82.52	OK
pv = 2%	MI-06-06	P21	6.00	-342.90	637.41	0.07	0.29	0.29	4.28	4.28	OK	98.96	127.48	OK	0.03	0.14	0.14	4.91	4.91	OK	23.15	127.48	OK
	MI-06-08	P21	8.00	-310.37	631.77	0.12	0.30	0.30	2.47	2.47	OK	93.85	126.35	OK	0.06	0.16	0.17	3.26	2.99	OK	26.38	126.35	OK
	MI-06-10	P21	10.00	-313.03	632.17	0.18	0.32	0.32	1.74	1.74	OK	99.01	126.43	OK	0.09	0.15	0.17	2.13	1.95	OK	26.61	126.43	OK
	MI-08-08	P21	8.00	-345.65	631.66	0.12	0.47	0.37	4.04	3.14	OK	126.16	126.33	OK	0.06	0.28	0.28	4.99	4.99	OK	47.84	126.33	OK
	MI-08-10	P21	10.00	-313.14	632.15	0.19	0.49	0.40	2.58	2.12	OK	125.26	126.43	OK	0.08	0.27	0.28	3.31	3.31	OK	43.31	126.43	OK
	MI-10-10	P21	10.00	-348.41	638.32	0.18	0.70	0.37	3.88	2.02	OK	127.17	127.66	OK	0.09	0.39	0.37	4.33	4.13	OK	64.46	127.66	OK
pv = 3%	MI-06-06	P21	6.00	-342.90	815.32	0.07	0.27	0.27	3.82	3.82	OK	92.93	163.06	OK	0.03	0.15	0.15	4.50	4.50	OK	26.37	163.06	OK
	MI-06-08	P21	8.00	-310.37	810.13	0.13	0.28	0.28	2.18	2.18	OK	86.03	162.03	OK	0.06	0.17	0.17	2.78	2.78	OK	26.46	162.03	OK
	MI-06-10	P21	10.00	-313.03	810.47	0.20	0.28	0.28	1.44	1.44	OK	88.78	162.09	OK	0.09	0.17	0.17	1.88	1.88	OK	27.01	162.09	OK
	MI-08-08	P21	8.00	-345.65	815.89	0.13	0.44	0.44	3.49	3.49	OK	153.26	163.18	OK	0.06	0.25	0.25	4.09	4.09	OK	44.00	163.18	OK
	MI-08-10	P21	10.00	-313.14	810.49	0.20	0.45	0.45	2.31	2.31	OK	141.67	162.10	OK	0.10	0.26	0.26	2.66	2.66	OK	40.21	162.10	OK
	MI-10-10	P21	10.00	-348.41	816.27	0.19	0.65	0.47	3.47	2.47	OK	162.01	163.25	OK	0.10	0.36	0.36	3.75	3.75	OK	62.19	163.25	OK
pv = 4%	MI-06-06	P21	6.00	-342.90	955.16	0.07	0.25	0.25	3.54	3.54	OK	86.00	191.03	OK	0.03	0.16	0.16	4.80	4.80	OK	28.08	191.03	OK
	MI-06-08	P21	8.00	-310.37	950.02	0.13	0.27	0.27	2.09	1.34	OK	83.33	190.00	OK	0.06	0.16	0.17	2.61	2.61	OK	25.84	190.00	OK
	MI-06-10	P21	10.00	-313.03	950.49	0.20	0.27	0.27	2.09	1.34	OK	82.95	190.10	OK	0.10	0.16	0.17	1.77	1.77	OK	26.25	190.10	OK
	MI-08-08	P21	8.00	-345.65	955.44	0.13	0.41	0.41	3.25	3.25	OK	142.58	191.09	OK	0.06	0.24	0.24	3.81	3.81	OK	40.89	191.09	OK
	MI-08-10	P21	10.00	-313.14	950.51	0.20	0.43	0.43	2.22	2.22	OK	135.75	190.10	OK	0.10	0.24	0.24	2.47	2.47	OK	37.25	190.10	OK
	MI-10-10	P21	10.00	-348.41	955.53	0.20	0.61	0.55	3.02	2.69	OK	189.88	191.11	OK	0.10	0.34	0.34	3.49	3.48	OK	58.93	191.11	OK

ph = 1.41%																							
Sentido Longitudinal														Sentido Transversal									
Modelo	Col. Ext.	H (m)	P (ton)	Mp (ton-m)	$\Delta_{L_e}$ (m)	$\Delta_L$ (m)	$\Delta_{L_F}$ (m)	$\mu$	$\mu_F$	$\mu_F < 5$	$P\Delta_{L_F} = A$ (ton-m)	$0.2M_p = B$ (ton-m)	A < B	$\Delta_{T1_T_e}$ (m)	$\Delta_T$ (m)	$\Delta_{T1_T_F}$ (m)	$\mu$	$\mu_F$	$\mu_F < 5$	$P\Delta_{T_F/2} = A$ (ton-m)	$0.2M_p = B$ (ton-m)	A < B	
pv = 1%	MI-06-06	P11	6.00	-307.70	413.69	0.06	0.38	0.27	6.49	4.58	OK	81.54	82.74	OK	0.03	0.21	0.15	7.00	4.88	OK	22.31	82.74	OK
	MI-06-08	P11	6.00	-343.00	422.79	0.07	0.37	0.25	5.71	3.73	OK	84.04	84.56	OK	0.03	0.21	0.15	7.07	4.93	OK	24.87	84.56	OK
	MI-06-10	P11	6.00	-343.11	422.82	0.06	0.38	0.25	5.84	3.80	OK	84.06	84.56	OK	0.03	0.21	0.14	7.20	4.90	OK	24.02	84.56	OK
	MI-08-08	P11	8.00	-310.47	414.52	0.11	0.61	0.27	5.49	2.39	OK	82.27	82.90	OK	0.05	0.34	0.25	6.76	4.93	OK	38.03	82.90	OK
	MI-08-10	P11	8.00	-345.77	423.46	0.11	0.61	0.24	5.54	2.17	OK	82.98	84.69	OK	0.05	0.34	0.24	7.20	4.97	OK	40.63	84.69	OK
	MI-10-10	P11	10.00	-313.26	415.29	0.16	0.92	0.27	5.57	1.61	OK	83.01	83.06	OK	0.08	0.49	0.40	6.14	4.96	OK	61.87	83.06	OK
pv = 2%	MI-06-06	P11	6.00	-307.70	653.01	0.07	0.36	0.35	5.18	4.99	OK	106.16	130.60	OK	0.03	0.23	0.16	7.41	4.92	OK	23.85	130.60	OK
	MI-06-08	P11	6.00	-343.00	661.58	0.07	0.35	0.33	5.41	4.95	OK	111.48	132.32	OK	0.04	0.23	0.18	6.38	4.87	OK	30.01	132.32	OK
	MI-06-10	P11	6.00	-343.11	661.61	0.07	0.35	0.34	5.20	4.96	OK	114.94	132.32	OK	0.03	0.23	0.17	6.55	4.93	OK	29.16	132.32	OK
	MI-08-08	P11	8.00	-310.47	653.66	0.13	0.58	0.42	4.61	3.35	OK	130.40	130.73	OK	0.06	0.34	0.28	6.05	4.95	OK	42.69	130.73	OK
	MI-08-10	P11	8.00	-345.77	662.25	0.13	0.58	0.38	4.38	2.85	OK	131.39	132.45	OK	0.06	0.33	0.30	5.45	4.92	OK	51.86	132.45	OK
	MI-10-10	P11	10.00	-313.26	654.35	0.20	0.85	0.41	4.22	2.04	OK	128.44	130.87	OK	0.10	0.48	0.48	5.00	5.00	OK	74.73	130.87	OK
pv = 3%	MI-06-06	P11	6.00	-307.70	835.21	0.07	0.33	0.33	4.52	4.52	OK	100.99	167.04	OK	0.03	0.21	0.16	6.75	4.95	OK	23.85	167.04	OK
	MI-06-08	P11	6.00	-343.00	842.55	0.07	0.32	0.32	4.64	4.64	OK	109.73	168.51	OK	0.04	0.21	0.18	5.90	4.99	OK	30.01	168.51	OK
	MI-06-10	P11	6.00	-343.11	842.58	0.08	0.32	0.32	4.16	4.16	OK	110.07	168.52	OK	0.03	0.20	0.17	6.06	4.91	OK	28.31	168.52	OK
	MI-08-08	P11	8.00	-310.47	835.78	0.13	0.52	0.52	4.19	4.19	OK	162.69	167.16	OK	0.06	0.31	0.31	4.84	4.84	OK	47.46	167.16	OK
	MI-08-10	P11	8.00	-345.77	843.15	0.13	0.53	0.49	4.00	3.64	OK	167.70	168.63	OK	0.06	0.30	0.30	5.01	4.97	OK	51.86	168.63	OK
	MI-10-10	P11	10.00	-313.26	836.35	0.20	0.77	0.53	3.84	2.64	OK	166.03	167.27	OK	0.10	0.43	0.43	4.33	4.33	OK	67.34	167.27	OK
pv = 4%	MI-06-06	P11	6.00	-307.70	978.18	0.07	0.30	0.30	4.13	4.13	OK	92.25	195.64	OK	0.04	0.20	0.19	5.09	4.87	OK	29.23	195.64	OK
	MI-06-08	P11	6.00	-343.00	982.84	0.08	0.30	0.30	3.86	3.86	OK	104.31	196.57	OK	0.04	0.20	0.20	4.98	4.98	OK	33.92	196.57	OK
	MI-06-10	P11	6.00	-343.11	982.85	0.08	0.31	0.31	3.99	3.99	OK	105.71	196.57	OK	0.04	0.19	0.19	4.86	4.86	OK	33.11	196.57	OK
	MI-08-08	P11	8.00	-310.47	978.54	0.14	0.50	0.50	3.58	3.58	OK	154.86	195.71	OK	0.06	0.29	0.29	4.67	4.67	OK	45.72	195.71	OK
	MI-08-10	P11	8.00	-345.77	983.21	0.14	0.50	0.50	3.63	3.63	OK	174.06	196.64	OK	0.07	0.29	0.29	4.32	4.32	OK	50.52	196.64	OK
	MI-10-10	P11	10.00	-313.26	978.91	0.20	0.75	0.62	3.71	3.09	OK	194.22	195.78	OK	0.10	0.41	0.41	4.11	4.11	OK	63.83	195.78	OK



ph = 1.41%																							
Sentido Longitudinal														Sentido Transversal									
Modelo	Col. Ext.	H (m)	P (ton)	Mp (ton-m)	$\Delta_{L,e}$ (m)	$\Delta_L$ (m)	$\Delta_{L,F}$ (m)	$\mu$	$\mu_F$	$\mu_F < 5$	$P\Delta_{L,F} = A$ (ton-m)	$0.2M_p = B$ (ton-m)	A < B	$\Delta_{T,e}$ (m)	$\Delta_T$ (m)	$\Delta_{T,F}$ (m)	$\mu$	$\mu_F$	$\mu_F < 5$	$P\Delta_{T,F}/2=A$ (ton-m)	$0.2M_p = B$ (ton-m)	A < B	
pv = 1%	MI-06-06	P21	6.00	-342.90	422.77	0.06	0.37	0.25	6.66	4.37	OK	84.01	84.55	OK	0.03	0.21	0.15	7.02	4.90	OK	24.86	84.55	OK
	MI-06-08	P21	8.00	-310.37	414.50	0.07	0.39	0.27	3.58	2.41	OK	82.25	82.90	OK	0.05	0.21	0.16	4.14	3.07	OK	24.05	82.90	OK
	MI-06-10	P21	10.00	-313.03	415.23	0.16	0.40	0.27	2.45	1.61	OK	82.95	83.05	OK	0.08	0.21	0.16	2.74	2.04	OK	24.26	83.05	OK
	MI-08-08	P21	8.00	-345.65	423.44	0.11	0.61	0.25	5.42	2.17	OK	84.68	84.69	OK	0.05	0.34	0.24	6.75	4.83	OK	41.48	84.69	OK
	MI-08-10	P21	10.00	-313.14	415.26	0.17	0.63	0.26	3.75	1.54	OK	81.42	83.05	OK	0.08	0.34	0.24	4.18	2.94	OK	37.58	83.05	OK
	MI-10-10	P21	10.00	-348.41	424.11	0.16	0.91	0.24	5.62	1.48	OK	83.62	84.82	OK	0.08	0.49	0.40	6.14	4.96	OK	68.81	84.82	OK
pv = 2%	MI-06-06	P21	6.00	-342.90	661.56	0.07	0.36	0.34	5.29	4.96	OK	114.87	132.31	OK	0.03	0.23	0.16	7.43	4.94	OK	26.57	132.31	OK
	MI-06-08	P21	8.00	-310.37	653.64	0.13	0.37	0.36	2.90	2.81	OK	111.73	130.73	OK	0.06	0.23	0.20	3.79	3.20	OK	30.26	130.73	OK
	MI-06-10	P21	10.00	-313.03	654.26	0.20	0.38	0.38	1.91	1.91	OK	118.17	130.85	OK	0.10	0.23	0.20	2.41	2.05	OK	30.52	130.85	OK
	MI-08-08	P21	8.00	-345.65	662.21	0.12	0.58	0.38	4.66	3.08	OK	131.35	132.44	OK	0.06	0.34	0.28	6.05	4.95	OK	47.53	132.44	OK
	MI-08-10	P21	10.00	-313.14	654.28	0.20	0.60	0.41	3.09	2.11	OK	128.39	130.86	OK	0.09	0.33	0.32	3.71	3.50	OK	49.32	130.86	OK
	MI-10-10	P21	10.00	-348.41	662.88	0.20	0.85	0.38	4.25	1.91	OK	132.40	132.58	OK	0.10	0.48	0.48	5.00	4.98	OK	82.75	132.58	OK
pv = 3%	MI-06-06	P21	6.00	-342.90	842.54	0.07	0.33	0.33	4.61	4.61	OK	111.96	168.51	OK	0.03	0.21	0.16	6.75	4.95	OK	26.57	168.51	OK
	MI-06-08	P21	8.00	-310.37	835.75	0.13	0.34	0.34	2.61	2.61	OK	104.16	167.15	OK	0.06	0.21	0.20	3.28	3.05	OK	30.26	167.15	OK
	MI-06-10	P21	10.00	-313.03	836.31	0.20	0.34	0.34	1.73	1.73	OK	107.87	167.26	OK	0.10	0.21	0.20	2.11	1.98	OK	30.52	167.26	OK
	MI-08-08	P21	8.00	-345.65	843.12	0.12	0.52	0.49	4.23	3.93	OK	167.64	168.62	OK	0.06	0.31	0.31	4.84	4.84	OK	52.82	168.62	OK
	MI-08-10	P21	10.00	-313.14	836.33	0.19	0.55	0.53	2.82	2.72	OK	165.97	167.27	OK	0.09	0.30	0.30	3.28	3.28	OK	47.63	167.27	OK
	MI-10-10	P21	10.00	-348.41	843.71	0.20	0.77	0.48	3.87	2.41	OK	167.24	168.74	OK	0.10	0.43	0.43	4.33	4.33	OK	74.89	168.74	OK
pv = 4%	MI-06-06	P21	6.00	-342.90	982.82	0.07	0.30	0.30	4.20	4.20	OK	102.15	196.56	OK	0.04	0.20	0.19	5.09	5.00	OK	33.42	196.56	OK
	MI-06-08	P21	8.00	-310.37	978.52	0.13	0.32	0.32	2.41	2.41	OK	99.01	195.70	OK	0.06	0.20	0.20	3.10	3.10	OK	31.05	195.70	OK
	MI-06-10	P21	10.00	-313.03	978.88	0.21	0.33	0.33	1.55	1.55	OK	103.55	195.78	OK	0.10	0.20	0.20	1.92	1.92	OK	30.94	195.78	OK
	MI-08-08	P21	8.00	-345.65	983.22	0.14	0.50	0.50	3.61	3.61	OK	171.75	196.64	OK	0.06	0.29	0.29	4.67	4.67	OK	50.90	196.64	OK
	MI-08-10	P21	10.00	-313.14	978.89	0.21	0.52	0.52	2.48	2.48	OK	162.33	195.78	OK	0.10	0.29	0.29	2.99	2.99	OK	46.02	195.78	OK
	MI-10-10	P21	10.00	-348.41	983.59	0.20	0.74	0.56	3.74	2.81	OK	195.11	196.72	OK	0.10	0.41	0.41	4.11	4.11	OK	70.99	196.72	OK

ph = 0.59%																							
Sentido Longitudinal														Sentido Transversal									
Modelo	Col. Ext.	H (m)	P (ton)	Mp (ton-m)	$\Delta_{L,e}$ (m)	$\Delta_L$ (m)	$\Delta_{L,F}$ (m)	$\mu$	$\mu_F$	$\mu_F < 5$	$P\Delta_{L,F} = A$ (ton-m)	$0.2M_p = B$ (ton-m)	A < B	$\Delta_{T,e}$ (m)	$\Delta_T$ (m)	$\Delta_{T,F}$ (m)	$\mu$	$\mu_F$	$\mu_F < 5$	$P\Delta_{T,F}/2=A$ (ton-m)	$0.2M_p = B$ (ton-m)	A < B	
pv = 1%	MII-06-06	P11	6.00	-190.83	354.92	0.06	0.25	0.25	4.33	4.33	OK	47.88	70.98	OK	0.02	0.13	0.10	6.42	4.83	OK	9.54	70.98	OK
	MII-06-08	P11	6.00	-211.96	360.53	0.06	0.24	0.24	4.07	4.07	OK	50.91	72.11	OK	0.03	0.13	0.12	5.35	4.80	OK	12.72	72.11	OK
	MII-06-10	P11	6.00	-212.00	360.54	0.06	0.25	0.25	4.31	4.31	OK	52.94	72.11	OK	0.02	0.13	0.12	5.58	4.90	OK	12.45	72.11	OK
	MII-08-08	P11	8.00	-196.44	356.45	0.10	0.41	0.36	4.22	3.72	OK	70.72	71.29	OK	0.04	0.22	0.21	5.26	4.92	OK	20.14	71.29	OK
	MII-08-10	P11	8.00	-217.88	362.06	0.10	0.41	0.33	4.20	3.36	OK	70.81	72.41	OK	0.04	0.22	0.20	5.36	4.88	OK	21.79	72.41	OK
	MII-10-10	P11	10.00	-201.15	357.72	0.16	0.61	0.36	3.70	2.16	OK	71.41	71.54	OK	0.07	0.33	0.33	4.58	4.58	OK	33.04	71.54	OK
pv = 2%	MII-06-06	P11	6.00	-190.83	577.05	0.06	0.23	0.23	3.74	3.74	OK	44.54	115.41	OK	0.03	0.15	0.14	5.29	4.91	OK	12.88	115.41	OK
	MII-06-08	P11	6.00	-211.96	581.56	0.06	0.23	0.23	3.95	3.95	OK	49.28	116.31	OK	0.03	0.14	0.14	4.73	4.73	OK	15.12	116.31	OK
	MII-06-10	P11	6.00	-212.00	581.57	0.07	0.23	0.23	3.35	3.35	OK	48.06	116.31	OK	0.03	0.18	0.14	6.33	4.90	OK	14.84	116.31	OK
	MII-08-08	P11	8.00	-196.44	578.26	0.12	0.38	0.38	3.20	3.20	OK	74.41	115.65	OK	0.05	0.22	0.22	4.45	4.45	OK	21.19	115.65	OK
	MII-08-10	P11	8.00	-217.88	582.81	0.11	0.39	0.39	3.54	3.54	OK	84.02	116.56	OK	0.05	0.21	0.21	4.09	4.09	OK	23.40	116.56	OK
	MII-10-10	P11	10.00	-201.15	579.27	0.18	0.56	0.56	3.10	3.10	OK	112.91	115.85	OK	0.08	0.31	0.31	3.84	3.84	OK	31.09	115.85	OK
pv = 3%	MII-06-06	P11	6.00	-190.83	750.38	0.06	0.21	0.21	3.41	3.41	OK	40.63	150.08	OK	0.03	0.13	0.13	4.61	4.61	OK	12.04	150.08	OK
	MII-06-08	P11	6.00	-211.96	754.04	0.07	0.21	0.21	3.08	3.08	OK	44.87	150.81	OK	0.03	0.13	0.13	4.41	4.41	OK	13.76	150.81	OK
	MII-06-10	P11	6.00	-212.00	754.05	0.07	0.22	0.22	3.22	3.22	OK	46.13	150.81	OK	0.03	0.13	0.13	3.86	3.86	OK	13.55	150.81	OK
	MII-08-08	P11	8.00	-196.44	751.35	0.12	0.36	0.36	3.02	3.02	OK	70.19	150.27	OK	0.06	0.20	0.20	3.55	3.55	OK	19.30	150.27	OK
	MII-08-10	P11	8.00	-217.88	755.06	0.12	0.36	0.36	2.94	2.94	OK	77.57	151.01	OK	0.05	0.19	0.19	3.75	3.75	OK	21.19	151.01	OK
	MII-10-10	P11	10.00	-201.15	752.18	0.18	0.53	0.53	2.92	2.92	OK	106.51	150.44	OK	0.08	0.29	0.29	3.55	3.55	OK	28.66	150.44	OK
pv = 4%	MII-06-06	P11	6.00	-190.83	888.31	0.07	0.21	0.21	2.84	2.84	OK	39.39	177.66	OK	0.03	0.12	0.12	3.60	3.60	OK	11.72	177.66	OK
	MII-06-08	P11	6.00	-211.96	897.49	0.07	0.21	0.21	3.02	3.02	OK	44.11	179.50	OK	0.03	0.12	0.12	3.54	3.54	OK	12.68	179.50	OK
	MII-06-10	P11	6.00	-212.00	897.50	0.07	0.21	0.21	3.08	3.08	OK	43.99	179.50	OK	0.03	0.12	0.12	3.76	3.76	OK	12.91	179.50	OK
	MII-08-08	P11	8.00	-196.44	888.99	0.12	0.34	0.34	2.90	2.90	OK	67.34	177.80	OK	0.06	0.19	0.19	3.41	3.41	OK	18.49	177.80	OK
	MII-08-10	P11	8.00	-217.88	898.20	0.12	0.35	0.35	2.79	2.79	OK	75.63	179.64	OK	0.06	0.19	0.19	3.28	3.28	OK	20.62	179.64	OK
	MII-10-10	P11	10.00	-201.15	889.53	0.20	0.51	0.51	2.56	2.56	OK	101.80	177.91	OK	0.09	0.26	0.26	2.97	2.97	OK	26.60	177.91	OK

ph = 0.59%																							
Sentido Longitudinal														Sentido Transversal									
Modelo	Col. Int.	H (m)	P (ton)	Mp (ton-m)	$\Delta_{L,e}$ (m)	$\Delta_L$ (m)	$\Delta_{L,F}$ (m)	$\mu$	$\mu_F$	$\mu_F < 5$	$P\Delta_{L,F} = A$ (ton-m)	$0.2M_p = B$ (ton-m)	A < B	$\Delta_{T,e}$ (m)	$\Delta_T$ (m)	$\Delta_{T,F}$ (m)	$\mu$	$\mu_F$	$\mu_F < 5$	$P\Delta_{T,F}/2=A$ (ton-m)	$0.2M_p = B$ (ton-m)	A < B	
pv = 1%	MII-06-06	P12	6.00	-233.73	366.23	0.06	0.25	0.25	4.33	4.33	OK	58.64	73.25	OK	0.02	0.13	0.10	6.42	4.83	OK	11.69	73.25	OK
	MII-06-08	P12	6.00	-262.18	373.67	0.06	0.24	0.24	4.07	4.07	OK	62.98	74.73	OK	0.03	0.13	0.12	5.35	4.80	OK	15.73	74.73	OK
	MII-06-10	P12	6.00	-262.26	373.70	0.06	0.25	0.25	4.31	4.31	OK	65.49	74.74	OK	0.02	0.13	0.12	5.58	4.90	OK	15.41	74.74	OK
	MII-08-08	P12	8.00	-228.06	364.74	0.10	0.41	0.32	4.22	3.28	OK	72.41	72.95	OK	0.04	0.22	0.21	5.26	4.92	OK	23.38	72.95	OK
	MII-08-10	P12	8.00	-255.84	372.06	0.10	0.41	0.29	4.20	3.00	OK	74.19	74.41	OK	0.04	0.22	0.20	5.36	4.88	OK	25.58	74.41	OK
	MII-10-10	P12	10.00	-224.14	363.71	0.16	0.61	0.32	3.70	1.94	OK	71.72	72.74	OK	0.07	0.33	0.33	4.58	4.58	OK	36.81	72.74	OK
pv = 2%	MII-06-06	P12	6.00	-233.73	586.07	0.06	0.23	0.23	3.74	3.74	OK	54.55	117.21	OK	0.03	0.15	0.14	5.29	4.91	OK	15.78	117.21	OK
	MII-06-08	P12	6.00	-262.18	592.10	0.06	0.23	0.23	3.95	3.95	OK	60.96	118.42	OK	0.03	0.14	0.14	4.73	4.73	OK	18.71	118.42	OK
	MII-06-10	P12	6.00	-262.26	592.12	0.07	0.23	0.23	3.35	3.35	OK	59.45	118.42	OK	0.03	0.18	0.14	6.33	4.90	OK	18.36	118.42	OK
	MII-08-08	P12	8.00	-228.06	584.94	0.12	0.38	0.38	3.20	3.20	OK	86.39	116.99	OK	0.05	0.22	0.22	4.45	4.45	OK	24.60	116.99	OK
	MII-08-10	P12	8.00	-255.84	590.81	0.11	0.39	0.39	3.54	3.54	OK	98.65	118.16	OK	0.05	0.21	0.21	4.09	4.09	OK	27.48	118.16	OK
	MII-10-10	P12	10.00	-224.14	584.13	0.18	0.56	0.52	3.10	2.87	OK	116.55	116.83	OK	0.08	0.31	0.31	3.84	3.84	OK	34.64	116.83	OK
pv = 3%	MII-06-06	P12	6.00	-233.73	756.92	0.06	0.21	0.21	3.41	3.41	OK	49.76	151.38	OK	0.03	0.13	0.13	4.61	4.61	OK	14.75	151.38	OK
	MII-06-08	P12	6.00	-262.18	765.93	0.07	0.21	0.21	3.08	3.08	OK	55.50	153.19	OK	0.03	0.13	0.13	4.41	4.41	OK	17.02	153.19	OK
	MII-06-10	P12	6.00	-262.26	765.94	0.07	0.22	0.22	3.22	3.22	OK	57.07	153.19	OK	0.03	0.13	0.13	3.86	3.86	OK	16.76	153.19	OK
	MII-08-08	P12	8.00	-228.06	756.28	0.12	0.36	0.36	3.02	3.02	OK	81.49	151.26	OK	0.06	0.20	0.20	3.55	3.55	OK	22.41	151.26	OK
	MII-08-10	P12	8.00	-255.84	759.79	0.12	0.36	0.36	2.94	2.94	OK	91.08	151.96	OK	0.05	0.19	0.19	3.75	3.75	OK	24.88	151.96	OK
	MII-10-10	P12	10.00	-224.14	755.97	0.18	0.53	0.53	2.92	2.92	OK	118.68	151.19	OK	0.08	0.29	0.29	3.55	3.55	OK	31.94	151.19	OK
pv = 4%	MII-06-06	P12	6.00	-233.73	900.23	0.07	0.21	0.21	2.84	2.84	OK	48.24	180.05	OK	0.03	0.12	0.12	3.60	3.60	OK	14.35	180.05	OK
	MII-06-08	P12	6.00	-262.18	903.65	0.07	0.21	0.21	3.02	3.02	OK	54.56	180.73	OK	0.03	0.12	0.12	3.54	3.54	OK	15.68	180.73	OK
	MII-06-10	P12	6.00	-262.26	903.66	0.07	0.21	0.21	3.08	3.08	OK	54.42	180.73	OK	0.03	0.12	0.12	3.76	3.76	OK	15.97	180.73	OK
	MII-08-08	P12	8.00	-228.06	899.33	0.12	0.34	0.34	2.90	2.90	OK	78.18	179.87	OK	0.06	0.19	0.19	3.41	3.41	OK	21.46	179.87	OK
	MII-08-10	P12	8.00	-255.84	902.93	0.12	0.35	0.35	2.79	2.79	OK	88.80	180.59	OK	0.06	0.19	0.19	3.28	3.28	OK	24.22	180.59	OK
	MII-10-10	P12	10.00	-224.14	898.99	0.20	0.51	0.51	2.56	2.56	OK	113.44	179.80	OK	0.09	0.26	0.26	2.97	2.97	OK	29.64	179.80	OK

ph = 0.59%																							
Sentido Longitudinal														Sentido Transversal									
Modelo	Col. Ext.	H (m)	P (ton)	Mp (ton-m)	$\Delta_{L_e}$ (m)	$\Delta_L$ (m)	$\Delta_{L_F}$ (m)	$\mu$	$\mu_F$	$\mu_F < 5$	$P\Delta_{L_F} = A$ (ton-m)	$0.2M_p = B$ (ton-m)	A < B	$\Delta_{T_e}$ (m)	$\Delta_T$ (m)	$\Delta_{T_F}$ (m)	$\mu$	$\mu_F$	$\mu_F < 5$	$P\Delta_{T_F/2} = A$ (ton-m)	$0.2M_p = B$ (ton-m)	A < B	
pv = 1%	MII-06-06	P21	6.00	-211.40	360.39	0.06	0.25	0.25	4.44	4.44	OK	52.79	72.08	OK	0.02	0.13	0.10	6.45	4.85	OK	10.57	72.08	OK
	MII-06-08	P21	8.00	-196.73	356.52	0.10	0.25	0.25	2.51	2.51	OK	49.62	71.30	OK	0.04	0.14	0.14	3.32	3.32	OK	13.28	71.30	OK
	MII-06-10	P21	10.00	-201.41	357.79	0.16	0.27	0.27	1.69	1.69	OK	54.04	71.56	OK	0.07	0.14	0.14	2.07	2.05	OK	13.60	71.56	OK
	MII-08-08	P21	8.00	-217.41	361.94	0.10	0.41	0.33	4.28	3.47	OK	71.75	72.39	OK	0.04	0.22	0.21	5.27	4.93	OK	22.28	72.39	OK
	MII-08-10	P21	10.00	-201.45	357.79	0.15	0.42	0.35	2.74	2.30	OK	70.51	71.56	OK	0.06	0.22	0.21	3.46	3.21	OK	20.65	71.56	OK
	MII-10-10	P21	10.00	-222.51	363.26	0.16	0.61	0.33	3.73	2.00	OK	72.32	72.65	OK	0.07	0.33	0.33	4.59	4.59	OK	36.54	72.65	OK
pv = 2%	MII-06-06	P21	6.00	-211.40	581.44	0.06	0.23	0.23	3.81	3.81	OK	48.94	116.29	OK	0.03	0.15	0.14	5.31	4.93	OK	14.27	116.29	OK
	MII-06-08	P21	8.00	-196.73	578.32	0.11	0.24	0.24	2.23	2.23	OK	48.02	115.66	OK	0.05	0.15	0.15	2.78	2.78	OK	14.31	115.66	OK
	MII-06-10	P21	10.00	-201.41	579.32	0.18	0.24	0.24	1.36	1.36	OK	49.04	115.86	OK	0.08	0.19	0.17	2.23	2.06	OK	17.28	115.86	OK
	MII-08-08	P21	8.00	-217.41	582.72	0.12	0.38	0.38	3.24	3.24	OK	81.94	116.54	OK	0.05	0.22	0.22	4.46	4.46	OK	23.45	116.54	OK
	MII-08-10	P21	10.00	-201.45	579.33	0.18	0.40	0.40	2.22	2.22	OK	80.16	115.87	OK	0.07	0.22	0.22	2.93	2.93	OK	21.80	115.87	OK
	MII-10-10	P21	10.00	-222.51	583.77	0.18	0.56	0.52	3.12	2.90	OK	115.71	116.75	OK	0.08	0.31	0.31	3.84	3.84	OK	34.38	116.75	OK
pv = 3%	MII-06-06	P21	6.00	-211.40	753.95	0.06	0.21	0.21	3.47	3.47	OK	44.63	150.79	OK	0.03	0.13	0.13	4.62	4.62	OK	13.33	150.79	OK
	MII-06-08	P21	8.00	-196.73	751.40	0.12	0.22	0.22	1.84	1.84	OK	43.75	150.28	OK	0.05	0.13	0.13	2.74	2.74	OK	13.12	150.28	OK
	MII-06-10	P21	10.00	-201.41	752.21	0.18	0.23	0.23	1.30	1.30	OK	47.09	150.44	OK	0.09	0.13	0.13	1.53	1.53	OK	13.41	150.44	OK
	MII-08-08	P21	8.00	-217.41	754.98	0.12	0.36	0.36	3.05	3.05	OK	77.27	151.00	OK	0.06	0.20	0.20	3.56	3.56	OK	21.36	151.00	OK
	MII-08-10	P21	10.00	-201.45	752.22	0.18	0.37	0.37	1.99	1.99	OK	73.93	150.44	OK	0.08	0.20	0.20	2.40	2.40	OK	19.79	150.44	OK
	MII-10-10	P21	10.00	-222.51	755.83	0.18	0.53	0.53	2.94	2.94	OK	117.40	151.17	OK	0.08	0.28	0.28	3.55	3.55	OK	31.70	151.17	OK
pv = 4%	MII-06-06	P21	6.00	-211.40	897.43	0.07	0.20	0.20	2.88	2.88	OK	43.25	179.49	OK	0.03	0.12	0.12	3.60	3.60	OK	12.98	179.49	OK
	MII-06-08	P21	8.00	-196.73	889.00	0.13	0.22	0.22	1.74	1.74	OK	42.99	177.80	OK	0.06	0.12	0.12	2.12	2.12	OK	12.18	177.80	OK
	MII-06-10	P21	10.00	-201.41	889.57	0.20	0.22	0.22	1.14	1.14	OK	44.83	177.91	OK	0.09	0.13	0.13	1.40	1.40	OK	12.91	177.91	OK
	MII-08-08	P21	8.00	-217.41	898.15	0.12	0.34	0.34	2.93	2.93	OK	74.09	179.63	OK	0.06	0.19	0.19	3.41	3.41	OK	20.46	179.63	OK
	MII-08-10	P21	10.00	-201.45	889.58	0.19	0.36	0.36	1.86	1.86	OK	72.06	177.92	OK	0.09	0.19	0.19	2.21	2.21	OK	19.30	177.92	OK
	MII-10-10	P21	10.00	-222.51	898.76	0.20	0.50	0.50	2.58	2.58	OK	112.19	179.75	OK	0.09	0.26	0.26	2.97	2.97	OK	29.42	179.75	OK

ph = 0.59%																							
Sentido Longitudinal														Sentido Transversal									
Modelo	Col. Int.	H (m)	P (ton)	Mp (ton-m)	$\Delta_{L,e}$ (m)	$\Delta_L$ (m)	$\Delta_{L,F}$ (m)	$\mu$	$\mu_F$	$\mu_F < 5$	$P\Delta_{L,F} = A$ (ton-m)	$0.2Mp = B$ (ton-m)	A < B	$\Delta_{T,e}$ (m)	$\Delta_T$ (m)	$\Delta_{T,F}$ (m)	$\mu$	$\mu_F$	$\mu_F < 5$	$P\Delta_{T,F}/2=A$ (ton-m)	$0.2Mp = B$ (ton-m)	A < B	
pv = 1%	MII-06-06	P22	6.00	-271.66	375.98	0.06	0.25	0.25	4.44	4.44	OK	67.83	75.20	OK	0.02	0.13	0.10	6.45	4.85	OK	13.58	75.20	OK
	MII-06-08	P22	8.00	-238.60	367.54	0.10	0.25	0.25	2.51	2.51	OK	60.17	73.51	OK	0.04	0.14	0.14	3.32	3.32	OK	16.11	73.51	OK
	MII-06-10	P22	10.00	-237.44	367.20	0.16	0.27	0.27	1.69	1.69	OK	63.70	73.44	OK	0.07	0.14	0.14	2.07	2.05	OK	16.03	73.44	OK
	MII-08-08	P22	8.00	-267.96	375.18	0.10	0.41	0.28	4.28	2.95	OK	75.03	75.04	OK	0.04	0.22	0.21	5.27	4.93	OK	27.47	75.04	OK
	MII-08-10	P22	10.00	-237.51	367.22	0.15	0.42	0.30	2.74	1.97	OK	71.25	73.44	OK	0.06	0.22	0.21	3.46	3.21	OK	24.34	73.44	OK
	MII-10-10	P22	10.00	-266.06	374.65	0.16	0.61	0.28	3.73	1.72	OK	74.50	74.93	OK	0.07	0.33	0.33	4.59	4.59	OK	43.69	74.93	OK
pv = 2%	MII-06-06	P22	6.00	-271.66	594.04	0.06	0.23	0.23	3.81	3.81	OK	62.89	118.81	OK	0.03	0.15	0.14	5.31	4.93	OK	18.34	118.81	OK
	MII-06-08	P22	8.00	-238.60	613.33	0.11	0.24	0.24	2.23	2.23	OK	58.24	122.67	OK	0.05	0.15	0.15	2.78	2.78	OK	17.36	122.67	OK
	MII-06-10	P22	10.00	-237.44	613.25	0.18	0.24	0.24	1.36	1.36	OK	57.82	122.65	OK	0.08	0.19	0.17	2.23	2.06	OK	20.37	122.65	OK
	MII-08-08	P22	8.00	-267.96	614.38	0.12	0.38	0.38	3.24	3.24	OK	100.99	122.88	OK	0.05	0.22	0.22	4.46	4.46	OK	28.90	122.88	OK
	MII-08-10	P22	10.00	-237.51	613.26	0.18	0.40	0.40	2.22	2.22	OK	94.51	122.65	OK	0.07	0.22	0.22	2.93	2.93	OK	25.70	122.65	OK
	MII-10-10	P22	10.00	-266.06	614.27	0.18	0.56	0.46	3.12	2.57	OK	122.39	122.85	OK	0.08	0.31	0.31	3.84	3.84	OK	41.11	122.85	OK
pv = 3%	MII-06-06	P22	6.00	-271.66	766.94	0.06	0.21	0.21	3.47	3.47	OK	57.35	153.39	OK	0.03	0.13	0.13	4.62	4.62	OK	17.13	153.39	OK
	MII-06-08	P22	8.00	-238.60	757.78	0.12	0.22	0.22	1.84	1.84	OK	53.06	151.56	OK	0.05	0.13	0.13	2.74	2.74	OK	15.91	151.56	OK
	MII-06-10	P22	10.00	-237.44	757.57	0.18	0.23	0.23	1.30	1.30	OK	55.51	151.51	OK	0.09	0.13	0.13	1.53	1.53	OK	15.81	151.51	OK
	MII-08-08	P22	8.00	-267.96	766.62	0.12	0.36	0.36	3.05	3.05	OK	95.23	153.32	OK	0.06	0.20	0.20	3.56	3.56	OK	26.33	153.32	OK
	MII-08-10	P22	10.00	-237.51	757.58	0.18	0.37	0.37	1.99	1.99	OK	87.17	151.52	OK	0.08	0.20	0.20	2.40	2.40	OK	23.34	151.52	OK
	MII-10-10	P22	10.00	-266.06	766.28	0.18	0.53	0.53	2.94	2.94	OK	140.37	153.26	OK	0.08	0.28	0.28	3.55	3.55	OK	37.90	153.26	OK
pv = 4%	MII-06-06	P22	6.00	-271.66	904.87	0.07	0.20	0.20	2.88	2.88	OK	55.58	180.97	OK	0.03	0.12	0.12	3.60	3.60	OK	16.68	180.97	OK
	MII-06-08	P22	8.00	-238.60	900.72	0.13	0.22	0.22	1.74	1.74	OK	52.13	180.14	OK	0.06	0.12	0.12	2.12	2.12	OK	14.77	180.14	OK
	MII-06-10	P22	10.00	-237.44	900.54	0.20	0.22	0.22	1.14	1.14	OK	52.85	180.11	OK	0.09	0.13	0.13	1.40	1.40	OK	15.22	180.11	OK
	MII-08-08	P22	8.00	-267.96	904.29	0.12	0.34	0.34	2.93	2.93	OK	91.32	180.86	OK	0.06	0.19	0.19	3.41	3.41	OK	25.22	180.86	OK
	MII-08-10	P22	10.00	-237.51	900.55	0.19	0.36	0.36	1.86	1.86	OK	84.96	180.11	OK	0.09	0.19	0.19	2.21	2.21	OK	22.75	180.11	OK
	MII-10-10	P22	10.00	-266.06	903.99	0.20	0.50	0.50	2.58	2.58	OK	134.15	180.80	OK	0.09	0.26	0.26	2.97	2.97	OK	35.17	180.80	OK

ph = 0.98%																							
Sentido Longitudinal															Sentido Transversal								
Modelo	Col. Ext.	H (m)	P (ton)	Mp (ton-m)	$\Delta_{L,e}$ (m)	$\Delta_L$ (m)	$\Delta_{L,F}$ (m)	$\mu$	$\mu_F$	$\mu_F < 5$	$P\Delta_{L,F} = A$ (ton-m)	$0.2Mp = B$ (ton-m)	A < B	$\Delta_{T,e}$ (m)	$\Delta_T$ (m)	$\Delta_{T,F}$ (m)	$\mu$	$\mu_F$	$\mu_F < 5$	$P\Delta_{T,F}/2=A$ (ton-m)	$0.2Mp = B$ (ton-m)	A < B	
pv = 1%	MII-06-06	P11	6.00	-190.83	369.39	0.06	0.33	0.31	5.24	4.97	OK	59.16	73.88	OK	0.02	0.17	0.10	8.45	4.83	OK	9.54	73.88	OK
	MII-06-08	P11	6.00	-211.96	374.39	0.06	0.33	0.29	5.63	4.92	OK	61.47	74.88	OK	0.03	0.17	0.14	6.29	4.95	OK	14.31	74.88	OK
	MII-06-10	P11	6.00	-212.00	374.40	0.06	0.32	0.29	5.56	4.92	OK	60.42	74.88	OK	0.02	0.17	0.12	7.19	4.98	OK	12.72	74.88	OK
	MII-08-08	P11	8.00	-196.44	370.73	0.11	0.54	0.38	5.01	3.49	OK	73.67	74.15	OK	0.05	0.29	0.24	6.00	4.94	OK	23.08	74.15	OK
	MII-08-10	P11	8.00	-217.88	375.84	0.11	0.54	0.34	4.97	3.12	OK	74.08	75.17	OK	0.05	0.29	0.23	6.15	4.93	OK	25.06	75.17	OK
	MII-10-10	P11	10.00	-201.15	371.81	0.16	0.80	0.37	4.89	2.22	OK	73.42	74.36	OK	0.07	0.42	0.36	5.82	4.95	OK	35.70	74.36	OK
pv = 2%	MII-06-06	P11	6.00	-190.83	608.61	0.06	0.30	0.30	4.83	4.83	OK	57.53	121.72	OK	0.03	0.18	0.14	6.64	4.91	OK	12.88	121.72	OK
	MII-06-08	P11	6.00	-211.96	613.74	0.07	0.30	0.30	4.34	4.34	OK	63.38	122.75	OK	0.03	0.19	0.15	6.25	4.98	OK	15.90	122.75	OK
	MII-06-10	P11	6.00	-212.00	613.75	0.07	0.30	0.30	4.39	4.39	OK	62.92	122.75	OK	0.03	0.18	0.14	6.33	4.90	OK	14.84	122.75	OK
	MII-08-08	P11	8.00	-196.44	609.99	0.12	0.49	0.49	4.18	4.18	OK	97.00	122.00	OK	0.06	0.28	0.28	4.83	4.83	OK	27.02	122.00	OK
	MII-08-10	P11	8.00	-217.88	615.24	0.12	0.49	0.49	4.08	4.08	OK	107.70	123.05	OK	0.06	0.28	0.28	4.86	4.86	OK	30.00	123.05	OK
	MII-10-10	P11	10.00	-201.15	611.17	0.18	0.72	0.61	3.96	3.34	OK	121.70	122.23	OK	0.08	0.39	0.39	4.91	4.91	OK	39.72	122.23	OK
pv = 3%	MII-06-06	P11	6.00	-190.83	784.43	0.07	0.27	0.27	3.74	3.74	OK	51.92	156.89	OK	0.03	0.16	0.16	4.80	4.80	OK	15.67	156.89	OK
	MII-06-08	P11	6.00	-211.96	787.79	0.07	0.27	0.27	3.97	3.97	OK	57.89	157.56	OK	0.03	0.17	0.15	5.74	4.92	OK	15.37	157.56	OK
	MII-06-10	P11	6.00	-212.00	787.80	0.07	0.27	0.27	4.04	4.04	OK	57.77	157.56	OK	0.03	0.16	0.16	4.91	4.91	OK	17.28	157.56	OK
	MII-08-08	P11	8.00	-196.44	785.33	0.13	0.46	0.46	3.53	3.53	OK	89.44	157.07	OK	0.06	0.25	0.25	4.53	4.53	OK	24.60	157.07	OK
	MII-08-10	P11	8.00	-217.88	788.53	0.13	0.45	0.45	3.48	3.48	OK	98.42	157.71	OK	0.06	0.25	0.25	4.31	4.31	OK	27.34	157.71	OK
	MII-10-10	P11	10.00	-201.15	786.05	0.20	0.67	0.67	3.39	3.39	OK	134.75	157.21	OK	0.09	0.36	0.36	4.05	4.05	OK	36.30	157.21	OK
pv = 4%	MII-06-06	P11	6.00	-190.83	932.07	0.07	0.25	0.25	3.48	3.48	OK	48.24	186.41	OK	0.03	0.16	0.16	4.70	4.70	OK	15.28	186.41	OK
	MII-06-08	P11	6.00	-211.96	935.19	0.07	0.26	0.26	3.71	3.71	OK	54.09	187.04	OK	0.03	0.16	0.16	4.52	4.52	OK	16.73	187.04	OK
	MII-06-10	P11	6.00	-212.00	935.20	0.08	0.26	0.26	3.35	3.35	OK	54.70	187.04	OK	0.03	0.16	0.16	4.78	4.78	OK	16.43	187.04	OK
	MII-08-08	P11	8.00	-196.44	932.85	0.13	0.43	0.43	3.30	3.30	OK	83.66	186.57	OK	0.06	0.23	0.23	3.77	3.77	OK	23.02	186.57	OK
	MII-08-10	P11	8.00	-217.88	936.03	0.12	0.42	0.42	3.39	3.39	OK	91.92	187.21	OK	0.06	0.24	0.24	4.10	4.10	OK	25.79	187.21	OK
	MII-10-10	P11	10.00	-201.15	933.96	0.20	0.63	0.63	3.20	3.20	OK	127.05	186.79	OK	0.09	0.33	0.33	3.76	3.76	OK	33.68	186.79	OK

ph = 0.98%																							
Sentido Longitudinal															Sentido Transversal								
Modelo	Col. Int.	H (m)	P (ton)	Mp (ton-m)	$\Delta_{L_e}$ (m)	$\Delta_L$ (m)	$\Delta_{L_F}$ (m)	$\mu$	$\mu_F$	$\mu_F < 5$	$P\Delta_{L_F} = A$ (ton-m)	$0.2M_p = B$ (ton-m)	A < B	$\Delta_{T_e}$ (m)	$\Delta_T$ (m)	$\Delta_{T_F}$ (m)	$\mu$	$\mu_F$	$\mu_F < 5$	$P\Delta_{T_F}/2=A$ (ton-m)	$0.2M_p = B$ (ton-m)	A < B	
pv = 1%	MII-06-06	P12	6.00	-242.21	384.87	0.06	0.33	0.31	5.24	4.97	OK	75.08	76.97	OK	0.02	0.17	0.10	8.45	4.83	OK	12.11	76.97	OK
	MII-06-08	P12	6.00	-270.67	392.12	0.06	0.33	0.29	5.63	4.87	OK	77.82	78.42	OK	0.03	0.17	0.14	6.29	4.95	OK	18.27	78.42	OK
	MII-06-10	P12	6.00	-270.74	392.14	0.06	0.32	0.29	5.56	4.92	OK	77.16	78.43	OK	0.02	0.17	0.12	7.19	4.98	OK	16.24	78.43	OK
	MII-08-08	P12	8.00	-239.37	384.15	0.11	0.54	0.32	5.01	2.98	OK	76.60	76.83	OK	0.05	0.29	0.24	5.99	4.93	OK	28.13	76.83	OK
	MII-08-10	P12	8.00	-267.15	391.23	0.11	0.54	0.29	4.97	2.66	OK	77.47	78.25	OK	0.05	0.29	0.23	6.15	4.93	OK	30.72	78.25	OK
	MII-10-10	P12	10.00	-238.27	380.92	0.16	0.80	0.32	4.89	1.93	OK	75.65	76.18	OK	0.07	0.42	0.36	5.82	4.95	OK	42.29	76.18	OK
pv = 2%	MII-06-06	P12	6.00	-242.21	616.01	0.06	0.30	0.30	4.83	4.83	OK	73.03	123.20	OK	0.03	0.18	0.14	6.64	4.91	OK	16.35	123.20	OK
	MII-06-08	P12	6.00	-270.67	622.98	0.07	0.30	0.30	4.34	4.34	OK	80.93	124.60	OK	0.03	0.19	0.15	6.25	4.98	OK	20.30	124.60	OK
	MII-06-10	P12	6.00	-270.74	622.99	0.07	0.30	0.30	4.39	4.39	OK	80.36	124.60	OK	0.03	0.18	0.14	6.33	4.90	OK	18.95	124.60	OK
	MII-08-08	P12	8.00	-239.37	615.34	0.12	0.49	0.49	4.18	4.18	OK	118.20	123.07	OK	0.06	0.28	0.28	4.83	4.83	OK	32.93	123.07	OK
	MII-08-10	P12	8.00	-267.15	622.12	0.12	0.49	0.47	4.08	3.84	OK	124.23	124.42	OK	0.06	0.28	0.28	4.86	4.86	OK	36.79	124.42	OK
	MII-10-10	P12	10.00	-238.27	615.05	0.18	0.72	0.52	3.96	2.85	OK	122.71	123.01	OK	0.08	0.39	0.39	4.91	4.91	OK	47.05	123.01	OK
pv = 3%	MII-06-06	P12	6.00	-242.21	792.67	0.07	0.27	0.27	3.74	3.74	OK	65.90	158.53	OK	0.03	0.16	0.16	4.80	4.80	OK	19.89	158.53	OK
	MII-06-08	P12	6.00	-270.67	803.68	0.07	0.27	0.27	3.97	3.97	OK	73.92	160.74	OK	0.03	0.17	0.15	5.74	4.92	OK	19.62	160.74	OK
	MII-06-10	P12	6.00	-270.74	803.70	0.07	0.27	0.27	4.04	4.04	OK	73.78	160.74	OK	0.03	0.16	0.16	4.91	4.91	OK	22.07	160.74	OK
	MII-08-08	P12	8.00	-239.37	792.09	0.13	0.46	0.46	3.53	3.53	OK	108.99	158.42	OK	0.06	0.25	0.25	4.53	4.53	OK	29.98	158.42	OK
	MII-08-10	P12	8.00	-267.15	803.19	0.13	0.45	0.45	3.48	3.48	OK	120.67	160.64	OK	0.06	0.25	0.25	4.31	4.31	OK	33.53	160.64	OK
	MII-10-10	P12	10.00	-238.27	792.10	0.20	0.67	0.66	3.39	3.34	OK	157.26	158.42	OK	0.09	0.36	0.36	4.05	4.05	OK	43.00	158.42	OK
pv = 4%	MII-06-06	P12	6.00	-242.21	939.76	0.07	0.25	0.25	3.48	3.48	OK	61.23	187.95	OK	0.03	0.16	0.16	4.70	4.70	OK	19.39	187.95	OK
	MII-06-08	P12	6.00	-270.67	944.09	0.07	0.26	0.26	3.71	3.71	OK	69.07	188.82	OK	0.03	0.16	0.16	4.52	4.52	OK	21.37	188.82	OK
	MII-06-10	P12	6.00	-270.74	944.10	0.08	0.26	0.26	3.35	3.35	OK	69.85	188.82	OK	0.03	0.16	0.16	4.78	4.78	OK	20.98	188.82	OK
	MII-08-08	P12	8.00	-239.37	939.24	0.13	0.43	0.43	3.30	3.30	OK	101.95	187.85	OK	0.06	0.23	0.23	3.77	3.77	OK	28.05	187.85	OK
	MII-08-10	P12	8.00	-267.15	943.66	0.12	0.42	0.42	3.39	3.39	OK	112.71	188.73	OK	0.06	0.24	0.24	4.10	4.10	OK	31.62	188.73	OK
	MII-10-10	P12	10.00	-238.27	939.27	0.20	0.63	0.63	3.20	3.20	OK	150.49	187.85	OK	0.09	0.33	0.33	3.76	3.76	OK	39.90	187.85	OK

ph = 0.98%																							
Sentido Longitudinal														Sentido Transversal									
Modelo	Col. Ext.	H (m)	P (ton)	Mp (ton-m)	$\Delta_{L,e}$ (m)	$\Delta_L$ (m)	$\Delta_{L,F}$ (m)	$\mu$	$\mu_F$	$\mu_F < 5$	$P\Delta_{L,F} = A$ (ton-m)	$0.2M_p = B$ (ton-m)	A < B	$\Delta_{T,e}$ (m)	$\Delta_T$ (m)	$\Delta_{T,F}$ (m)	$\mu$	$\mu_F$	$\mu_F < 5$	$P\Delta_{T,F}/2=A$ (ton-m)	$0.2M_p = B$ (ton-m)	A < B	
pv = 1%	MII-06-06	P21	6.00	-211.40	374.31	0.06	0.33	0.30	5.35	4.94	OK	63.42	74.86	OK	0.02	0.17	0.10	8.44	4.83	OK	10.57	74.86	OK
	MII-06-08	P21	8.00	-196.73	370.82	0.10	0.34	0.30	3.22	2.87	OK	59.02	74.16	OK	0.05	0.17	0.15	3.81	3.30	OK	14.76	74.16	OK
	MII-06-10	P21	10.00	-201.41	371.89	0.16	0.35	0.33	2.13	2.02	OK	66.47	74.38	OK	0.08	0.18	0.14	2.33	1.79	OK	13.60	74.38	OK
	MII-08-08	P21	8.00	-217.41	375.70	0.11	0.54	0.35	5.07	3.26	OK	75.01	75.14	OK	0.05	0.29	0.24	5.98	4.93	OK	25.55	75.14	OK
	MII-08-10	P21	10.00	-201.45	371.90	0.17	0.56	0.37	3.22	2.11	OK	73.53	74.38	OK	0.07	0.29	0.24	4.34	3.61	OK	24.17	74.38	OK
	MII-10-10	P21	10.00	-222.51	376.98	0.16	0.80	0.34	4.93	2.07	OK	75.10	75.40	OK	0.07	0.42	0.36	5.83	4.96	OK	39.50	75.40	OK
pv = 2%	MII-06-06	P21	6.00	-211.40	613.66	0.06	0.30	0.30	4.93	4.93	OK	63.33	122.73	OK	0.03	0.18	0.14	6.66	4.93	OK	14.27	122.73	OK
	MII-06-08	P21	8.00	-196.73	610.07	0.12	0.31	0.31	2.55	2.55	OK	61.77	122.01	OK	0.05	0.19	0.17	3.50	3.11	OK	16.68	122.01	OK
	MII-06-10	P21	10.00	-201.41	611.24	0.18	0.32	0.32	1.76	1.76	OK	64.25	122.25	OK	0.09	0.19	0.17	2.17	2.01	OK	17.28	122.25	OK
	MII-08-08	P21	8.00	-217.41	615.11	0.12	0.49	0.49	4.23	4.23	OK	106.94	123.02	OK	0.06	0.28	0.28	4.82	4.82	OK	29.89	123.02	OK
	MII-08-10	P21	10.00	-201.45	611.25	0.18	0.51	0.51	2.77	2.77	OK	102.58	122.25	OK	0.08	0.28	0.28	3.60	3.60	OK	27.90	122.25	OK
	MII-10-10	P21	10.00	-222.51	616.33	0.18	0.72	0.55	3.99	3.07	OK	122.38	123.27	OK	0.08	0.39	0.39	4.91	4.91	OK	43.92	123.27	OK
pv = 3%	MII-06-06	P21	6.00	-211.40	787.68	0.07	0.27	0.27	3.80	3.80	OK	57.14	157.54	OK	0.03	0.16	0.16	4.80	4.80	OK	17.35	157.54	OK
	MII-06-08	P21	8.00	-196.73	785.93	0.13	0.29	0.29	2.27	2.27	OK	56.40	157.19	OK	0.06	0.17	0.17	2.97	2.91	OK	16.72	157.19	OK
	MII-06-10	P21	10.00	-201.41	786.10	0.20	0.29	0.29	1.49	1.49	OK	58.97	157.22	OK	0.09	0.17	0.17	1.87	1.87	OK	16.98	157.22	OK
	MII-08-08	P21	8.00	-217.41	788.68	0.13	0.45	0.45	3.57	3.57	OK	98.55	157.74	OK	0.06	0.25	0.25	4.54	4.54	OK	27.22	157.74	OK
	MII-08-10	P21	10.00	-201.45	786.11	0.19	0.47	0.47	2.39	2.39	OK	93.75	157.22	OK	0.09	0.25	0.25	2.90	2.90	OK	25.48	157.22	OK
	MII-10-10	P21	10.00	-222.51	789.50	0.20	0.67	0.67	3.41	3.41	OK	148.53	157.90	OK	0.09	0.36	0.36	4.04	4.04	OK	40.14	157.90	OK
pv = 4%	MII-06-06	P21	6.00	-211.40	936.03	0.07	0.25	0.25	3.53	3.53	OK	53.04	187.21	OK	0.03	0.16	0.16	4.69	4.69	OK	16.91	187.21	OK
	MII-06-08	P21	8.00	-196.73	932.90	0.13	0.27	0.27	2.07	2.07	OK	52.71	186.58	OK	0.06	0.16	0.16	2.66	2.66	OK	15.97	186.58	OK
	MII-06-10	P21	10.00	-201.41	934.01	0.20	0.28	0.28	1.39	1.39	OK	55.81	186.80	OK	0.09	0.16	0.16	1.72	1.72	OK	16.28	186.80	OK
	MII-08-08	P21	8.00	-217.41	935.94	0.13	0.42	0.42	3.34	3.34	OK	92.18	187.19	OK	0.06	0.23	0.23	3.78	3.78	OK	25.47	187.19	OK
	MII-08-10	P21	10.00	-201.45	934.02	0.20	0.43	0.43	2.18	2.18	OK	87.55	186.80	OK	0.09	0.24	0.24	2.67	2.67	OK	24.08	186.80	OK
	MII-10-10	P21	10.00	-222.51	936.69	0.20	0.63	0.63	3.22	3.22	OK	140.14	187.34	OK	0.09	0.33	0.33	3.76	3.76	OK	37.26	187.34	OK



ph = 0.98%																							
Sentido Longitudinal														Sentido Transversal									
Modelo	Col. Int.	H (m)	P (ton)	Mp (ton-m)	$\Delta_{L_e}$ (m)	$\Delta_L$ (m)	$\Delta_{L_F}$ (m)	$\mu$	$\mu_F$	$\mu_F < 5$	$P\Delta_{L_F} = A$ (ton-m)	$0.2Mp = B$ (ton-m)	A < B	$\Delta_{T_e}$ (m)	$\Delta_T$ (m)	$\Delta_{T_F}$ (m)	$\mu$	$\mu_F$	$\mu_F < 5$	$P\Delta_{T_F/2} = A$ (ton-m)	$0.2Mp = B$ (ton-m)	A < B	
pv = 1%	MII-06-06	P22	6.00	-271.66	392.34	0.06	0.33	0.29	5.35	4.74	OK	78.10	78.47	OK	0.02	0.17	0.10	8.44	4.83	OK	13.58	78.47	OK
	MII-06-08	P22	8.00	-238.60	380.97	0.10	0.34	0.30	3.22	2.87	OK	71.58	76.19	OK	0.05	0.17	0.15	3.81	3.30	OK	17.89	76.19	OK
	MII-06-10	P22	10.00	-237.44	380.64	0.16	0.35	0.32	2.13	1.96	OK	75.98	76.13	OK	0.08	0.18	0.14	2.33	1.79	OK	16.03	76.13	OK
	MII-08-08	P22	8.00	-267.96	391.39	0.11	0.54	0.29	5.07	2.74	OK	77.71	78.28	OK	0.05	0.29	0.24	5.98	4.93	OK	31.49	78.28	OK
	MII-08-10	P22	10.00	-237.51	380.66	0.17	0.56	0.32	3.22	1.85	OK	76.00	76.13	OK	0.07	0.29	0.24	4.34	3.61	OK	28.50	76.13	OK
	MII-10-10	P22	10.00	-266.06	390.91	0.16	0.80	0.29	4.93	1.78	OK	77.16	78.18	OK	0.07	0.42	0.36	5.83	4.99	OK	47.56	78.18	OK
pv = 2%	MII-06-06	P22	6.00	-271.66	623.17	0.06	0.30	0.30	4.93	4.93	OK	81.39	124.63	OK	0.03	0.18	0.14	6.66	4.93	OK	18.34	124.63	OK
	MII-06-08	P22	8.00	-238.60	615.13	0.12	0.31	0.31	2.55	2.55	OK	74.92	123.03	OK	0.05	0.19	0.17	3.50	3.11	OK	20.23	123.03	OK
	MII-06-10	P22	10.00	-237.44	614.84	0.18	0.32	0.32	1.76	1.76	OK	75.74	122.97	OK	0.09	0.19	0.17	2.17	2.01	OK	20.37	122.97	OK
	MII-08-08	P22	8.00	-267.96	622.34	0.12	0.49	0.46	4.23	3.95	OK	123.26	124.47	OK	0.06	0.28	0.28	4.82	4.82	OK	36.84	124.47	OK
	MII-08-10	P22	10.00	-237.51	614.86	0.18	0.51	0.51	2.77	2.77	OK	120.94	122.97	OK	0.08	0.28	0.28	3.60	3.60	OK	32.90	122.97	OK
	MII-10-10	P22	10.00	-266.06	621.84	0.18	0.72	0.47	3.99	2.59	OK	123.72	124.37	OK	0.08	0.39	0.39	4.91	4.91	OK	52.52	124.37	OK
pv = 3%	MII-06-06	P22	6.00	-271.66	803.89	0.07	0.27	0.27	3.80	3.80	OK	73.43	160.78	OK	0.03	0.16	0.16	4.80	4.80	OK	22.29	160.78	OK
	MII-06-08	P22	8.00	-238.60	791.92	0.13	0.29	0.29	2.27	2.27	OK	68.41	158.38	OK	0.06	0.17	0.17	2.97	2.91	OK	20.28	158.38	OK
	MII-06-10	P22	10.00	-237.44	791.92	0.20	0.29	0.29	1.49	1.49	OK	69.52	158.38	OK	0.09	0.17	0.17	1.87	1.87	OK	20.02	158.38	OK
	MII-08-08	P22	8.00	-267.96	803.36	0.13	0.45	0.45	3.57	3.57	OK	121.47	160.67	OK	0.06	0.25	0.25	4.54	4.54	OK	33.55	160.67	OK
	MII-08-10	P22	10.00	-237.51	791.93	0.19	0.47	0.47	2.39	2.39	OK	110.54	158.39	OK	0.09	0.25	0.25	2.90	2.90	OK	30.05	158.39	OK
	MII-10-10	P22	10.00	-266.06	802.97	0.20	0.67	0.60	3.41	3.07	OK	159.64	160.59	OK	0.09	0.36	0.36	4.04	4.04	OK	48.00	160.59	OK
pv = 4%	MII-06-06	P22	6.00	-271.66	944.27	0.07	0.25	0.25	3.53	3.53	OK	68.16	188.85	OK	0.03	0.16	0.16	4.69	4.69	OK	21.73	188.85	OK
	MII-06-08	P22	8.00	-238.60	939.33	0.13	0.27	0.27	2.07	2.07	OK	63.92	187.87	OK	0.06	0.16	0.16	2.66	2.66	OK	19.36	187.87	OK
	MII-06-10	P22	10.00	-237.44	939.12	0.20	0.28	0.28	1.39	1.39	OK	65.79	187.82	OK	0.09	0.16	0.16	1.72	1.72	OK	19.20	187.82	OK
	MII-08-08	P22	8.00	-267.96	943.81	0.13	0.42	0.42	3.34	3.34	OK	113.62	188.76	OK	0.06	0.23	0.23	3.78	3.78	OK	31.39	188.76	OK
	MII-08-10	P22	10.00	-237.51	939.13	0.20	0.43	0.43	2.18	2.18	OK	103.22	187.83	OK	0.09	0.24	0.24	2.67	2.67	OK	28.39	187.83	OK
	MII-10-10	P22	10.00	-266.06	943.46	0.20	0.63	0.63	3.22	3.22	OK	167.57	188.69	OK	0.09	0.33	0.33	3.76	3.76	OK	44.55	188.69	OK

ph = 1.41%																							
Sentido Longitudinal														Sentido Transversal									
Modelo	Col. Ext.	H (m)	P (ton)	Mp (ton-m)	$\Delta_{L,e}$ (m)	$\Delta_L$ (m)	$\Delta_{L,F}$ (m)	$\mu$	$\mu_F$	$\mu_F < 5$	$P\Delta_{L,F} = A$ (ton-m)	$0.2M_p = B$ (ton-m)	A < B	$\Delta_{T,e}$ (m)	$\Delta_T$ (m)	$\Delta_{T,F}$ (m)	$\mu$	$\mu_F$	$\mu_F < 5$	$P\Delta_{T,F}/2=A$ (ton-m)	$0.2M_p = B$ (ton-m)	A < B	
pv = 1%	MII-06-06	P11	6.00	-190.83	380.70	0.06	0.39	0.31	6.32	4.97	OK	59.16	76.14	OK	0.02	0.21	0.12	8.98	4.85	OK	10.97	76.14	OK
	MII-06-08	P11	6.00	-211.96	387.32	0.06	0.40	0.29	6.81	4.92	OK	61.47	77.46	OK	0.03	0.22	0.14	7.69	4.82	OK	14.31	77.46	OK
	MII-06-10	P11	6.00	-212.00	387.33	0.06	0.40	0.29	6.97	4.92	OK	60.42	77.47	OK	0.03	0.22	0.14	7.79	4.89	OK	14.31	77.47	OK
	MII-08-08	P11	8.00	-196.44	382.46	0.09	0.66	0.38	7.60	4.41	OK	74.65	76.49	OK	0.05	0.35	0.25	6.98	4.95	OK	24.56	76.49	OK
	MII-08-10	P11	8.00	-217.88	389.18	0.11	0.66	0.35	5.98	3.16	OK	76.26	77.84	OK	0.05	0.35	0.25	7.02	4.97	OK	27.24	77.84	OK
	MII-10-10	P11	10.00	-201.15	383.94	0.18	0.98	0.38	5.57	2.17	OK	76.44	76.79	OK	0.08	0.52	0.38	6.72	4.95	OK	38.22	76.79	OK
pv = 2%	MII-06-06	P11	6.00	-190.83	630.52	0.07	0.37	0.36	5.11	4.95	OK	68.70	126.10	OK	0.03	0.23	0.16	7.29	4.94	OK	14.79	126.10	OK
	MII-06-08	P11	6.00	-211.96	635.49	0.07	0.36	0.34	5.24	4.93	OK	72.07	127.10	OK	0.03	0.23	0.15	7.38	4.89	OK	15.90	127.10	OK
	MII-06-10	P11	6.00	-212.00	635.50	0.07	0.36	0.34	5.35	4.96	OK	71.02	127.10	OK	0.03	0.22	0.16	6.80	4.88	OK	16.96	127.10	OK
	MII-08-08	P11	8.00	-196.44	631.89	0.13	0.60	0.60	4.62	4.62	OK	116.98	126.38	OK	0.06	0.34	0.30	5.75	4.98	OK	28.97	126.38	OK
	MII-08-10	P11	8.00	-217.88	636.98	0.12	0.60	0.58	4.79	4.65	OK	126.37	127.40	OK	0.06	0.34	0.30	5.72	4.97	OK	32.14	127.40	OK
	MII-10-10	P11	10.00	-201.15	632.29	0.20	0.88	0.63	4.48	3.17	OK	125.72	126.46	OK	0.09	0.48	0.43	5.45	4.92	OK	43.25	126.46	OK
pv = 3%	MII-06-06	P11	6.00	-190.83	809.75	0.07	0.33	0.33	4.52	4.52	OK	62.76	161.95	OK	0.03	0.21	0.16	6.61	4.95	OK	14.79	161.95	OK
	MII-06-08	P11	6.00	-211.96	814.31	0.07	0.33	0.33	4.82	4.82	OK	70.27	162.86	OK	0.03	0.19	0.17	5.57	4.90	OK	17.49	162.86	OK
	MII-06-10	P11	6.00	-212.00	814.32	0.08	0.33	0.33	4.30	4.30	OK	70.38	162.86	OK	0.03	0.20	0.16	6.35	4.91	OK	16.43	162.86	OK
	MII-08-08	P11	8.00	-196.44	810.98	0.13	0.54	0.54	4.18	4.18	OK	105.82	162.20	OK	0.06	0.30	0.28	5.49	4.97	OK	27.01	162.20	OK
	MII-08-10	P11	8.00	-217.88	815.58	0.13	0.55	0.55	4.30	4.30	OK	118.81	163.12	OK	0.06	0.30	0.30	5.08	4.98	OK	32.14	163.12	OK
	MII-10-10	P11	10.00	-201.15	811.98	0.20	0.80	0.80	4.05	4.05	OK	160.78	162.40	OK	0.09	0.42	0.42	4.87	4.87	OK	42.73	162.40	OK
pv = 4%	MII-06-06	P11	6.00	-190.83	964.02	0.07	0.31	0.31	4.25	4.25	OK	58.95	192.80	OK	0.03	0.19	0.17	5.46	4.90	OK	16.22	192.80	OK
	MII-06-08	P11	6.00	-211.96	967.36	0.08	0.30	0.30	3.84	3.84	OK	63.99	193.47	OK	0.03	0.19	0.17	5.79	4.98	OK	17.49	193.47	OK
	MII-06-10	P11	6.00	-212.00	967.37	0.08	0.30	0.30	3.95	3.95	OK	64.64	193.47	OK	0.03	0.19	0.15	6.11	4.99	OK	16.30	193.47	OK
	MII-08-08	P11	8.00	-196.44	964.92	0.13	0.51	0.51	3.96	3.96	OK	100.30	192.98	OK	0.06	0.28	0.28	4.46	4.46	OK	27.64	192.98	OK
	MII-08-10	P11	8.00	-217.88	968.17	0.12	0.50	0.50	4.01	4.01	OK	108.94	193.63	OK	0.06	0.28	0.28	4.79	4.79	OK	30.60	193.63	OK
	MII-10-10	P11	10.00	-201.15	965.62	0.20	0.76	0.76	3.84	3.84	OK	152.51	193.12	OK	0.09	0.41	0.41	4.66	4.66	OK	40.83	193.12	OK

ph = 1.41%																							
Sentido Longitudinal														Sentido Transversal									
Modelo	Col. Int.	H (m)	P (ton)	Mp (ton-m)	$\Delta_{L,e}$ (m)	$\Delta_L$ (m)	$\Delta_{L,F}$ (m)	$\mu$	$\mu_F$	$\mu_F < 5$	$P\Delta_{L,F} = A$ (ton-m)	$0.2Mp = B$ (ton-m)	A < B	$\Delta_{T,e}$ (m)	$\Delta_T$ (m)	$\Delta_{T,F}$ (m)	$\mu$	$\mu_F$	$\mu_F < 5$	$P\Delta_{T,F}/2=A$ (ton-m)	$0.2Mp = B$ (ton-m)	A < B	
pv = 1%	MII-06-06	P12	6.00	-242.21	396.76	0.06	0.39	0.31	6.32	4.97	OK	75.08	79.35	OK	0.02	0.21	0.12	8.98	4.85	OK	13.93	79.35	OK
	MII-06-08	P12	6.00	-270.67	402.41	0.06	0.40	0.29	6.81	4.92	OK	78.49	80.48	OK	0.03	0.22	0.14	7.69	4.82	OK	18.27	80.48	OK
	MII-06-10	P12	6.00	-270.74	402.43	0.06	0.40	0.29	6.97	4.92	OK	77.16	80.49	OK	0.03	0.22	0.14	7.79	4.89	OK	18.27	80.49	OK
	MII-08-08	P12	8.00	-239.37	395.93	0.09	0.66	0.33	7.60	3.83	OK	78.99	79.19	OK	0.05	0.35	0.25	6.98	4.95	OK	29.92	79.19	OK
	MII-08-10	P12	8.00	-267.15	404.50	0.11	0.66	0.30	5.98	2.71	OK	80.15	80.90	OK	0.05	0.35	0.25	7.02	4.97	OK	33.39	80.90	OK
	MII-10-10	P12	10.00	-238.27	395.58	0.18	0.98	0.33	5.57	1.88	OK	78.63	79.12	OK	0.08	0.52	0.38	6.72	4.95	OK	45.27	79.12	OK
pv = 2%	MII-06-06	P12	6.00	-242.21	636.87	0.07	0.37	0.36	5.11	4.95	OK	87.19	127.37	OK	0.03	0.23	0.16	7.29	4.94	OK	18.77	127.37	OK
	MII-06-08	P12	6.00	-270.67	643.88	0.07	0.36	0.34	5.24	4.93	OK	92.03	128.78	OK	0.03	0.23	0.15	7.38	4.89	OK	20.30	128.78	OK
	MII-06-10	P12	6.00	-270.74	643.90	0.07	0.36	0.34	5.35	4.96	OK	90.70	128.78	OK	0.03	0.22	0.16	6.80	4.88	OK	21.66	128.78	OK
	MII-08-08	P12	8.00	-239.37	636.10	0.13	0.60	0.53	4.62	4.11	OK	126.87	127.22	OK	0.06	0.34	0.30	5.75	4.98	OK	35.31	127.22	OK
	MII-08-10	P12	8.00	-267.15	643.00	0.12	0.60	0.48	4.79	3.85	OK	128.23	128.60	OK	0.06	0.34	0.30	5.72	4.97	OK	39.41	128.60	OK
	MII-10-10	P12	10.00	-238.27	635.89	0.20	0.88	0.53	4.48	2.68	OK	126.28	127.18	OK	0.09	0.48	0.43	5.45	4.92	OK	51.23	127.18	OK
pv = 3%	MII-06-06	P12	6.00	-242.21	820.82	0.07	0.33	0.33	4.52	4.52	OK	79.66	164.16	OK	0.03	0.21	0.16	6.61	4.95	OK	18.77	164.16	OK
	MII-06-08	P12	6.00	-270.67	827.02	0.07	0.33	0.33	4.82	4.82	OK	89.73	165.40	OK	0.03	0.20	0.17	5.57	4.90	OK	22.33	165.40	OK
	MII-06-10	P12	6.00	-270.74	827.04	0.08	0.33	0.33	4.30	4.30	OK	89.89	165.41	OK	0.03	0.20	0.16	6.35	4.91	OK	20.98	165.41	OK
	MII-08-08	P12	8.00	-239.37	820.23	0.13	0.54	0.54	4.18	4.18	OK	128.95	164.05	OK	0.06	0.30	0.28	5.49	4.97	OK	32.91	164.05	OK
	MII-08-10	P12	8.00	-267.15	826.26	0.13	0.55	0.55	4.30	4.30	OK	145.68	165.25	OK	0.06	0.30	0.30	5.08	4.98	OK	39.41	165.25	OK
	MII-10-10	P12	10.00	-238.27	819.97	0.20	0.80	0.69	4.05	3.47	OK	163.22	163.99	OK	0.09	0.42	0.42	4.87	4.87	OK	50.62	163.99	OK
pv = 4%	MII-06-06	P12	6.00	-242.21	970.41	0.07	0.31	0.31	4.25	4.25	OK	74.82	194.08	OK	0.03	0.19	0.17	5.46	4.90	OK	20.59	194.08	OK
	MII-06-08	P12	6.00	-270.67	973.52	0.08	0.30	0.30	3.84	3.84	OK	81.71	194.70	OK	0.03	0.19	0.17	5.79	4.98	OK	22.33	194.70	OK
	MII-06-10	P12	6.00	-270.74	973.54	0.08	0.30	0.30	3.95	3.95	OK	82.55	194.71	OK	0.03	0.19	0.15	6.11	4.99	OK	20.82	194.71	OK
	MII-08-08	P12	8.00	-239.37	970.25	0.13	0.51	0.51	3.96	3.96	OK	122.22	194.05	OK	0.06	0.28	0.28	4.46	4.46	OK	33.68	194.05	OK
	MII-08-10	P12	8.00	-267.15	973.19	0.12	0.50	0.50	4.01	4.01	OK	133.58	194.64	OK	0.06	0.28	0.28	4.79	4.79	OK	37.52	194.64	OK
	MII-10-10	P12	10.00	-238.27	970.03	0.20	0.76	0.76	3.84	3.84	OK	180.66	194.01	OK	0.09	0.41	0.41	4.66	4.66	OK	48.37	194.01	OK

ph = 1.41%																							
Sentido Longitudinal														Sentido Transversal									
Modelo	Col. Ext.	H (m)	P (ton)	Mp (ton-m)	$\Delta_{L,e}$ (m)	$\Delta_L$ (m)	$\Delta_{L,F}$ (m)	$\mu$	$\mu_F$	$\mu_F < 5$	$P\Delta_{L,F} = A$ (ton-m)	$0.2M_p = B$ (ton-m)	A < B	$\Delta_{T,e}$ (m)	$\Delta_T$ (m)	$\Delta_{T,F}$ (m)	$\mu$	$\mu_F$	$\mu_F < 5$	$P\Delta_{T,F}/2=A$ (ton-m)	$0.2M_p = B$ (ton-m)	A < B	
pv = 1%	MII-06-06	P21	6.00	-211.40	387.15	0.06	0.39	0.30	6.47	4.94	OK	63.42	77.43	OK	0.02	0.21	0.12	9.01	4.87	OK	12.16	77.43	OK
	MII-06-08	P21	8.00	-196.73	382.55	0.11	0.42	0.32	3.88	2.95	OK	62.96	76.51	OK	0.05	0.22	0.15	4.78	3.30	OK	14.76	76.51	OK
	MII-06-10	P21	10.00	-201.41	384.02	0.18	0.43	0.33	2.43	1.85	OK	66.47	76.80	OK	0.07	0.22	0.16	2.94	2.10	OK	15.61	76.80	OK
	MII-08-08	P21	8.00	-217.41	389.03	0.08	0.65	0.35	7.74	4.09	OK	75.01	77.81	OK	0.05	0.35	0.25	6.97	4.94	OK	27.18	77.81	OK
	MII-08-10	P21	10.00	-201.45	384.03	0.17	0.68	0.38	3.96	2.18	OK	75.54	76.81	OK	0.07	0.35	0.26	4.97	3.65	OK	26.19	76.81	OK
	MII-10-10	P21	10.00	-222.51	390.63	0.17	0.98	0.34	5.61	1.96	OK	75.65	78.13	OK	0.08	0.52	0.38	6.73	4.96	OK	42.28	78.13	OK
pv = 2%	MII-06-06	P21	6.00	-211.40	635.41	0.07	0.37	0.35	5.20	4.92	OK	73.99	127.08	OK	0.03	0.23	0.16	7.29	4.94	OK	16.38	127.08	OK
	MII-06-08	P21	8.00	-196.73	631.92	0.13	0.38	0.38	2.95	2.92	OK	73.78	126.38	OK	0.06	0.23	0.17	3.99	2.96	OK	16.72	126.38	OK
	MII-06-10	P21	10.00	-201.41	632.99	0.20	0.39	0.39	1.97	1.97	OK	78.33	126.60	OK	0.09	0.23	0.20	2.67	2.29	OK	19.64	126.60	OK
	MII-08-08	P21	8.00	-217.41	636.87	0.13	0.59	0.56	4.67	4.41	OK	121.75	127.37	OK	0.06	0.34	0.30	5.75	4.98	OK	32.07	127.37	OK
	MII-08-10	P21	10.00	-201.45	633.00	0.20	0.61	0.61	3.04	3.02	OK	122.88	126.60	OK	0.08	0.34	0.31	4.13	3.76	OK	31.22	126.60	OK
	MII-10-10	P21	10.00	-222.51	638.04	0.20	0.88	0.55	4.51	2.81	OK	122.38	127.61	OK	0.09	0.48	0.43	5.45	4.92	OK	47.84	127.61	OK
pv = 3%	MII-06-06	P21	6.00	-211.40	814.19	0.07	0.33	0.33	4.60	4.60	OK	69.15	162.84	OK	0.03	0.21	0.16	6.63	4.97	OK	16.38	162.84	OK
	MII-06-08	P21	8.00	-196.73	811.05	0.13	0.35	0.35	2.69	2.69	OK	68.42	162.21	OK	0.06	0.19	0.19	3.21	3.21	OK	18.81	162.21	OK
	MII-06-10	P21	10.00	-201.41	812.03	0.20	0.36	0.36	1.79	1.79	OK	71.90	162.41	OK	0.09	0.21	0.20	2.31	2.18	OK	19.64	162.41	OK
	MII-08-08	P21	8.00	-217.41	815.48	0.13	0.54	0.54	4.22	4.22	OK	116.71	163.10	OK	0.06	0.30	0.28	5.49	4.98	OK	29.89	163.10	OK
	MII-08-10	P21	10.00	-201.45	812.04	0.21	0.56	0.56	2.73	2.73	OK	113.15	162.41	OK	0.09	0.30	0.30	3.31	3.31	OK	30.51	162.41	OK
	MII-10-10	P21	10.00	-222.51	816.56	0.20	0.80	0.71	4.08	3.63	OK	157.98	163.31	OK	0.09	0.42	0.42	4.87	4.87	OK	47.26	163.31	OK
pv = 4%	MII-06-06	P21	6.00	-211.40	967.30	0.07	0.31	0.31	4.32	4.32	OK	64.92	193.46	OK	0.03	0.19	0.17	5.48	4.91	OK	17.97	193.46	OK
	MII-06-08	P21	8.00	-196.73	964.97	0.13	0.32	0.32	2.41	2.41	OK	62.33	192.99	OK	0.06	0.20	0.20	3.11	3.11	OK	19.31	192.99	OK
	MII-06-10	P21	10.00	-201.41	965.68	0.20	0.33	0.33	1.62	1.62	OK	66.00	193.14	OK	0.09	0.19	0.19	2.11	2.11	OK	19.63	193.14	OK
	MII-08-08	P21	8.00	-217.41	968.12	0.13	0.51	0.51	4.00	4.00	OK	110.60	193.62	OK	0.06	0.28	0.28	4.47	4.47	OK	30.58	193.62	OK
	MII-08-10	P21	10.00	-201.45	965.69	0.21	0.52	0.52	2.49	2.49	OK	103.75	193.14	OK	0.09	0.28	0.28	3.04	3.04	OK	28.54	193.14	OK
	MII-10-10	P21	10.00	-222.51	968.45	0.20	0.76	0.76	3.87	3.87	OK	168.29	1937.20	OK	0.09	0.41	0.41	4.66	4.66	OK	45.17	193.69	OK

ph = 1.41%																							
Sentido Longitudinal														Sentido Transversal									
Modelo	Col. Int.	H (m)	P (ton)	Mp (ton-m)	$\Delta_{L_e}$ (m)	$\Delta_L$ (m)	$\Delta_{L_F}$ (m)	$\mu$	$\mu_F$	$\mu_F < 5$	$P\Delta_{L_F} = A$ (ton-m)	$0.2M_p = B$ (ton-m)	A < B	$\Delta_{T_e}$ (m)	$\Delta_T$ (m)	$\Delta_{T_F}$ (m)	$\mu$	$\mu_F$	$\mu_F < 5$	$P\Delta_{T_F}/2=A$ (ton-m)	$0.2M_p = B$ (ton-m)	A < B	
pv = 1%	MII-06-06	P22	6.00	-271.66	402.71	0.06	0.39	0.30	6.47	4.86	OK	80.14	80.54	OK	0.02	0.21	0.12	9.01	4.87	OK	15.62	80.54	OK
	MII-06-08	P22	8.00	-238.60	395.70	0.11	0.42	0.32	3.88	2.95	OK	76.35	79.14	OK	0.05	0.22	0.16	4.78	3.41	OK	18.49	79.14	OK
	MII-06-10	P22	10.00	-237.44	395.32	0.18	0.43	0.33	2.43	1.85	OK	78.35	79.06	OK	0.07	0.22	0.16	2.94	2.10	OK	18.40	79.06	OK
	MII-08-08	P22	8.00	-267.96	404.75	0.08	0.65	0.30	7.74	3.55	OK	80.39	80.95	OK	0.05	0.35	0.25	6.97	4.94	OK	33.50	80.95	OK
	MII-08-10	P22	10.00	-237.51	395.34	0.17	0.68	0.33	3.96	1.92	OK	78.38	79.07	OK	0.07	0.35	0.26	4.97	3.65	OK	30.88	79.07	OK
	MII-10-10	P22	10.00	-266.06	404.18	0.17	0.98	0.30	5.61	1.73	OK	79.82	80.84	OK	0.08	0.52	0.38	6.73	4.96	OK	50.55	80.84	OK
pv = 2%	MII-06-06	P22	6.00	-271.66	644.07	0.07	0.37	0.35	5.20	4.92	OK	95.08	128.81	OK	0.03	0.23	0.16	7.29	4.94	OK	21.05	128.81	OK
	MII-06-08	P22	8.00	-238.60	635.98	0.13	0.38	0.38	2.95	2.92	OK	89.47	127.20	OK	0.06	0.23	0.17	3.99	2.96	OK	20.28	127.20	OK
	MII-06-10	P22	10.00	-237.44	635.66	0.20	0.39	0.39	1.97	1.97	OK	92.34	127.13	OK	0.09	0.23	0.20	2.67	2.29	OK	23.15	127.13	OK
	MII-08-08	P22	8.00	-267.96	643.22	0.13	0.59	0.48	4.67	3.78	OK	128.62	128.64	OK	0.06	0.34	0.30	5.75	4.98	OK	39.52	128.64	OK
	MII-08-10	P22	10.00	-237.51	635.68	0.20	0.61	0.54	3.04	2.65	OK	127.07	127.14	OK	0.08	0.34	0.31	4.13	3.76	OK	36.81	127.14	OK
	MII-10-10	P22	10.00	-266.06	642.70	0.20	0.88	0.48	4.51	2.45	OK	127.71	128.54	OK	0.09	0.48	0.43	5.45	4.92	OK	57.20	128.54	OK
pv = 3%	MII-06-06	P22	6.00	-271.66	827.25	0.07	0.33	0.33	4.60	4.60	OK	88.86	165.45	OK	0.03	0.21	0.16	6.63	4.97	OK	21.05	165.45	OK
	MII-06-08	P22	8.00	-238.60	820.05	0.13	0.35	0.35	2.69	2.69	OK	82.98	164.01	OK	0.06	0.19	0.19	3.21	3.21	OK	22.81	164.01	OK
	MII-06-10	P22	10.00	-237.44	819.77	0.20	0.36	0.36	1.79	1.79	OK	84.77	163.95	OK	0.09	0.21	0.20	2.31	2.18	OK	23.15	163.95	OK
	MII-08-08	P22	8.00	-267.96	826.45	0.13	0.54	0.54	4.22	4.22	OK	143.84	165.29	OK	0.06	0.30	0.28	5.49	4.98	OK	36.84	165.29	OK
	MII-08-10	P22	10.00	-237.51	819.79	0.21	0.56	0.56	2.73	2.73	OK	133.41	163.96	OK	0.09	0.30	0.30	3.31	3.31	OK	35.97	163.96	OK
	MII-10-10	P22	10.00	-266.06	826.00	0.20	0.80	0.62	4.08	3.17	OK	164.96	165.20	OK	0.09	0.42	0.42	4.87	4.87	OK	56.51	165.20	OK
pv = 4%	MII-06-06	P22	6.00	-271.66	973.65	0.07	0.31	0.31	4.32	4.32	OK	83.43	194.73	OK	0.03	0.19	0.17	5.48	4.91	OK	23.09	194.73	OK
	MII-06-08	P22	8.00	-238.60	970.12	0.13	0.32	0.32	2.41	2.41	OK	75.59	194.02	OK	0.06	0.20	0.20	3.11	3.11	OK	23.42	194.02	OK
	MII-06-10	P22	10.00	-237.44	969.88	0.20	0.33	0.33	1.62	1.62	OK	77.81	193.98	OK	0.09	0.19	0.19	2.11	2.11	OK	23.14	193.98	OK
	MII-08-08	P22	8.00	-267.96	973.36	0.13	0.51	0.51	4.00	4.00	OK	136.31	194.67	OK	0.06	0.28	0.28	4.47	4.47	OK	37.69	194.67	OK
	MII-08-10	P22	10.00	-237.51	969.89	0.21	0.52	0.52	2.49	2.49	OK	122.32	193.98	OK	0.09	0.28	0.28	3.04	3.04	OK	33.64	193.98	OK
	MII-10-10	P22	10.00	-266.06	972.99	0.20	0.76	0.73	3.87	3.73	OK	194.23	194.60	OK	0.09	0.41	0.41	4.66	4.66	OK	54.01	194.60	OK

**ANEXO G: TABLAS DE VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA MÍNIMA LATERAL DE COLUMNAS**

	Modelo	Col.	P (ton)	H (m)	Ds (m)	Λ	Sentido Longitudinal						Sentido Transversal								
							ph = 0.59%		ph = 0.98%		ph = 1.41%		ph = 0.59%		ph = 0.98%		ph = 1.41%				
							Mmin (ton-m)	Mne (ton-m)	Mmin < Mne	Mne (ton-m)	Mmin < Mne	Mne (ton-m)	Mmin < Mne	Mmin (ton-m)	Mne (ton-m)	Mmin < Mne	Mne (ton-m)	Mmin < Mne	Mne (ton-m)	Mmin < Mne	
pv = 1%	MI-06-06	P11	-316.18	6.00	1.75	1	217.37	295.80	OK	291.57	OK	301.57	OK	2	108.69	295.80	OK	291.57	OK	301.57	OK
	MI-06-08	P11	-351.48	6.00	1.75	1	241.65	305.65	OK	303.39	OK	309.29	OK	2	120.82	305.65	OK	303.39	OK	309.29	OK
	MI-06-10	P11	-351.59	6.00	1.75	1	241.72	305.68	OK	303.42	OK	309.32	OK	2	120.86	305.68	OK	303.42	OK	309.32	OK
	MI-08-08	P11	-321.78	8.00	1.75	1	285.58	297.92	OK	293.48	OK	303.63	OK	2	142.79	297.92	OK	293.48	OK	303.63	OK
	MI-08-10	P11	-357.08	8.00	1.75	1	316.90	307.22	NO CUMPLE	305.29	NO CUMPLE	310.59	NO CUMPLE	2	158.45	307.22	OK	305.29	OK	310.59	OK
	MI-10-10	P11	-327.40	10.00	1.75	1	356.05	299.34	NO CUMPLE	295.35	NO CUMPLE	304.64	NO CUMPLE	2	178.02	299.34	OK	295.35	OK	304.64	OK
pv = 2%	MI-06-06	P11	-316.18	6.00	1.75	1	217.37	448.12	OK	450.41	OK	433.52	OK	2	108.69	448.12	OK	450.41	OK	433.52	OK
	MI-06-08	P11	-351.48	6.00	1.75	1	241.65	461.19	OK	455.90	OK	444.80	OK	2	120.82	461.19	OK	455.90	OK	444.80	OK
	MI-06-10	P11	-351.59	6.00	1.75	1	241.72	461.22	OK	455.93	OK	444.83	OK	2	120.86	461.22	OK	455.93	OK	444.83	OK
	MI-08-08	P11	-321.78	8.00	1.75	1	285.58	450.47	OK	451.03	OK	435.29	OK	2	142.79	450.47	OK	451.03	OK	435.29	OK
	MI-08-10	P11	-357.08	8.00	1.75	1	316.90	462.99	OK	456.72	OK	446.68	OK	2	158.45	462.99	OK	456.72	OK	446.68	OK
	MI-10-10	P11	-327.40	10.00	1.75	1	356.05	452.57	OK	452.00	OK	437.03	OK	2	178.02	452.57	OK	452.00	OK	437.03	OK
pv = 3%	MI-06-06	P11	-316.18	6.00	1.75	1	217.37	566.13	OK	559.51	OK	569.91	OK	2	108.69	566.13	OK	559.51	OK	569.91	OK
	MI-06-08	P11	-351.48	6.00	1.75	1	241.65	573.65	OK	569.56	OK	582.71	OK	2	120.82	573.65	OK	569.56	OK	582.71	OK
	MI-06-10	P11	-351.59	6.00	1.75	1	241.72	573.67	OK	569.59	OK	582.74	OK	2	120.86	573.67	OK	569.59	OK	582.74	OK
	MI-08-08	P11	-321.78	8.00	1.75	1	285.58	567.22	OK	561.04	OK	571.90	OK	2	142.79	567.22	OK	561.04	OK	571.90	OK
	MI-08-10	P11	-357.08	8.00	1.75	1	316.90	574.96	OK	571.33	OK	584.99	OK	2	158.45	574.96	OK	571.33	OK	584.99	OK
	MI-10-10	P11	-327.40	10.00	1.75	1	356.05	568.35	OK	562.59	OK	573.89	OK	2	178.02	568.35	OK	562.59	OK	573.89	OK
pv = 4%	MI-06-06	P11	-316.18	6.00	1.75	1	217.37	662.02	OK	665.02	OK	659.39	OK	2	108.69	662.02	OK	665.02	OK	659.39	OK
	MI-06-08	P11	-351.48	6.00	1.75	1	241.65	673.39	OK	676.84	OK	666.25	OK	2	120.82	673.39	OK	676.84	OK	666.25	OK
	MI-06-10	P11	-351.59	6.00	1.75	1	241.72	673.42	OK	676.87	OK	666.28	OK	2	120.86	673.42	OK	676.87	OK	666.28	OK
	MI-08-08	P11	-321.78	8.00	1.75	1	285.58	663.92	OK	666.98	OK	660.64	OK	2	142.79	663.92	OK	666.98	OK	660.64	OK
	MI-08-10	P11	-357.08	8.00	1.75	1	316.90	674.97	OK	678.89	OK	667.55	OK	2	158.45	674.97	OK	678.89	OK	667.55	OK
	MI-10-10	P11	-327.40	10.00	1.75	1	356.05	665.86	OK	668.97	OK	661.64	OK	2	178.02	665.86	OK	668.97	OK	661.64	OK

	Modelo	Col.	P (ton)	H (m)	Ds (m)	Λ	Sentido Longitudinal						Sentido Transversal								
							ph = 0.59%		ph = 0.98%		ph = 1.41%		ph = 0.59%		ph = 0.98%		ph = 1.41%				
							Mne (ton-m)	Mmin < Mne	Mne (ton-m)	Mmin < Mne	Mne (ton-m)	Mmin < Mne	Mne (ton-m)	Mmin < Mne	Mne (ton-m)	Mmin < Mne	Mne (ton-m)	Mmin < Mne	Mne (ton-m)	Mmin < Mne	
pv = 1%	MI-06-06	P21	-351.38	6.00	1.75	1	241.57	305.62	OK	303.36	OK	309.26	OK	2	120.79	305.62	OK	303.36	OK	309.26	OK
	MI-06-08	P21	-321.68	8.00	1.75	1	285.49	297.89	OK	293.45	OK	303.60	OK	2	142.74	297.89	OK	293.45	OK	303.60	OK
	MI-06-10	P21	-327.17	10.00	1.75	1	355.80	299.27	NO CUMPLE	295.28	NO CUMPLE	304.58	NO CUMPLE	2	177.90	299.27	OK	295.28	OK	304.58	OK
	MI-08-08	P21	-356.96	8.00	1.75	1	316.80	307.18	NO CUMPLE	305.25	NO CUMPLE	310.55	NO CUMPLE	2	158.40	307.18	OK	305.25	OK	310.55	OK
	MI-08-10	P21	-327.28	10.00	1.75	1	355.92	299.30	NO CUMPLE	295.31	NO CUMPLE	304.61	NO CUMPLE	2	177.96	299.30	OK	295.31	OK	304.61	OK
	MI-10-10	P21	-362.55	10.00	1.75	1	394.27	308.78	NO CUMPLE	307.12	NO CUMPLE	311.74	NO CUMPLE	2	197.14	308.78	OK	307.12	OK	311.74	OK
pv = 2%	MI-06-06	P21	-351.38	6.00	1.75	1	241.57	461.14	OK	455.88	OK	444.77	OK	2	120.79	461.14	OK	455.88	OK	444.77	OK
	MI-06-08	P21	-321.68	8.00	1.75	1	285.49	450.44	OK	451.01	OK	435.26	OK	2	142.74	450.44	OK	451.01	OK	435.26	OK
	MI-06-10	P21	-327.17	10.00	1.75	1	355.80	452.50	OK	451.95	OK	436.96	OK	2	177.90	452.50	OK	451.95	OK	436.96	OK
	MI-08-08	P21	-356.96	8.00	1.75	1	316.80	462.95	OK	456.96	OK	446.64	OK	2	158.40	462.95	OK	456.96	OK	446.64	OK
	MI-08-10	P21	-327.28	10.00	1.75	1	355.92	452.53	OK	451.98	OK	436.99	OK	2	177.96	452.53	OK	451.98	OK	436.99	OK
	MI-10-10	P21	-362.55	10.00	1.75	1	394.27	464.87	OK	457.79	OK	448.54	OK	2	197.14	464.87	OK	457.79	OK	448.54	OK
pv = 3%	MI-06-06	P21	-351.38	6.00	1.75	1	241.57	573.62	OK	569.53	OK	582.67	OK	2	120.79	573.62	OK	569.53	OK	582.67	OK
	MI-06-08	P21	-321.68	8.00	1.75	1	285.49	567.19	OK	561.01	OK	571.87	OK	2	142.74	567.19	OK	561.01	OK	571.87	OK
	MI-06-10	P21	-327.17	10.00	1.75	1	355.80	568.29	OK	562.53	OK	573.82	OK	2	177.90	568.29	OK	562.53	OK	573.82	OK
	MI-08-08	P21	-356.96	8.00	1.75	1	316.80	574.93	OK	571.30	OK	584.70	OK	2	158.40	574.93	OK	571.30	OK	584.70	OK
	MI-08-10	P21	-327.28	10.00	1.75	1	355.92	568.32	OK	562.56	OK	573.86	OK	2	177.96	568.32	OK	562.56	OK	573.86	OK
	MI-10-10	P21	-362.55	10.00	1.75	1	394.27	576.28	OK	573.01	OK	586.99	OK	2	197.14	576.28	OK	573.01	OK	586.99	OK
pv = 4%	MI-06-06	P21	-351.38	6.00	1.75	1	241.57	673.63	OK	676.81	OK	666.23	OK	2	120.79	673.63	OK	676.81	OK	666.23	OK
	MI-06-08	P21	-321.68	8.00	1.75	1	285.49	663.89	OK	666.95	OK	660.62	OK	2	142.74	663.89	OK	666.95	OK	660.62	OK
	MI-06-10	P21	-327.17	10.00	1.75	1	355.80	665.80	OK	668.89	OK	661.59	OK	2	177.90	665.80	OK	668.89	OK	661.59	OK
	MI-08-08	P21	-356.96	8.00	1.75	1	316.80	674.94	OK	678.85	OK	667.53	OK	2	158.40	674.94	OK	678.85	OK	667.53	OK
	MI-08-10	P21	-327.28	10.00	1.75	1	355.92	665.83	OK	668.93	OK	661.62	OK	2	177.96	665.83	OK	668.93	OK	661.62	OK
	MI-10-10	P21	-362.55	10.00	1.75	1	394.27	676.83	OK	680.82	OK	668.65	OK	2	197.14	676.83	OK	680.82	OK	668.65	OK

	Modelo	Col.	P (ton)	H (m)	Ds (m)	Λ	Mmin (ton-m)	Sentido Longitudinal						Sentido Transversal							
								ph = 0.59%		ph = 0.98%		ph = 1.41%		ph = 0.59%		ph = 0.98%		ph = 1.41%			
								Mne (ton-m)	Mmin < Mne	Mne (ton-m)	Mmin < Mne	Mne (ton-m)	Mmin < Mne	Mne (ton-m)	Mmin < Mne	Mne (ton-m)	Mmin < Mne	Mne (ton-m)	Mmin < Mne		
pv = 1%	MII-06-06	P11	-199.31	6.00	1.75	1	137.03	246.76	OK	258.82	OK	252.15	OK	2	68.51	246.76	OK	258.82	OK	252.15	OK
	MII-06-08	P11	-220.45	6.00	1.75	1	151.56	254.02	OK	263.23	OK	261.19	OK	2	75.78	254.02	OK	263.23	OK	261.19	OK
	MII-06-10	P11	-220.48	6.00	1.75	1	151.58	254.03	OK	263.24	OK	261.20	OK	2	75.79	254.03	OK	263.24	OK	261.20	OK
	MII-08-08	P11	-207.75	8.00	1.75	1	184.38	249.67	OK	260.46	OK	255.75	OK	2	92.19	249.67	OK	260.46	OK	255.75	OK
	MII-08-10	P11	-229.19	8.00	1.75	1	203.41	257.01	OK	265.24	OK	264.67	OK	2	101.70	257.01	OK	265.24	OK	264.67	OK
	MII-10-10	P11	-215.29	10.00	1.75	1	234.13	252.26	OK	262.03	OK	258.95	OK	2	117.06	252.26	OK	262.03	OK	258.95	OK
pv = 2%	MII-06-06	P11	-199.31	6.00	1.75	1	137.03	404.54	OK	409.50	OK	398.67	OK	2	68.51	404.54	OK	409.50	OK	398.67	OK
	MII-06-08	P11	-220.45	6.00	1.75	1	151.56	411.99	OK	417.37	OK	404.39	OK	2	75.78	411.99	OK	417.37	OK	404.39	OK
	MII-06-10	P11	-220.48	6.00	1.75	1	151.58	412.00	OK	417.38	OK	404.39	OK	2	75.79	412.00	OK	417.38	OK	404.39	OK
	MII-08-08	P11	-207.75	8.00	1.75	1	184.38	407.47	OK	412.52	OK	400.90	OK	2	92.19	407.47	OK	412.52	OK	400.90	OK
	MII-08-10	P11	-229.19	8.00	1.75	1	203.41	415.18	OK	420.79	OK	406.84	OK	2	101.70	415.18	OK	420.79	OK	406.84	OK
	MII-10-10	P11	-215.29	10.00	1.75	1	234.13	410.17	OK	415.49	OK	402.93	OK	2	117.06	410.17	OK	415.49	OK	402.93	OK
pv = 3%	MII-06-06	P11	-199.31	6.00	1.75	1	137.03	543.92	OK	533.30	OK	525.89	OK	2	68.51	543.92	OK	533.30	OK	525.89	OK
	MII-06-08	P11	-220.45	6.00	1.75	1	151.56	551.14	OK	537.42	OK	533.75	OK	2	75.78	551.14	OK	537.42	OK	533.75	OK
	MII-06-10	P11	-220.48	6.00	1.75	1	151.58	551.15	OK	537.43	OK	533.76	OK	2	75.79	551.15	OK	537.43	OK	533.76	OK
	MII-08-08	P11	-207.75	8.00	1.75	1	184.38	546.75	OK	534.79	OK	529.10	OK	2	92.19	546.75	OK	534.79	OK	529.10	OK
	MII-08-10	P11	-229.19	8.00	1.75	1	203.41	552.47	OK	539.16	OK	536.99	OK	2	101.70	552.47	OK	539.16	OK	536.99	OK
	MII-10-10	P11	-215.29	10.00	1.75	1	234.13	549.31	OK	536.39	OK	531.89	OK	2	117.06	549.31	OK	536.39	OK	531.89	OK
pv = 4%	MII-06-06	P11	-199.31	6.00	1.75	1	137.03	629.69	OK	626.64	OK	641.18	OK	2	68.51	629.69	OK	626.64	OK	641.18	OK
	MII-06-08	P11	-220.45	6.00	1.75	1	151.56	634.89	OK	633.48	OK	647.26	OK	2	75.78	634.89	OK	633.48	OK	647.26	OK
	MII-06-10	P11	-220.48	6.00	1.75	1	151.58	634.89	OK	633.49	OK	647.26	OK	2	75.79	634.89	OK	633.49	OK	647.26	OK
	MII-08-08	P11	-207.75	8.00	1.75	1	184.38	631.79	OK	629.40	OK	644.11	OK	2	92.19	631.79	OK	629.40	OK	644.11	OK
	MII-08-10	P11	-229.19	8.00	1.75	1	203.41	637.09	OK	636.26	OK	647.51	OK	2	101.70	637.09	OK	636.26	OK	647.51	OK
	MII-10-10	P11	-215.29	10.00	1.75	1	234.13	633.65	OK	631.76	OK	646.64	OK	2	117.06	633.65	OK	631.76	OK	646.64	OK



	Modelo	Col.	P (ton)	H (m)	Ds (m)	Λ	Sentido Longitudinal						Sentido Transversal								
							ph = 0.59%		ph = 0.98%		ph = 1.41%		ph = 0.59%		ph = 0.98%		ph = 1.41%				
							Mmin (ton-m)	Mne (ton-m)	Mmin < Mne	Mne (ton-m)	Mmin < Mne	Mne (ton-m)	Mmin < Mne	Mmin (ton-m)	Mne (ton-m)	Mmin < Mne	Mne (ton-m)	Mmin < Mne	Mne (ton-m)	Mmin < Mne	
pv = 1%	MII-06-06	P12	-250.69	6.00	1.75	1	172.35	264.38	OK	270.95	OK	274.17	OK	2	86.17	264.38	OK	270.95	OK	274.17	OK
	MII-06-08	P12	-279.15	6.00	1.75	1	191.91	274.00	OK	279.56	OK	286.30	OK	2	95.96	274.00	OK	279.56	OK	286.30	OK
	MII-06-10	P12	-279.22	6.00	1.75	1	191.97	274.03	OK	279.58	OK	286.33	OK	2	95.98	274.03	OK	279.58	OK	286.33	OK
	MII-08-08	P12	-250.68	8.00	1.75	1	222.48	264.37	OK	270.94	OK	274.17	OK	2	111.24	264.37	OK	270.94	OK	274.17	OK
	MII-08-10	P12	-278.46	8.00	1.75	1	247.14	273.77	OK	279.34	OK	285.99	OK	2	123.57	273.77	OK	279.34	OK	285.99	OK
	MII-10-10	P12	-252.41	10.00	1.75	1	274.50	264.97	NO CUMPLE	271.44	NO CUMPLE	274.90	OK	2	137.25	264.97	OK	271.44	OK	274.90	OK
pv = 2%	MII-06-06	P12	-250.69	6.00	1.75	1	172.35	423.59	OK	429.10	OK	413.12	OK	2	86.17	423.59	OK	429.10	OK	413.12	OK
	MII-06-08	P12	-279.15	6.00	1.75	1	191.91	434.28	OK	440.37	OK	421.97	OK	2	95.96	434.28	OK	440.37	OK	421.97	OK
	MII-06-10	P12	-279.22	6.00	1.75	1	191.97	434.30	OK	440.39	OK	421.99	OK	2	95.98	434.30	OK	440.39	OK	421.99	OK
	MII-08-08	P12	-250.68	8.00	1.75	1	222.48	423.59	OK	429.10	OK	413.12	OK	2	111.24	423.59	OK	429.10	OK	413.12	OK
	MII-08-10	P12	-278.46	8.00	1.75	1	247.14	434.06	OK	440.16	OK	421.76	OK	2	123.57	434.06	OK	440.16	OK	421.76	OK
	MII-10-10	P12	-252.41	10.00	1.75	1	274.50	424.42	OK	429.88	OK	413.64	OK	2	137.25	424.42	OK	429.88	OK	413.64	OK
pv = 3%	MII-06-06	P12	-250.69	6.00	1.75	1	172.35	555.43	OK	543.85	OK	545.12	OK	2	86.17	555.43	OK	543.85	OK	545.12	OK
	MII-06-08	P12	-279.15	6.00	1.75	1	191.91	559.51	OK	550.24	OK	556.34	OK	2	95.96	559.51	OK	550.24	OK	556.34	OK
	MII-06-10	P12	-279.22	6.00	1.75	1	191.97	559.53	OK	550.26	OK	556.37	OK	2	95.98	559.53	OK	550.26	OK	556.37	OK
	MII-08-08	P12	-250.68	8.00	1.75	1	222.48	555.43	OK	543.85	OK	545.11	OK	2	111.24	555.43	OK	543.85	OK	545.11	OK
	MII-08-10	P12	-278.46	8.00	1.75	1	247.14	559.35	OK	550.06	OK	555.83	OK	2	123.57	559.35	OK	550.06	OK	555.83	OK
	MII-10-10	P12	-252.41	10.00	1.75	1	274.50	555.29	OK	544.10	OK	545.68	OK	2	137.25	555.29	OK	544.10	OK	545.68	OK
pv = 4%	MII-06-06	P12	-250.69	6.00	1.75	1	172.35	642.72	OK	643.39	OK	649.58	OK	2	86.17	642.72	OK	643.39	OK	649.58	OK
	MII-06-08	P12	-279.15	6.00	1.75	1	191.91	650.65	OK	653.10	OK	653.55	OK	2	95.96	650.65	OK	653.10	OK	653.55	OK
	MII-06-10	P12	-279.22	6.00	1.75	1	191.97	650.67	OK	653.12	OK	653.56	OK	2	95.98	650.67	OK	653.12	OK	653.56	OK
	MII-08-08	P12	-250.68	8.00	1.75	1	222.48	642.72	OK	643.39	OK	649.58	OK	2	111.24	642.72	OK	643.39	OK	649.58	OK
	MII-08-10	P12	-278.46	8.00	1.75	1	247.14	650.47	OK	652.90	OK	653.40	OK	2	123.57	650.47	OK	652.90	OK	653.40	OK
	MII-10-10	P12	-252.41	10.00	1.75	1	274.50	643.18	OK	643.90	OK	649.93	OK	2	137.25	643.18	OK	643.90	OK	649.93	OK

	Modelo	Col.	P (ton)	H (m)	Ds (m)	Λ	Sentido Longitudinal						Sentido Transversal								
							ph = 0.59%		ph = 0.98%		ph = 1.41%		ph = 0.59%		ph = 0.98%		ph = 1.41%				
							Mmin (ton-m)	Mne (ton-m)	Mmin < Mne	Mne (ton-m)	Mmin < Mne	Mne (ton-m)	Mmin < Mne	Mmin (ton-m)	Mne (ton-m)	Mmin < Mne	Mne (ton-m)	Mmin < Mne	Mne (ton-m)	Mmin < Mne	
pv = 1%	MII-06-06	P21	-219.88	6.00	1.75	1	151.17	253.82	OK	263.05	OK	260.91	OK	2	75.58	253.82	OK	263.05	OK	260.91	OK
	MII-06-08	P21	-208.04	6.00	1.75	1	143.03	249.77	OK	260.55	OK	255.86	OK	2	71.52	249.77	OK	260.55	OK	255.86	OK
	MII-06-10	P21	-215.55	6.00	1.75	1	148.19	252.35	OK	262.11	OK	259.05	OK	2	74.09	252.35	OK	262.11	OK	259.05	OK
	MII-08-08	P21	-228.72	8.00	1.75	1	202.99	256.85	OK	265.17	OK	264.66	OK	2	101.49	256.85	OK	265.17	OK	264.66	OK
	MII-08-10	P21	-215.59	8.00	1.75	1	191.33	252.36	OK	262.12	OK	259.06	OK	2	95.67	252.36	OK	262.12	OK	259.06	OK
	MII-10-10	P21	-236.65	10.00	1.75	1	257.36	259.56	OK	267.12	OK	268.05	OK	2	128.68	259.56	OK	267.12	OK	268.05	OK
pv = 2%	MII-06-06	P21	-219.88	6.00	1.75	1	151.17	411.81	OK	418.18	OK	404.22	OK	2	75.58	411.81	OK	418.18	OK	404.22	OK
	MII-06-08	P21	-208.04	6.00	1.75	1	143.03	407.56	OK	412.62	OK	400.99	OK	2	71.52	407.56	OK	412.62	OK	400.99	OK
	MII-06-10	P21	-215.55	6.00	1.75	1	148.19	410.25	OK	415.58	OK	403.00	OK	2	74.09	410.25	OK	415.58	OK	403.00	OK
	MII-08-08	P21	-228.72	8.00	1.75	1	202.99	415.03	OK	420.63	OK	406.70	OK	2	101.49	415.03	OK	420.63	OK	406.70	OK
	MII-08-10	P21	-215.59	8.00	1.75	1	191.33	410.27	OK	415.59	OK	403.01	OK	2	95.67	410.27	OK	415.59	OK	403.01	OK
	MII-10-10	P21	-236.65	10.00	1.75	1	257.36	418.02	OK	423.64	OK	408.97	OK	2	128.68	418.02	OK	423.64	OK	408.97	OK
pv = 3%	MII-06-06	P21	-219.88	6.00	1.75	1	151.17	550.96	OK	537.28	OK	533.57	OK	2	75.58	550.96	OK	537.28	OK	533.57	OK
	MII-06-08	P21	-208.04	6.00	1.75	1	143.03	546.84	OK	534.86	OK	529.19	OK	2	71.52	546.84	OK	534.86	OK	529.19	OK
	MII-06-10	P21	-215.55	6.00	1.75	1	148.19	549.39	OK	536.45	OK	531.98	OK	2	74.09	549.39	OK	536.45	OK	531.98	OK
	MII-08-08	P21	-228.72	8.00	1.75	1	202.99	552.37	OK	539.04	OK	536.83	OK	2	101.49	552.37	OK	539.04	OK	536.83	OK
	MII-08-10	P21	-215.59	8.00	1.75	1	191.33	549.41	OK	536.46	OK	531.99	OK	2	95.67	549.41	OK	536.46	OK	531.99	OK
	MII-10-10	P21	-236.65	10.00	1.75	1	257.36	553.47	OK	540.84	OK	539.84	OK	2	128.68	553.47	OK	540.84	OK	539.84	OK
pv = 4%	MII-06-06	P21	-219.88	6.00	1.75	1	151.17	634.74	OK	633.31	OK	647.15	OK	2	75.58	634.74	OK	633.31	OK	647.15	OK
	MII-06-08	P21	-208.04	6.00	1.75	1	143.03	631.86	OK	629.49	OK	644.20	OK	2	71.52	631.86	OK	629.49	OK	644.20	OK
	MII-06-10	P21	-215.55	6.00	1.75	1	148.19	633.72	OK	631.85	OK	646.82	OK	2	74.09	633.72	OK	631.85	OK	646.82	OK
	MII-08-08	P21	-228.72	8.00	1.75	1	202.99	636.97	OK	636.12	OK	647.41	OK	2	101.49	636.97	OK	636.12	OK	647.41	OK
	MII-08-10	P21	-215.59	8.00	1.75	1	191.33	633.73	OK	631.86	OK	646.83	OK	2	95.67	633.73	OK	631.86	OK	646.83	OK
	MII-10-10	P21	-236.65	10.00	1.75	1	257.36	639.00	OK	638.70	OK	648.06	OK	2	128.68	639.00	OK	638.70	OK	648.06	OK

	Modelo	Col.	P (ton)	H (m)	Ds (m)	Λ	Sentido Longitudinal						Sentido Transversal								
							ph = 0.59%		ph = 0.98%		ph = 1.41%		ph = 0.59%		ph = 0.98%		ph = 1.41%				
							Mmin (ton-m)	Mne (ton-m)	Mmin < Mne	Mne (ton-m)	Mmin < Mne	Mne (ton-m)	Mmin < Mne	Mmin (ton-m)	Mne (ton-m)	Mmin < Mne	Mne (ton-m)	Mmin < Mne	Mne (ton-m)	Mmin < Mne	
pv = 1%	MII-06-06	P22	-280.14	6.00	1.75	1	192.60	274.34	OK	279.86	OK	286.72	OK	2	96.30	274.34	OK	279.86	OK	286.72	OK
	MII-06-08	P22	-249.91	6.00	1.75	1	171.81	264.11	OK	270.75	OK	273.79	OK	2	85.90	264.11	OK	270.75	OK	273.79	OK
	MII-06-10	P22	-251.58	6.00	1.75	1	172.96	264.68	OK	271.23	OK	274.50	OK	2	86.48	264.68	OK	271.23	OK	274.50	OK
	MII-08-08	P22	-279.27	8.00	1.75	1	247.85	274.04	OK	279.60	OK	286.35	OK	2	123.93	274.04	OK	279.60	OK	286.35	OK
	MII-08-10	P22	-251.65	8.00	1.75	1	223.34	264.71	OK	271.25	OK	274.53	OK	2	111.67	264.71	OK	271.25	OK	274.53	OK
	MII-10-10	P22	-280.20	10.00	1.75	1	304.72	274.36	NO CUMPLE	279.88	NO CUMPLE	286.75	NO CUMPLE	2	152.36	274.36	OK	279.88	OK	286.75	OK
pv = 2%	MII-06-06	P22	-280.14	6.00	1.75	1	192.60	434.78	OK	440.68	OK	422.27	OK	2	96.30	434.78	OK	440.68	OK	422.27	OK
	MII-06-08	P22	-249.91	6.00	1.75	1	171.81	423.33	OK	428.84	OK	412.89	OK	2	85.90	423.33	OK	428.84	OK	412.89	OK
	MII-06-10	P22	-251.58	6.00	1.75	1	172.96	423.89	OK	429.60	OK	413.39	OK	2	86.48	423.89	OK	429.60	OK	413.39	OK
	MII-08-08	P22	-279.27	8.00	1.75	1	247.85	434.31	OK	440.41	OK	422.00	OK	2	123.93	434.31	OK	440.41	OK	422.00	OK
	MII-08-10	P22	-251.65	8.00	1.75	1	223.34	423.91	OK	429.62	OK	413.41	OK	2	111.67	423.91	OK	429.62	OK	413.41	OK
	MII-10-10	P22	-280.20	10.00	1.75	1	304.72	434.80	OK	440.70	OK	422.29	OK	2	152.36	434.80	OK	440.70	OK	422.29	OK
pv = 3%	MII-06-06	P22	-280.14	6.00	1.75	1	192.60	559.74	OK	550.38	OK	556.67	OK	2	96.30	559.74	OK	550.38	OK	556.67	OK
	MII-06-08	P22	-249.91	6.00	1.75	1	171.81	555.26	OK	543.65	OK	544.86	OK	2	85.90	555.26	OK	543.65	OK	544.86	OK
	MII-06-10	P22	-251.58	6.00	1.75	1	172.96	555.63	OK	544.08	OK	545.41	OK	2	86.48	555.63	OK	544.08	OK	545.41	OK
	MII-08-08	P22	-279.27	8.00	1.75	1	247.85	559.54	OK	550.27	OK	556.38	OK	2	123.93	559.54	OK	550.27	OK	556.38	OK
	MII-08-10	P22	-251.65	8.00	1.75	1	223.34	555.65	OK	544.09	OK	545.43	OK	2	111.67	555.65	OK	544.09	OK	545.43	OK
	MII-10-10	P22	-280.20	10.00	1.75	1	304.72	5559.75	OK	550.40	OK	556.69	OK	2	152.36	5559.75	OK	550.40	OK	556.69	OK
pv = 4%	MII-06-06	P22	-280.14	6.00	1.75	1	192.60	650.93	OK	653.39	OK	653.76	OK	2	96.30	650.93	OK	653.39	OK	653.76	OK
	MII-06-08	P22	-249.91	6.00	1.75	1	171.81	642.52	OK	643.16	OK	649.85	OK	2	85.90	642.52	OK	643.16	OK	649.85	OK
	MII-06-10	P22	-251.58	6.00	1.75	1	172.96	642.96	OK	643.66	OK	649.77	OK	2	86.48	642.96	OK	643.66	OK	649.77	OK
	MII-08-08	P22	-279.27	8.00	1.75	1	247.85	650.69	OK	653.14	OK	653.58	OK	2	123.93	650.69	OK	653.14	OK	653.58	OK
	MII-08-10	P22	-251.65	8.00	1.75	1	223.34	642.98	OK	643.68	OK	649.78	OK	2	111.67	642.98	OK	643.68	OK	649.78	OK
	MII-10-10	P22	-280.20	10.00	1.75	1	304.72	650.94	OK	653.41	OK	563.77	OK	2	152.36	650.94	OK	653.41	OK	563.77	OK