

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL  
FACULTAD REGIONAL LA RIOJA  
Diciembre del año 2018.-

Trabajo de Investigación:  
**“EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD  
SÍSMICA DEL PUENTE RÍO SECO”**

Autores

Romero Vega, Marcela Eliana  
Herrera Carrizo, Guillermo Oscar

Tutores

Ing. Brizuela, Pablo  
Mg. Ing. Saracho, José Aníbal

Directores de Trabajo Final

Ing. Barbeito Pérez, Javier  
Ing. Whitaker, Federico  
Ing. Andrade, Ariel

## AGRADECIMIENTOS

*A nuestros padres y hermanos, por el amor incondicional de siempre. Dedicamos a ustedes este logro.*

*A nuestra querida UTN La Rioja y al conjunto de docentes, empleados y compañeros/amigos, con los cuales compartimos este largo camino.*

*Al Ing. Pablo Brizuela, por el tiempo que nos dedicó en cada consulta; su excelente predisposición y asesoramiento que nos permitió concluir el trabajo.*

*A Vialidad Provincial L.R., por la información que nos fue brindada cada vez que fue requerida.*

*¡A todos ellos y demás personas que hicieron posible la culminación de esta etapa, MUCHAS GRACIAS!*

*Marcela y Guillermo*

## TABLA DE CONTENIDO

AGRADECIMIENTOS.....	2
TABLA DE ILUSTRACIONES.....	8
INTRODUCCIÓN .....	12
CAPÍTULO I.....	13
1.1 DEFINICIONES .....	14
1.1.1 VULNERABILIDAD SÍSMICA .....	14
1.2.1 RIESGO SÍSMICO.....	14
1.2 CARACTERIZACIÓN DEL DAÑO .....	15
1.3 ESTADOS DE DAÑO .....	15
1.4 CARACTERIZACIÓN DEL DAÑO MEDIANTE ESTADOS LÍMITES ANALÍTICOS.....	15
1.4.1 ESTADO LÍMITE SE SERVICIABILIDAD .....	16
1.4.2 ESTADO LÍMITE DE CONTROL DE DAÑO.....	16
1.4.3 ESTADO LÍMITE DE COLAPSO .....	16
1.5 CORRELACIÓN ESTADO DE DAÑO-ESTADOS LÍMITES .....	17
1.6 PARAMETROS INGENIERILES DE DEMANDA.....	17
1.6.1 ESTADO LÍMITE PARA CAPACIDAD DE CURVATURA.....	18
1.6.2 ESTADO LÍMITE POR CAPACIDAD AL CORTE .....	18
1.6.3 ESTADO LÍMITE POR DESPLAZAMIENTOS DE LA SUPERESTRUCTURA.....	21
1.7 NIVELES DE DESEMPEÑO.....	22
1.8 MÉTODOS DE EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA.....	24
1.8.1 CLASIFICACIÓN DE MET. DE EVALUACIÓN SÍSMICÁ .....	24

1.9 MÉTODOS ANALÍTICOS DE EVALUACIÓN .....	25
1.9.1 MÉTODO DE ANÁLISIS NO LINEAL PUSHOVER .....	25
1.10 PROCEDIMIENTO DE EVALUACIÓN Y CÁLCULO DE LA PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA.....	27
CAPÍTULO 2.....	30
2. RELEVAMIENTO PRELIMINAR .....	31
2.1 DESCRIPCIÓN DEL PUENTE .....	31
2.2 CONDICIÓN ACTUAL.....	37
CAPÍTULO 3.....	38
3. DISEÑO SÍSMICO.....	39
3.1 ZONIFICACIÓN SÍSMICA .....	39
3.2 CLASIFICACIÓN DEL SITIO DE EMPLAZAMIENTO DE LA CONSTRUCCIÓN .....	40
3.3 CLASIFICACIÓN DE CONSTRUCCIÓN SEGÚN EL DESTINO Y LAS FUNCIONES .....	40
3.4 DEFINICIÓN DE PARÁMETROS PARA CONSTRUCCIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO .....	41
3.5 METODOLOGÍA DEL ING AGUIAR FALCONI EN LA DETERMINACIÓN DE ESPECTROS CON VARIADOS PERIODOS DE RETORNO. ....	44
CAPÍTULO 4.....	49
4. EVALUACIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA.....	50
4.1 APLICACIÓN DEL MÉTODO PUSHOVER .....	50
4.1.1 PUSHOVER LONGITUDINAL .....	54
.....	55
4.1.2 ASIGNACIÓN DE COMPORTAMIENTO Y RÓTULAS PLÁSTICAS (R.P.) EN PILA.....	56
4.1.3 SECUENCIA DE FORMACIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS EN PILA....	56

4.1.4 SECUENCIA DE ROTULACIÓN .....	59
4.1.5 GENERACIÓN DE CURVA PUSHOVER (CURVA CAPACIDAD) .....	62
4.2 DETERMINACIÓN DE LAS CAPACIDADES .....	63
4.2.1 DESPLAZAMIENTO DE LA SUPERESTRUCTURA .....	63
4.2.2. CORTE EN PILA .....	65
4.2.2.1 CORTE EN PILA SECCIÓN TRANSVERSAL .....	65
4.2.2.2 CORTE EN PILA SECCIÓN LONGITUDINAL .....	67
4.2.3 DUCTILIDAD FLEXIONAL DE LA PILA .....	68
4.3 DETERMINACIÓN DE LOS COEFICIENTE C/D .....	70
4.3.1 RESISTENCIA AL CORTE .....	70
4.3.2 CAPACIDAD DE DESPLAZAMIENTO SEGÚN DUCTILIDAD FLEXIONAL DE PILAS .....	70
4.4 EVALUACIÓN DE LA PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA ANUAL DE CADA ESTADO LÍMITE .....	71
4.4.1 CAPACIDAD SEGÚN RESISTENCIA AL CORTE EN PILA .....	71
4.4.2 CAPACIDAD DE DESPLAZAMIENTO SEGÚN DUCTILIDAD FLEXIONAL DE PILA .....	72
4.5 VERIFICACIÓN DE CRITERIO DE PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA ANUAL ADMISIBLE .....	72
4.5.1 CAPACIDAD DE DESPLAZAMIENTO SEGÚN RESISTENCIA AL CORTE .....	73
4.5.2 CAPACIDAD DE DESPLAZAMIENTO SEGÚN DUCTILIDAD FLEXIONAL DE PILA .....	73
CONCLUSIONES .....	74
RECOMENDACIONES .....	76
BIBLIOGRAFÍA .....	77
ANEXOS .....	78
ANEXO I .....	79

PLANOS DE PUENTE “RÍO SECO” SOBRE RUTA NACIONAL N°76 .....	79
ANEXO II .....	80
RELEVAMIENTO PLANIALTIMÉTRICO DEL PUENTE RIO SECO .....	80
ANEXO III .....	81
MODELACIÓN DEL PUENTE “RÍO SECO” .....	81
MODELACIÓN DEL PUENTE (Software CSI Bridge V15). .....	82
5.1 HIPÓTESIS DE CÁLCULO.....	82
5.2 CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA .....	83
5.3 MODELACIÓN DE MATERIALES.....	84
5.4 MODELACIÓN DE PROPIEDADES DE LOS COMPONENTES DEL PUENTE. ELEMENTOS “FRAME” .....	87
5.5 MODELACIÓN DE ESTRIBOS PARA EL SOFTWARE. ....	90
5.7 MODELACIÓN DE CABEZALES DE PILA Y ESTRIBO.....	91
5.8 MODELACIÓN DE VIGAS LONGITUDINALES Y TRANSVERSALES .....	92
5.6 APOYOS DE NEOPRENO Y TOPES ANTISÍSMICOS.....	93
5.7 MODELACIÓN DE CONEXIÓN DE ESTRIBOS Y PILA CON SUBESTRUCTURA. ....	95
5.7.1 SECCIÓN DE ESTRIBOS .....	95
5.7.2 SECCIÓN DE PILA CENTRAL.....	97
5.8 DEFINICIÓN DE “BRIDGE-OBJECT”.....	98
5.9 ESTADOS DE CARGA A APLICAR.....	105
5.9.1 CARGA GRAVITATORIA Y ACCIÓN SÍSMICA .....	105
5.9.2 ESTADO DE CARGA “DEAD” .....	106
5.9.3 ESTADO DE CARGA “MODAL” .....	107
5.9.4 ESTADO DE CARGA PERMANENTE “_DEAD” PARA SECCIÓN FISURADA .....	107
5.9.5. ESTADO DE CARGA “_MODAL” PARA SECCIÓN FISURADA .....	110

5.9.6. ESTADOS DE CARGA ESPECTRALES .....	110
Se procede a realizar la definición de los estados Espectrales Frecuente, Ocasional, Raro y Muy Raro. ....	110
ANEXO IV .....	113
RESULTADO DEL ANÁLISIS MODAL.....	113
ANEXO V .....	116
APOYOS DE NEOPRENO .....	116
Respecto de los apoyos de Neopreno.....	117
ANEXO VI.....	119
TEORÍA COMPLEMENTARIA DE TABIQUES.....	119
MUROS ESTRUCTURALES o TABIQUES.....	120
CLASIFICACIÓN DE TABIQUES .....	120
TABIQUE BAJO O ROBUSTO .....	121
RESISTENCIA A LA FLEXIÓN.....	121
RESISTENCIA AL CORTANTE.....	122
CONTROL DE DESLIZAMIENTO POR CORTANTE .....	123
CONTROL DE LA TENSIÓN DIAGONAL .....	125

## TABLA DE ILUSTRACIONES

<i>Ilustración 1: Estados de Daño y Estados Límites</i>	17
<i>Ilustración 2: Determinación factor k según la ductilidad de desplazamiento</i>	19
<i>Ilustración 3: Determinación del factor k según ductilidad de curvatura</i>	19
<i>Ilustración 4: Contribución de la carga axial en la resistencia al corte de las pilas</i>	20
<i>Ilustración 5: Estados Límites para el desplazamiento de la superestructura</i>	22
<i>Ilustración 6: Niveles de Desempeños mínimos de la FHWA.</i>	24
<i>Ilustración 7: Curva de probabilidad anual de excedencia</i>	28
<i>Ilustración 8: Vista Lateral Puente Río Seco.</i>	31
<i>Ilustración 9: Emplazamiento del puente.</i>	32
<i>Ilustración 10: Calzada de dos trochas y veredas.</i>	32
<i>Ilustración 11: Vigas longitudinales, vigas transversales y pila central.</i>	33
<i>Ilustración 12: Vista de pila</i>	34
<i>Ilustración 13: Estribos con topes antisísmicos.</i>	35
<i>Ilustración 14: Detalle Apoyo de neopreno y dado de hormigón.</i>	35
<i>Ilustración 15: Apoyos de neopreno.</i>	36
<i>Ilustración 16: Zonificación Sísmica. Extracto Reg. INPRES-CIRSOC 103</i>	39
<i>Ilustración 17: Clasificación del Sitio. Extracto de Reg. INPRES-CIRSOC 103</i>	40
<i>Ilustración 18: Parámetros del espectro. Extracto Reg. INPRES-CIRSOC 103</i>	41
<i>Ilustración 19: Periodo T3. Extracto Reg. INPRES-CIRSOC 103</i>	42
<i>Ilustración 20: Gráfica del espectro elástico para el terremoto de diseño. diseño elástico</i>	42
<i>Ilustración 21: Tabla de Periodo &amp; Pseudoaceleraciones del espectro</i>	43
<i>Ilustración 22: Extracto del apunte del Ing. Aguiar Falconi</i>	44
<i>Ilustración 23: Extracto del apunte del Ing. Aguiar Falconi</i>	45
<i>Ilustración 24: Extracto del Reg. INPRES-CIRSOC 103</i>	45
<i>Ilustración 25: Espectros para sismos: Frecuente, Ocasional, Raro y Muy Raro.</i>	47
<i>Ilustración 26: Gráfica de espectros de diseño por desempeño. Sismos Ocasional, Frecuente, Raro y Muy Raro.</i>	48
<i>Ilustración 27: Vista frontal y lateral de la pila.</i>	51

<i>Ilustración 28: Vista del modelo en unión de la pila y la ciga cabezal.</i>	51
<i>Ilustración 29: Salida de datos: fuerzas y momentos que llegan a los nodos analizados.</i>	52
<i>Ilustración 30: Armado del grupo Pila Aislada</i>	52
<i>Ilustración 31: Aplicación de cargas gravitatorias a cada nudo analizado de la viga cabezal.</i>	52
<i>Ilustración 32: Estado de carga, Pila Aislada.</i>	53
<i>Ilustración 33: Acción de fuerza unitaria en la dirección analizada.</i>	53
<i>Ilustración 34: Extracto de curva Momento-Curvatura</i>	54
<i>Ilustración 35: Esquema simple de deformación longitudinal de la Pila.</i>	55
<i>Ilustración 36: Definición del control de la deformación.</i>	55
<i>Ilustración 37: Definición de rótula plástica para Met. Pushover</i>	56
<i>Ilustración 38: Comportamiento de Rótula Plástica en la Pila.</i>	57
<i>Ilustración 39: Sección transformada fisurada (Larson C.A.).</i>	58
<i>Ilustración 40: Formación secuencial de la rótula plástica en la Pila.</i>	61
<i>Ilustración 41: Curva Puchover longitudinal.</i>	62
<i>Ilustración 42: Vista superior de Pila.</i>	63
<i>Ilustración 43: Vista en corte de pila.</i>	64
<i>Ilustración 44: Vista en corte de los estribos.</i>	64
<i>Ilustración 45: Detalles de llaves antisísmicas.</i>	65
<i>Ilustración 46: Curva de Capacidad bilineal.</i>	69
<i>Ilustración 47: Geometría del modelo.</i>	82
<i>Ilustración 48: Definición del eje del puente.</i>	83
<i>Ilustración 49: Definición de carriles.</i>	84
<i>Ilustración 50: Propiedades del acero ADN 420.</i>	85
<i>Ilustración 51: Propiedades del hormigón H21.</i>	85
<i>Ilustración 52: Curva esfuerzo-deformación ADN 420.</i>	86
<i>Ilustración 53: Curva esfuerzo-deformación Hormigón H21.</i>	87
<i>Ilustración 54: Modelación de la sección de la pila con "section designer".</i>	88
<i>Ilustración 55: Propiedades estáticas de la sección de pila.</i>	88
<i>Ilustración 56: Dimensión de pila.</i>	89
<i>Ilustración 57: Configuración del refuerzo de la pila.</i>	89
<i>Ilustración 58: Sección real del estribo.</i>	90
<i>Ilustración 59: Sección equivalente para modelado de estribos.</i>	90

<i>Ilustración 60: Diseño de la viga cabezal.</i>	91
<i>Ilustración 61: Diseño del cabezal de los estribos.</i>	91
<i>Ilustración 62: Modelación de vigas longitudinales.</i>	92
<i>Ilustración 63: Modelación de vigas transversales.</i>	93
<i>Ilustración 64: Propiedades direccionales de apoyos de Neopreno..</i>	94
<i>Ilustración 65: Modelación bilineal de apoyos de Neopreno en direcciones U2 y U3.</i>	94
<i>Ilustración 66: Modelación de apoyos de neopreno y topes antisísmicos. Fijación dirección U2 (dirección transversal).</i>	95
<i>Ilustración 67: Modelación de estribos.</i>	96
<i>Ilustración 68: Modelación de apoyos en sección de estribos.</i>	96
<i>Ilustración 69: Ubicación del eje central de estribos..</i>	97
<i>Ilustración 70: Modelación de apoyo intermedio en superestructura.</i>	97
<i>Ilustración 71: modelación de pila.</i>	98
<i>Ilustración 72: Definición de "Bridge Object".</i>	99
<i>Ilustración 73: Cotas de viga central en pila y puntos de apoyo en neoprenos.</i>	100
<i>Ilustración 74: Cotas en viga cabezal de sección estribos y punto de apoyo del neopreno.</i>	100
<i>Ilustración 75: Definición de vigas transversales.</i>	101
<i>Ilustración 76: Ensamble del modelo y elección del tipo estructural a modelar.</i>	101
<i>Ilustración 77: Modelación de vinculación de superestructura y subestructura en pila.</i>	102
<i>Ilustración 78: Propiedades del vínculo BFIXSS-1</i>	103
<i>Ilustración 79: Modelación de superestructura y subestructura en estribos.</i>	103
<i>Ilustración 80: Vista en perspectiva.</i>	104
<i>Ilustración 81: Vista simplificada del modelo con elementos Link, Shell, Frame.</i>	104
<i>Ilustración 82: Modelo extruido, pila completa.</i>	105
<i>Ilustración 83: Introducción de espectros de pseudoaceleraciones.</i>	106
<i>Ilustración 84: Estado de carga "DEAD".</i>	106
<i>Ilustración 85: Estado de carga "Modal".</i>	107
<i>Ilustración 86: Diagrama momento.curvatura idealizado para la sección de la pila.</i>	108
<i>Ilustración 87: Modificación de propiedades de elementos "Frame".</i>	109
<i>Ilustración 88: Definición de estado de carga "_DEAD".</i>	109
<i>Ilustración 89: Definición de estado de carga "_MODAL".</i>	110
<i>Ilustración 90: Estado de carga espectral Sx Frecuente.</i>	111

<i>Ilustración 91: Estado de carga espectral <math>S_y</math> Frecuente.</i>	111
<i>Ilustración 92: Estado de carga espectral <math>S_{xy}</math> Frecuente.</i>	112
<i>Ilustración 93: Modos y coeficientes de participación de cada uno de los doce modos del Met. de Superposición Modal Espectral, tanto para secciones de las pilas sin fisurar (MODAL) y fisurada (_MODAL.)</i>	114
<i>Ilustración 94: Vista de deformación de apoyo de Neopreno.</i>	117
<i>Ilustración 95: Funcionamiento de apoyo de neopreno.</i>	117
<i>Ilustración 96: Funcionamiento de apoyo de neopreno.</i>	118
<i>Ilustración 97: Categorías de tabiques bajos según su comportamiento.</i>	121
<i>Ilustración 98: Modos de falla de corte en tabiques bajos.</i>	123
<i>Ilustración 99: Respuesta histerética de tabiques bajos con alas controlados por deslizamiento en la base.</i>	124
<i>Ilustración 100: Disposición de refuerzo diagonal en tabique sismorresistente bajo.</i>	124

## INTRODUCCIÓN

En la Provincia de La Rioja, existe una gran cantidad de ríos transitorios, este tipo de ríos se dan en zonas de clima muy seco o incluso desértico y su caudal tiene la característica de ser inconstante, pudiendo correr libremente durante un tiempo y luego desaparecer durante meses o incluso años, volviendo a aparecer cuando las lluvias lo permiten. Los ríos transitorios tienen un peligro adicional y es que en caso de darse lluvias torrenciales pueden correr con gran violencia durante un corto periodo de tiempo, lo que podría generar socavaciones localizadas en bases de estribos y pilas y/o generalizadas por movimiento importante del material de fondo que podría desestabilizar del suelo del lecho. La utilización de puentes a lo largo de toda la red vial nacional para salvar estos ríos que destruyen los caminos se hizo indispensable, tal es el caso del “Puente Río Seco”.

Dado que algunos de estos puentes se encuentran en zona de riesgo sísmico, es necesario determinar la vulnerabilidad estructural y no estructural del puente, permitiendo proponer técnicas para mitigar el riesgo asociado y mantener la funcionalidad.

El objetivo del presente trabajo es evaluar “la vulnerabilidad sísmica del Puente Río Seco”, para esto se realizarán tareas de relevamiento, recopilación de información, digitalización de planos y calibración del modelo numérico; se procederá a analizar el comportamiento estructural del puente y obtener las solicitaciones ante las cargas de servicio a las que está sometido actualmente. Además, se compararán estas solicitaciones con las propuestas por la norma vigente en materia de sismo en el territorio argentino.

Finalmente, en el caso de ser necesario, se propondrán soluciones o recomendaciones que buscarán reducir, no sólo la vulnerabilidad sísmica, sino también las posibles acciones de mantenimiento para una adecuada preservación de la obra.

- ❖ No podemos dejar de indicar, que nuestro trabajo se encuadra en un proyecto de Investigación y desarrollo “PID Tutorado” en el ámbito de la Universidad Tecnológica Nacional que se denomina “Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes”.

## **CAPÍTULO I**

A modo de introducción teórica para el análisis del puente seleccionado, es necesario previo al inicio específico de nuestra tesis, mencionar estudios de varios autores y reconocer el trabajo al autor de “Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes Existentes” – KONEVKY, D. N., quien nos da, una metodología de las tantas posibles, para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica en estructuras de este tipo.

## 1.1 DEFINICIONES

### 1.1.1 VULNERABILIDAD SÍSMICA

***Definimos la Vulnerabilidad Sísmica como una propiedad intrínseca de una estructura, una característica de su propio comportamiento ante la acción de un sismo descrito a través de una ley causa-efecto, donde la causa es el sismo y el efecto es el daño (KONEVKY, D. N. 2011).***

En la definición, se habla de propiedad intrínseca de la estructura, puesto que la respuesta de la misma ante un terremoto, estará lógicamente condicionada por las características físicas de los materiales y estructurales de la obra.

La evaluación de la vulnerabilidad sísmica, representa una etapa en lo que es el proceso general de la evaluación del Riesgo Sísmico de una estructura.

### 1.2.1 RIESGO SÍSMICO

Primero debemos diferenciar entre riesgo sísmico específico y riesgo sísmico en sí.

***Riesgo Sísmico específico, es la probabilidad de que una estructura, sufra un determinado nivel de daño durante un tiempo de exposición dado.***

***El Riesgo Sísmico en sí, es el grado esperado de pérdidas en una estructura sometida a la acción sísmica, durante un periodo de exposición dado.***

***La Peligrosidad Sísmica, es la probabilidad de ocurrencia dentro de un periodo de tiempo y en un sitio dado, de un sismo de ciertas características.*** Es decir, mide la ocurrencia esperada de eventos sísmicos futuros.

***Valor de la Estructura, con este término nos referimos a los costos directos e indirectos.*** Los costos directos son producto de los daños en elementos estructurales, no estructurales y contenidos de las estructuras. Los costos indirectos, son los daños sociológicos, sociales, de comunicación, etc. Por ejemplo, gastos generados por pérdidas en tiempos de procesos de producción, ventas y distribución. (KONEVKY, D. N. 2011).

## **1.2 CARACTERIZACIÓN DEL DAÑO**

Al fin de la evaluación de la vulnerabilidad sísmica, debemos definir un conjunto de “Estados Límites” y “Niveles de Desempeño”.

Definimos un Estado Límite (EL) como un nivel de daño tal que, de ser sobrepasado, la estructura no puede satisfacer un determinado nivel de desempeño. Se suelen definir los estados límites en base a un grado de daño aceptable. Con daño, nos referimos a deformaciones del sistema estructural o sus componentes. Para esto, trabajamos con parámetros de respuesta, globales o locales, de deformación que se los conoce como “Parámetros Ingenieriles de Demanda”.

Entonces el procedimiento es, descripción de los Estados de Daño lo que nos permitirá definir los E.L.; Luego, con los parámetros ingenieriles de demanda cuantificamos y nos ubicamos en el E.L. correspondiente ya definido. Entonces ya podremos realizar la evaluación sísmica comparando la Capacidad de la estructura y la Demanda sísmica según el criterio de Desempeño establecido según la importancia del puente.

## **1.3 ESTADOS DE DAÑO**

Mediante inspección visual, podremos definir el estado de daño producto de sismos pasados a una estructura. Se fijan criterio en base al tipo y al tamaño del daño evaluado para disminuir la subjetividad.

Tenemos varias guías para precisar los Estados de Daños, entre ellos:

- Definición de E.D. según Basöz y Kiremidjian (1996).
- Descripción cualitativa de E.D. según Hazus (FEMA 2003).

Un resumen de ambas guías se encuentra en “Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes Existentes” (Konevsky, San Miguel de Tucumán 2011).

## **1.4 CARACTERIZACIÓN DEL DAÑO MEDIANTE ESTADOS LÍMITES ANALÍTICOS**

Definimos los Es.Ls. de forma analítica con los parámetros ingenieriles de demanda. Estos parámetros pueden ser: rotaciones plásticas, desplazamientos, factores de ductilidad, etc.

Priestley considera tres Es.Ls. para evaluar la vulnerabilidad sísmica de puentes existentes o nuevos:

- 1) Serviciabilidad
- 2) Control de Daño
- 3) Colapso

La diferencia en la evaluación entre si el puente es nuevo o existente, es que para una estructura existente los Es.Ls. de serviciabilidad y control de daño son menos exigentes; no así con el Es.Ls. del colapso, porque no se puede aceptar una mayor probabilidad de daño, ya que, en este estado, se cuida la supervivencia de las personas.

#### **1.4.1 ESTADO LÍMITE SE SERVICIABILIDAD**

Para este E.L., el puente, posterior al sismo, debe mantenerse en funcionamiento y no debe requerir reparaciones, esto implica que producto de los esfuerzos, no se generen desprendimientos del recubrimiento y que las fisuras sean tan pequeñas (1mm de abertura) que no requiera curarlas.

Priestley, recomienda que para cumplir lo antedicho, la deformación específica en el hormigón alcance cuanto mucho el cuatro por mil ( $\epsilon_c=0,004$ ) y una deformación en el acero del quince por mil ( $\epsilon_s=0,015$ ). Como verificar las deformaciones específicas inelásticas no es método recomendado, se propone trabajar con los giros de los miembros; estos, son definidos con estas deformaciones específicas recomendadas.

#### **1.4.2 ESTADO LÍMITE DE CONTROL DE DAÑO**

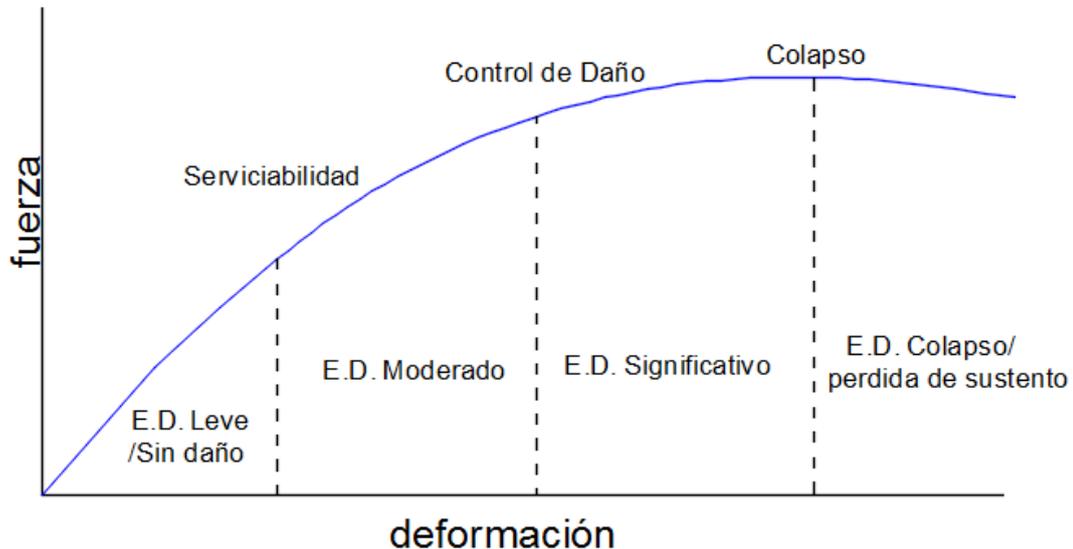
Este E.L. nos marca el límite a partir del cual, no sería factible económicamente y técnicamente la reparación del puente.

#### **1.4.3 ESTADO LÍMITE DE COLAPSO**

Este límite, existe porque es necesario tener una reserva de capacidad por encima del E.L. de Control de Daños que asegure que la estructura se mantenga en pie. Lo que se persigue, es que, ante el terremoto de diseño, se salvaguarde la vida humana, permitiendo que el puente pueda sufrir un daño tan importante que posterior al sismo, no sea recomendable económicamente/técnicamente reparable, siendo necesario su demolición y reemplazo.

## 1.5 CORRELACIÓN ESTADO DE DAÑO-ESTADOS LÍMITES

En el siguiente esquema Fuerza & Deformación, vemos una relación entre los Estados de Daño y los E.L.; vemos como ya habíamos indicado anteriormente, que los E.L., son un límite superior a un determinado Estado de Daño.



E. D.: Estado de Daño

*Ilustración 1: Estados de Daño y Estados Límites*

Por último, mirando la base histórica de Sismos-Daños sobre puentes, se concluye que:

- No se esperan daños en la superestructura, ya que la misma, permanece en general, en el rango elástico; esto es así, por los apoyos de neopreno que vinculan la subestructura con la superestructura, asilando esta última de grandes esfuerzos.
- Se detectan principalmente como elementos susceptibles de falla sísmica la Pila y las vigas en las secciones de apoyo de la superestructura.
- Priestley, considera respecto a los estribos, que la falla en ellos es poco probable, ya que estos elementos son estructuras masivas e infinitamente rígidas en comparación al resto de los componentes. Con lo cual, permanecerían en el campo elástico ante el sismo más severo.

## 1.6 PARAMETROS INGENIERILES DE DEMANDA

El estado de daño de los diferentes componentes del puente, se puede hacer al comparar para el estado inelástico, las demandas sísmicas con las capacidades según

su diseño. Los parámetros ingenieriles para esta evaluación que son recomendados a usar son:

- Curvatura en pila
- Corte en pila
- Desplazamiento relativo de la superestructura respecto a los apoyos.

Cuantificaremos según estos parámetros, las capacidades de los componentes para cada estado límite.

### 1.6.1 ESTADO LÍMITE PARA CAPACIDAD DE CURVATURA

Se debe hacer el análisis de la sección para determinar el diagrama Momento-Curvatura. Será necesario para dicho análisis, conocer las propiedades de los materiales: acero de refuerzo y los hormigones con y sin confinamiento.

En el diagrama momento-curvatura, el punto de fluencia nos señala el E.L. de Serviciabilidad de la sección. Choi (Choi E. 2004), considera como límite de ductilidad para este estado  $\mu_{\Delta}$  entre 1,0 y 1,2.

El E.L. Control de Daños, se marca en aquel punto donde inicia la pérdida del recubrimiento de la sección, puesto que, según estudios, la disminución de la resistencia acá es brusca (Priestley, Seible y Calvi 1996). Para definir un valor, la curvatura límite, la marcamos como aquella donde tenemos una deformación específica del hormigón del 3‰. Choi (Choi E. 2004), considera como límite de ductilidad para este estado  $\mu_{\Delta} = 1,76$ .

Por último, para cuantificar el E.L. de prevención al Colapso, Choi (Choi E. 2004), define  $\mu_{\Delta} = 4,76$  como límite.

### 1.6.2 ESTADO LÍMITE POR CAPACIDAD AL CORTE

Como segundo parámetro de demanda ingenieril, tenemos la capacidad al corte. Como la falla al corte en elementos de hormigón armado es del tipo frágil, es decir una falla abrupta sin preaviso, no se realiza la distinción entre EL, se considera solo el EL de Prevención al Colapso.

Calculamos la resistencia al corte con la ecuación propuesta por Priestley (Priestley, Seible y Calvi 1996):

$$V_{total} = V_C + V_S + V_p$$

Donde:

$V_C$ : es la resistencia al corte aportada por el hormigón

$V_S$ : es la resistencia al corte que soporta la armadura de costura

$V_p$ : es la resistencia al corte provista por el esfuerzo axial en el elemento

$$V_c = k \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_e$$

$A_e$ : es el área efectiva de la sección transversal (80% de la sección bruta)

$f'_c$ : resistencia especificada del H° no confinado

$k$ : factor que se obtiene gráficamente figuras X y figura XX

El factor “k” se puede obtener de forma gráfica viendo la relación entre la ductilidad de desplazamiento o curvatura y la resistencia del mecanismo de resistencia al corte del Hormigón.

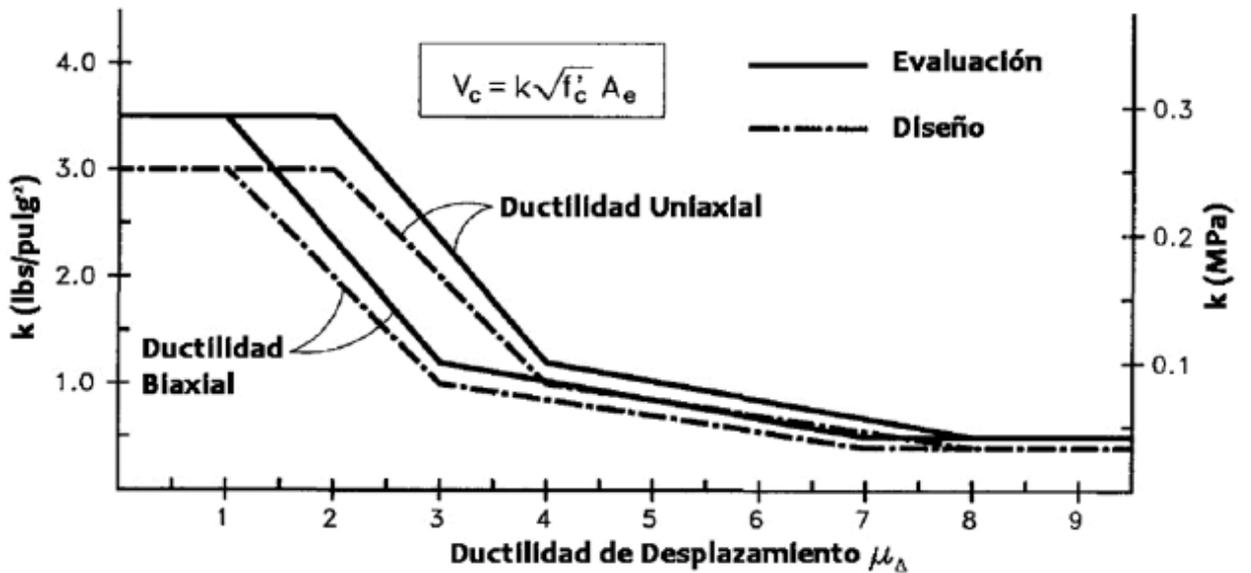


Ilustración 2: Determinación factor k según la ductilidad de desplazamiento

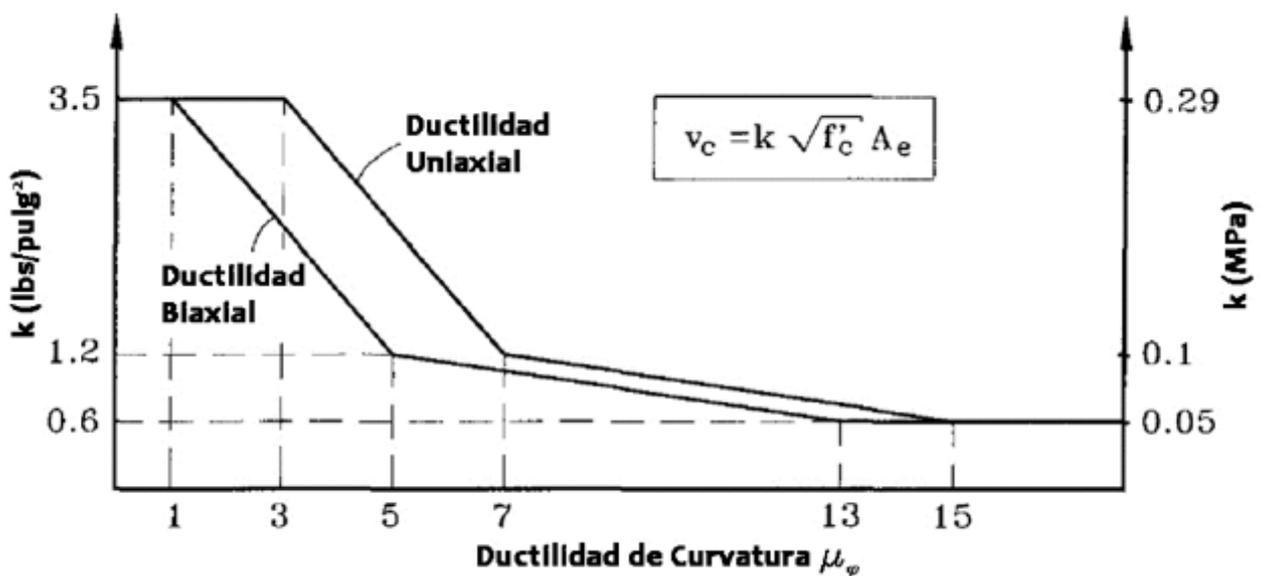


Ilustración 3: Determinación del factor k según ductilidad de curvatura

El valor de la resistencia al corte de la armadura transversal “ $V_S$ ”, para secciones rectangulares de H° se puede determinar con la siguiente expresión:

$$V_S = \frac{A_{SW} \cdot f_y \cdot D'}{s} \cdot \cot \theta$$

Donde:

$A_{SW}$ : es el área de la A° transversal en la dirección de la aplicación del corte

$f_y$ : es la tensión de fluencia del acero de la armadura transversal

$D'$ : es la dimensión del núcleo en la dirección del corte analizada

$s$ : es el espaciamiento de la A° transversal

$\theta$ : ángulo de fisura inclinada respecto al eje del miembro ( $\cong 30^\circ$ )

La contribución al corte por el esfuerzo axial, se calcula de la siguiente manera:

$$V_p = P \cdot \tan(\alpha)$$

Donde:

P: es la carga axial en la pila.

$\alpha$ : es el ángulo formado entre el eje de la pila y la línea que une los centros de la zona de compresión flexional en  $c/2$  (biela de compresión). En las figuras **XX** se observa que la ubicación de esta línea depende de si la columna se encuentra empotrada en ambos extremos o no.

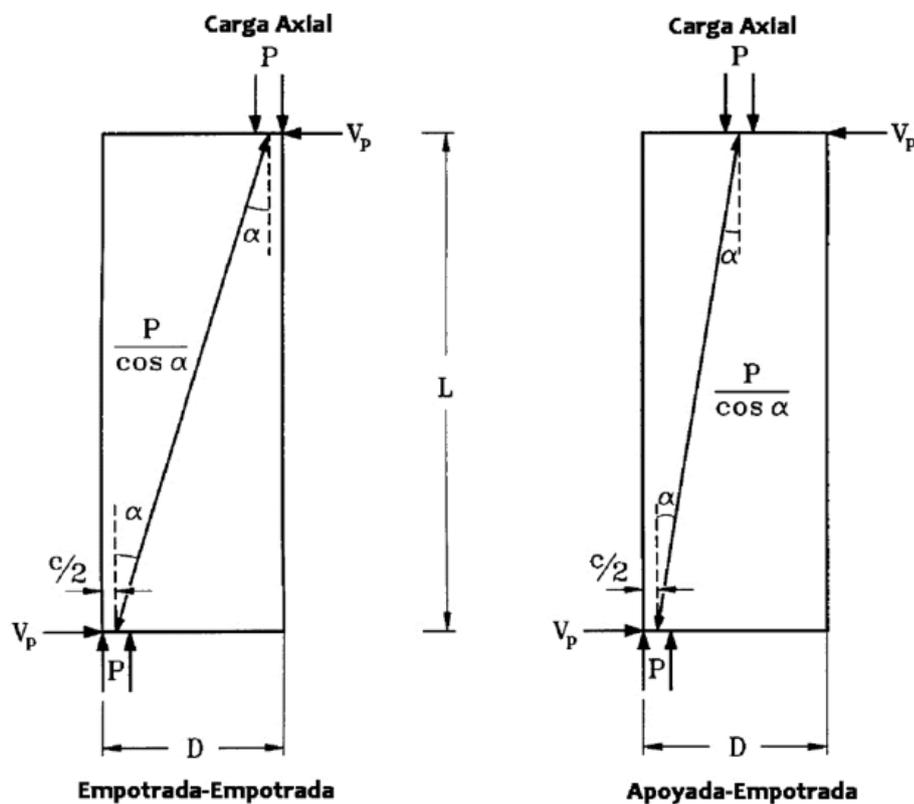


Ilustración 4: Contribución de la carga axial en la resistencia al corte de las pilas

### 1.6.3 ESTADO LÍMITE POR DESPLAZAMIENTOS DE LA SUPERESTRUCTURA

Producto de las acciones sísmicas, se pueden producir movimientos en la superestructura, que se manifestarán como daños en diferentes grados. Si los movimientos son importantes, las vigas de la superestructura podrían quedar sin soporte, lo que produciría el colapso.

En la mayoría de los puentes, estas vigas descansan en apoyo a forma simple, sin vínculos de sujeción. Con lo cual, hay una posibilidad de movimiento pequeño, que estará condicionada por las características del apoyo.

La capacidad lateral al corte de los apoyos, está controlada por la capacidad friccional dinámica entre el apoyo elastomérico y su asiento (Departamento de California de Transporte- Caltrans Seismic Desing Criteria V.1.4 2006).

La fricción desarrollada entre la superficie de hormigón y el apoyo, es la fuerza que mantiene el apoyo en su lugar. Si la demanda supera esta fuerza de fricción, los apoyos pierden estabilidad y la superestructura sufre desplazamientos permanentes. Esta capacidad de desplazamiento se determina en base al valor del esfuerzo axial (por fuerzas gravitatorias) en cada apoyo y el coeficiente dinámico de fricción entre las superficies del apoyo y del hormigón; CALTRANS, recomienda tomar un coeficiente de 0,40.

En la dirección vertical, el apoyo tiene una rigidez en esa dirección tan grande que al estar sometido a compresión, actúa como un elemento rígido para transmitir los esfuerzos a la subestructura. Ahora, en el sentido de tracción, el apoyo tiene rigidez nula; se pierde la conexión entre la superestructura y la subestructura.

También debemos señalar, que, por efectos sísmicos, se puede generar un efecto volcador, donde si el momento sísmico supera la carga axial gravitatoria en el apoyo, se produciría el fenómeno del levantamiento de la superestructura. Como es complejo modelar esta situación, no se la considera e imponemos que los apoyos extremos del modelo tengan iguales desplazamientos en la dirección vertical.

Entonces, como ya mencionamos, bajo grandes eventos sísmicos, las vigas longitudinales de la superestructura podrían sufrir movimientos horizontales tan importantes, que, desde una caída del pedestal, hasta la caída de la viga cabezal de la subestructura. Esto causaría daño excesivo en el asfalto afectando la funcionalidad del puente. En definitiva, se define el límite en desplazamiento para el estado de Control de Daño el valor “Ls2” para caída del pedestal. Y para el estado de Prevención de Colapso,

el valor “Ls3” la distancia que dejaría sin sustento la viga, al caer esta de la viga cabezal de apoyo (KONEVKY, D. N. 2011).

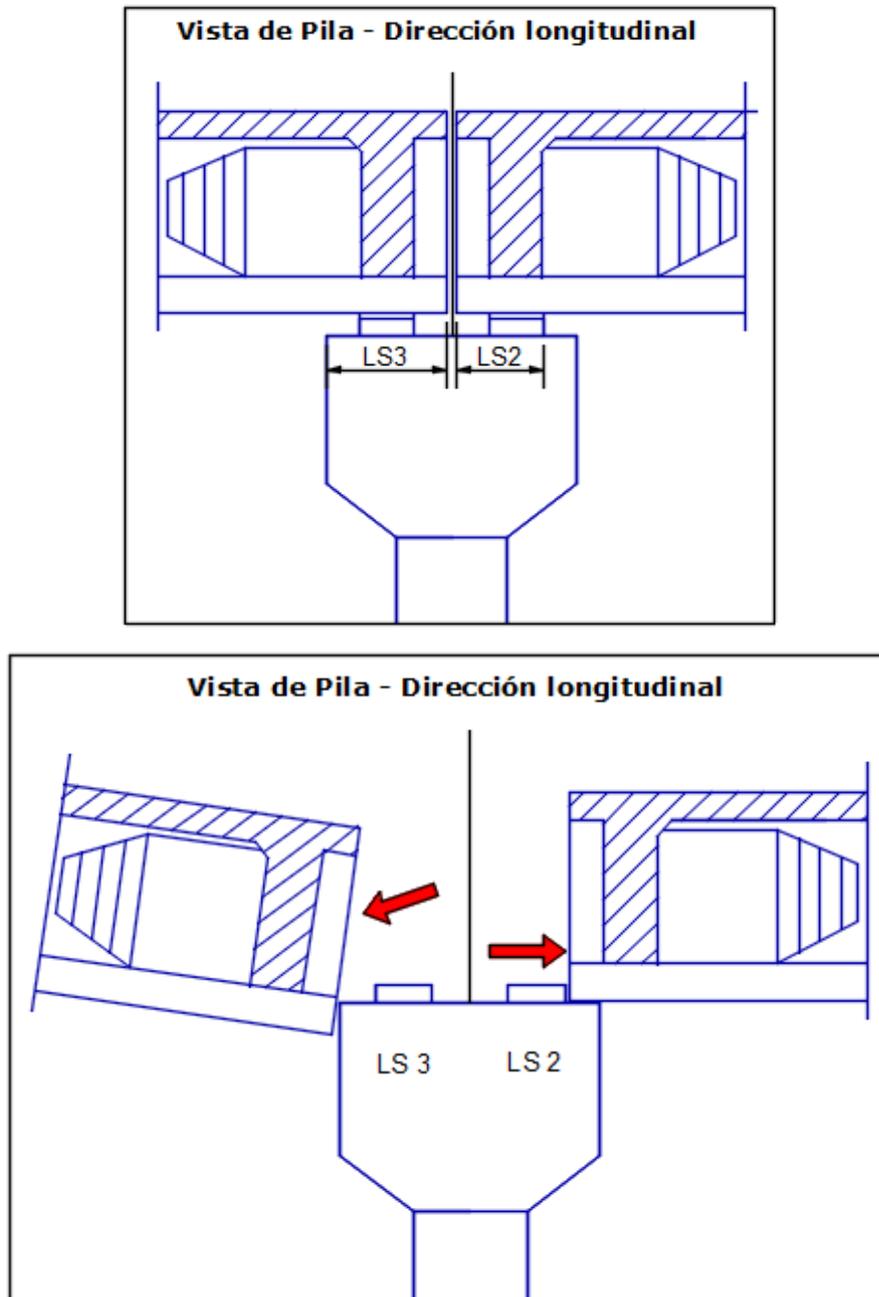


Ilustración 5: Estados Límites para el desplazamiento de la superestructura

## 1.7 NIVELES DE DESEMPEÑO

Los niveles de desempeño, indican la forma en la cual se espera que un puente se comporte ante distintos niveles de intensidad sísmica. Los criterios de Desempeño fijan los Niveles de Daño a verificar para determinadas intensidades sísmicas.

La importancia del puente, nos indica que Niveles de Desempeño debe verificar. El Nivel de Daño, estará ligado a la capacidad de los componentes estructurales del puente

y a la magnitud de las demandas generadas por el terremoto actuante. A medida que las capacidades sean sobrepasadas por las demandas, los componentes estructurales irán experimentando cierto Nivel de Daño que no deberá sobrepasar el Nivel de Daño admisible especificado por el criterio de desempeño adoptado.

Una clasificación básica de la importancia de los puentes, es:

- Importancia Estándar
- Importancia Esencial

Las variables para clasificar un puente en algún grupo, son el tránsito, vínculos con el resto de la red de comunicación y factores socio-económicos. Según Seismic Retrofitting Manual de la FHWA (2006), los puentes esenciales, deben permanecer funcionales luego de la ocurrencia de un evento sísmico. En consecuencia, un puente será considerado esencial si cumple alguna de las siguientes condiciones:

- Puentes que permiten el acceso a los servicios esenciales de emergencias o aquellos que contienen líneas de distribución de energía eléctrica o tuberías de agua.
- Puentes que, en caso de colapso, producirían la caída de servicios por un tiempo prolongado con gran impacto económico.

El resto de los puentes que no cumplan con lo especificado, se clasifican como de Importancia Estándar.

La Asociación Federal de Carreteras de los Estados Unidos (E.E.U.U.) define tres niveles de desempeño para puentes asociados a un determinado nivel de daño:

- Nivel de Desempeño 1 (ND1): Protección de la vida humana.  
Que la estructura pueda sufrir daño significativo, quedando el servicio interrumpido. El puente requerirá ser reemplazado.
- Nivel de Desempeño 2 (ND2): Operacional.  
Que la estructura sufra daño mínimo, manteniéndose en servicio a vehículos de emergencias luego de una inspección. Debería poder ser reparado con o sin restricción al tránsito.
- Nivel de Desempeño 3 (ND3): Totalmente operacional.  
Que la estructura sufra daño despreciable y quede totalmente en servicio para todo tipo de vehículos luego de una inspección. Daño reparable sin necesidad de interrumpir el tránsito.

En la Ilustración 6 de la FHWA se puede observar, el Nivel de Desempeño mínimo esperado para puentes. Este, está en función de la importancia del mismo, el nivel del sismo y la vida útil remanente de la obra.

Sismo de Diseño	Importancia del Puente y Vida Útil Restante					
	Estándar			Esencial		
	0-15 años	16-50 años	>50 años	0-15 años	16-50 años	>50 años
50% probabilidad de excedencia en 75 años: Período de Retorno de apróx. 100 años.	ND0	ND3	ND3	ND0	ND3	ND3
7% probabilidad de excedencia en 75 años: Período de Retorno de apróx. 1000 años.	ND0	ND1	ND0	ND1	ND1	ND2

Ilustración 6: Niveles de Desempeños mínimos de la FHWA.

## 1.8 MÉTODOS DE EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA

La importancia de una evaluación sísmica no es solo post sismo (evaluación de costos por daños), sino que, es previo a la ocurrencia de un evento sísmico donde se gana tiempo y dinero. Prevenir, mediante el rediseño de refuerzos por ejemplo o planes de contingencia es lo que permitiría en caso de desastres minimizar daños a la sociedad.

El proceso en general, es determinar y comparar las demandas sísmicas con la capacidad estimada de la estructura, de manera que así, podríamos determinar el desempeño y el nivel de seguridad estructural.

Existe una gran cantidad y variedad de métodos para evaluar la vulnerabilidad sísmica de puentes; estos van, desde inspecciones físicas, relación capacidad/demanda y métodos probabilísticos entre otros.

### 1.8.1 CLASIFICACIÓN DE MET. DE EVALUACIÓN SÍSMICÁ

Las diferentes técnicas para determinar la vulnerabilidad las podemos clasificar en:

- Estadísticos: son los métodos que hacen un análisis del tipo estadístico de los datos de entrada (características: geométricas, estructurales, de materiales, del sitio, Etc.).
- Mecánicos: mediante modelos estructurales, se estudian los valores de los parámetros mecánicos que inciden en el comportamiento de la estructura.
- Juicio de Expertos: que se hace con evaluaciones cuantitativas y cualitativas de factores que gobiernan el comportamiento. Aquí, es fundamental, el conocimiento estructural de los ingenieros a cargo.

## **1.9 MÉTODOS ANALÍTICOS DE EVALUACIÓN**

El diseño sismorresistente de una estructura como la estudiada, se hace con el análisis dinámico modal espectral o el estático equivalente en caso de ser posible.

Dijimos que se pretende obtener las capacidades disponibles, que estarán basadas en dimensiones, detalles de armado y las propiedades de los materiales. Con esto de base y con el modelo, se plantean métodos de análisis no-lineal, que nos permitan obtener deformaciones estimadas a partir de una relación fuerza-deformación.

Para el éxito del estudio, el modelado es fundamental. El modelado, es el diseño mediante un programa de computadora donde uno formula matemáticamente y físicamente la estructura. Lo trata de hacer lo más parecido a que es o será en la realidad; con todas las condiciones de contorno que se puedan plantear.

Existen diferente forma de modelación, estas se dividen según el grado de discretización de la estructura. Para nuestro caso, usaremos modelos de Elementos Finitos, que discretiza la geometría del puente, en un gran número de pequeños elementos cuyo comportamiento deriva de las propiedades de los materiales constitutivos.

Como análisis lineal o no lineal, se pueden realizar método el estático (Pushover) o el método dinámico (relación tiempo-historia) para la obtención de las capacidades de deformación; por la complejidad del segundo, usaremos el método Pushover, que es una herramienta muy eficiente recomendada en los últimos años para la evaluación de la respuesta de puentes.

### **1.9.1 MÉTODO DE ANÁLISIS NO LINEAL PUSHOVER**

No necesariamente se deben superar las resistencias para salir del campo elástico; si la resistencia de un sistema estructural a fuerzas laterales como las que provoca un

sismo, desarrolla un nivel de respuesta sísmica menor pero cercana a la que produce el terremoto de diseño, ya bastará para que aparezcan deformaciones inelásticas, con plastificación de algunas secciones.

El análisis modal elástico de varios grados de libertad ha dejado de usarse en los últimos años, puesto que no consideran las modificaciones de la respuesta por la incursión en el campo inelástico. Tenemos un buen método que mejora la deficiencia anterior, verificando el desempeño del diseño y que resulta ideal para evaluar la vulnerabilidad sísmica de los puentes, este es el “Método Pushover” (MP).

La metodología “Pushover” (MP), que fue desarrollada por los investigadores A. K. Chopra y R. K. Goel (Chopra y Goel, 2001), nos permite estimar la demanda sísmica y verificar el desempeño de una estructura para sismos severos. Se basa en un análisis estático no-lineal, de tipo “Push Over” o empujón o también llamado de cedencia sucesiva. Surgió a partir de investigaciones sobre miembros estructurales reales, aplicando cargas laterales para observar la formación secuencial de rótulas plásticas.

Como ocurre en la realidad, primero actúan las cargas verticales gravitacionales produciéndose las primeras deformaciones; luego, actúan las cargas laterales del método, que se van incrementando de forma progresiva con un patrón definido, hasta un desplazamiento máximo esperado. Ante estos esfuerzos, primero se expondrán las partes o conexiones más débiles hasta que al final del proceso, se forme el mecanismo de falla completo. Formada la primera rótula plástica, esto inducirá a la primera redistribución de rigidez de la estructura. El MP, avanza de esta manera, resultando en un proceso iterativo, donde la deformación se incrementará hasta que la estructura colapse.

Se hacen dos análisis, uno con carga gravitacional y carga lateral en una dirección determinada, luego, se repite el mismo proceso para la otra dirección horizontal (a 90° con la primera generalmente). Y como resultado, se muestran gráficos donde se forman las rotulas plásticas para cada dirección y un gráfico “Corte Basal (reacción)-Deformación” del nivel superior que se denomina curva de Capacidad.

El análisis considera para la respuesta estructural, el primer modo de vibración de la estructura, basado en la hipótesis de que, el primer modo fundamental de vibración de la estructura corresponde a la respuesta predominante ante una sollicitación sísmica, siendo esto válido para estructuras con períodos de vibración menores a 1 segundo.

De tener estructuras más flexibles, el análisis debe considerar los demás modos de vibración del comportamiento elástico. Usando distribuciones de fuerzas laterales

proporcionales a las formas modales, y con el supuesto de que éstas no cambian después que la estructura entra en el rango de comportamiento inelástico, para una cantidad suficientes de modos. Cada una de estas curvas por modo, es idealizada como una relación bilineal de fuerza-deformación y transformada a un sistema inelástico equivalente de un grado de libertad. Para cada uno de estos sistemas equivalentes, se obtiene el desplazamiento máximo mediante un análisis no-lineal Tiempo-Historia para un registro de aceleraciones o considerando un espectro de respuesta (o diseño) inelástico. Con estos desplazamientos máximos por modos, se obtiene desde la base de datos del análisis de pushover, cualquier respuesta de interés a nivel modal y, finalmente, la demanda sísmica total se obtiene combinando las respuestas por modo, de acuerdo a alguna regla de combinación.

El MP forma parte de la nueva tendencia, denominada “Ingeniería sísmica basada en la performance (Desempeño o rendimiento)”, mediante la cual se intenta obtener construcciones de comportamiento sísmico más predecible y cuantificable, para poder evaluar y controlar el riesgo sísmico con un predeterminado nivel de aceptabilidad, de manera de minimizar el costo durante toda la vida útil de la construcción.

(Fuente: EVALUACION DE LOS RESULTADOS DEL METODO “MODAL PUSHOVER ANALYSIS” EN EDIFICIOS ESTRUCTURADOS CON MUROS L. Arévalo V. y E. Cruz Z. 2.- Graduate Student, Dept. of Structural and Geotechnical Eng., P. Universidad Católica of Chile, Santiago, Chile)

## **1.10 PROCEDIMIENTO DE EVALUACIÓN Y CÁLCULO DE LA PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA.**

Conocidas las capacidades de la estructura, se pasa a realizar la comparación con los resultados de un análisis de demanda elástico.

El valor máximo de desplazamiento de la sección de pila evaluada, se alcanzará cuando el componente alcance su máxima deformación. Esta deformación, está referida a la máxima rotación plástica que puede darse en la rótula plástica.

El procedimiento para realizar la evaluación sísmica se puede resumir en:

1. Determinación de resistencia y capacidades de deformaciones en la sección de la pila.
2. Para la sección de la pila, aplicar el MP hasta que desplazamientos estructurales alcancen el EL de colapso. Se debe realizar el seguimiento de los  $\Delta_{ci}$  alcanzados en cada uno de los EL siguientes:

- Serviciabilidad
  - Control de Daños
  - Prevención de Colapso
3. Determinar la suma de las demandas de desplazamientos por cargas no-sísmicas  $\Sigma\Delta_{NSdi}$  para cada combinación de carga que se utilice.
  4. Realizar un análisis elástico dinámico para determinar las demandas de desplazamientos sísmicos  $\Sigma\Delta_{EQdi}$  en cada sección del puente.
  5. Determinar los factores capacidad/demanda ( $r_{LSi}$ ) para cada estado límite:

$$r_{LSi} = \frac{(\Delta_{ci} - \Sigma\Delta_{NSid})}{\Delta_{EQdi}}$$

Si el factor  $r_{LSi}$  supera 1,5, no es factible que se alcance el EL y no se requiere de acciones correctivas. Si el factor cae en el intervalo 1 a 1,5, pueden requerirse medidas correctivas. Si el factor es menor que 1, es factible que se alcance el EL y entonces deberían considerarse medidas de refuerzo para incrementar la ductilidad de la estructura.

Priestley (Priestley, Seible y Calvi 1996), afirma que se puede obtener la probabilidad anual de excedencia de un cierto EL mediante la introducción del coeficiente  $r_{LSi} = \frac{(\Delta_{ci(equiv.)})}{\Delta_{EQdi}}$  en el gráfico siguiente, con lo que se puede conocer el Riesgo Sísmico.

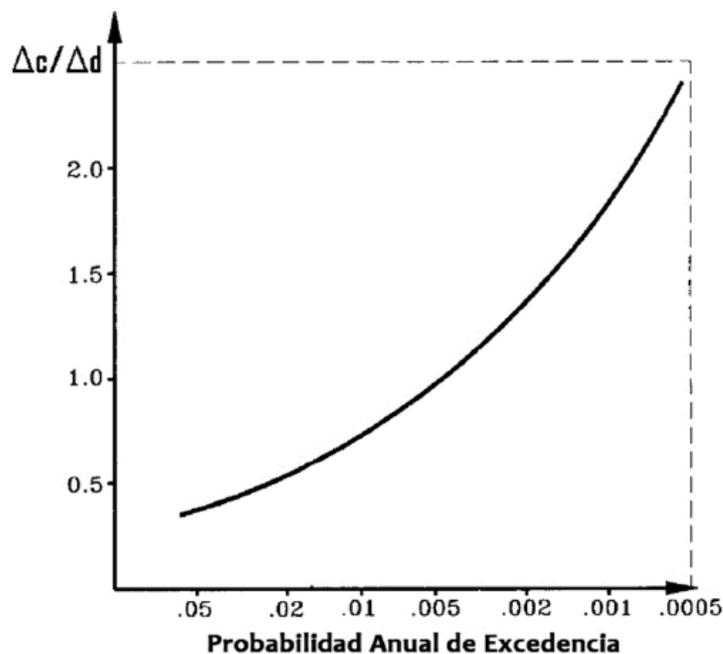


Ilustración 7: Curva de probabilidad anual de excedencia

Pero esta vez,  $\Delta_{ci(equiv.)} = \frac{R}{\mu_i} \cdot \Delta_{ci}$  donde “R” es el factor de reducción de fuerzas que depende del periodo fundamental del puente en nuestro caso y en la dirección considerada respecto del periodo de inicio del plafón del espectro de pseudoaceleraciones.

Para puentes donde:

- $T > 1,5 \cdot T_0$ , el valor de  $R = \mu_i$  siendo  $\mu_i$  la demanda de ductilidad del sismo “i”.
- Para  $T < 1,5 \cdot T_0$ , el valor de  $R = 1 + 0,67 \cdot (\mu_i - 1) \cdot \frac{T}{T_0}$ , siendo  $T_0$  el periodo correspondiente al comienzo del plafón del espectro elástico de respuesta.

Por lo tanto, con el factor R y la demanda de ductilidad obtenida como cociente entre el desplazamiento que produce la fluencia  $\Delta_y$  (obtenido del MP) y la demanda de desplazamiento, se obtiene la demanda equivalente. Luego se compara esta demanda  $\Delta_D$  surgida de un análisis modal espectral, con la capacidad  $\Delta_C$  para un cierto estado límite y se ingresa al gráfico de la figura anterior obteniendo así la probabilidad de excedencia anual de ese EL para un sismo de una determinada recurrencia. A la vez se puede determinar la confiabilidad  $S = 1 - \frac{\Delta_C}{\Delta_D}$ , que expresa la probabilidad de que el puente no alcance un cierto EL para un determina sismo (Konevki D.N.).

## **CAPÍTULO 2**

## 2. RELEVAMIENTO PRELIMINAR

### 2.1 DESCRIPCIÓN DEL PUENTE

El puente sobre el Río Seco, se encuentra ubicado al oeste de la provincia de La Rioja, en el Departamento Coronel Felipe Varela ciudad de Villa Unión (zona sísmica III, según reglamento vigente), en la Ruta Nacional N°76 en el tramo Villa Unión- Villa Castelli. El mismo, fue construido entre los años 1982 y 1983.

Este puente, es de uso carretero y representa un paso elevado sobre el denominado Río Seco. Es un puente recto, de dos tramos de 25m de luz cada uno, tiene un ancho de calzada de 8,30m y veredas para circulación peatonal a ambos lados de la misma de 1,20 m.



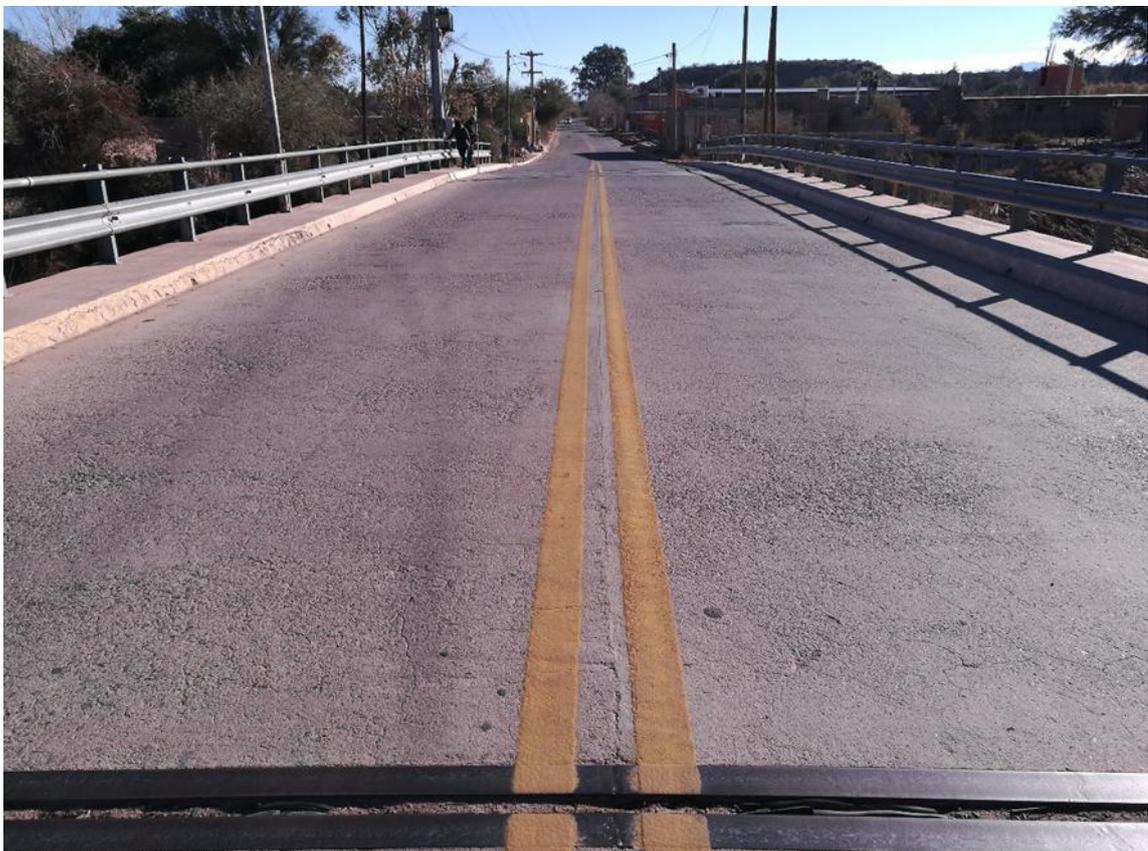
*Ilustración 8: Vista Lateral Puente Río Seco.*

En cuanto a la demanda del tráfico actual, la misma es baja, pero el puente se ubica en una ruta con un alto potencial proyectado al mediano plazo. Por un lado, es el único paso hacia tres pequeñas localidades ubicadas al Norte de la Provincia, pero también, nos conduce al paso Internacional Pircas Negras que tiene la provincia con el país limítrofe de Chile; generando una configuración estratégica respecto al futuro proyecto del Corredor Bioceánico del Norte Argentino. Entonces, por ser una estructura que cumple un rol tan importante, tanto al transporte de personas, como así también de

bienes, el Reglamento 103 del INPRES-CIRSOC lo clasifique como una construcción de las más importantes, que debe mantenerse en funcionamiento luego de ocurrido el terremoto de diseño.



*Ilustración 9: Emplazamiento del puente.*



*Ilustración 10: Calzada de dos trochas y veredas.*



*Ilustración 11: Vigas longitudinales, vigas transversales y pila central.*

La superestructura está conformada por un tablero de hormigón armado in situ con seis vigas longitudinales postesadas y vigas transversales en el centro y extremo de los tramos. Las vigas longitudinales se encuentran simplemente apoyadas en los estribos y pila por medio de apoyos de neopreno reforzados con placas de acero.

La subestructura está conformada por dos estribos y una pila central. Los estribos son del tipo cerrado, están configurados por muro pantalla con contrafuerte. El apoyo central, tiene una sección de apoyo de los tramos isostáticos constituida por una viga cabezal de sección 0,80 m de altura por 1,36 m de ancho que se continúa en una pila única, en forma de tabique.



*Ilustración 12: Vista de pila*

La transmisión de cargas de la superestructura a subestructura se logra por medio de dispositivos de apoyo de neopreno de 30 mm de espesor con dureza shore 60 y 3 capas de 300 x 300 x (8+1+1), contando con topes antisísmicos transversales tanto en estribos como en pilas.



*Ilustración 13: Estribos con topes antisísmicos.*



*Ilustración 14: Detalle Apoyo de neopreno y dado de hormigón.*



*Ilustración 15: Apoyos de neopreno.*

Respecto de la cimentación, esta es directa; tanto la pila como los estribos, fundan sobre zapata tronco cónica de importantes dimensiones (ver anexo de planos); la misma, luego asienta sobre una base de hormigón ciclópeo de 1,50m de altura. El suelo, es arena de baja densidad, con una resistencia al corte no drenado de entre 0,50 Kg/cm<sup>2</sup> a 1,00 Kg/cm<sup>2</sup>.

En cuanto a la calidad de materiales, en los planos se especifica, que para los elementos de la subestructura (fundaciones, pilas y estribos) se trabajó con hormigón H-21. Mientras que en elementos de la superestructura (vigas longitudinales, vigas transversales y tablero) usaron hormigón H-30. El acero utilizado fue el ADN-420 para todas las secciones de hormigón armado y el acero para las piezas de hormigón postesado tiene una  $\sigma_{rot} = 18000 \text{ kg/cm}^2$ .

## 2.2 CONDICIÓN ACTUAL

En el mes de Julio del presente año, hemos realizado una evaluación visual y un relevamiento planialtimétrico (Anexo 2) del puente y su entorno próximo. A la fecha, el puente ronda los 35 años de vida en servicio, dato importante a considerar para señalar las condiciones actuales en la que se encuentran los diferentes componentes de la estructura. A continuación, indicaremos nuestras observaciones:

- No se aprecia descalce en las bases de fundaciones de pila y estribos.
- Los gaviones, protectores de las fundaciones de los estribos, pilas y de los márgenes a ambos lados del río se encuentran en condiciones íntegras.
- Según el relevamiento y el análisis de los valores obtenidos con la estación total, concluimos que el puente no presenta asentamientos apreciables. Las medidas y cotas que se indican en los planos, concuerdan con lo relevado.
- En el territorio próximo al puente, se observa una variada vegetación en forma de arbustos y árboles. Lo cual, representa un problema al momento de crecida del río, puesto que esto genera una reducción de la sección de paso y una mayor resistencia al flujo en la sección más angosta del cauce.
- Tanto en el tablero, como en la pila y en los estribos, no detectamos procesos visibles de lixiviación o armaduras expuestas a procesos corrosivos.
- Las Juntas de dilatación, tanto en la unión de los tramos, como en la unión del tablero y las losas de aproximación, presentan un buen estado de conservación.
- Las barandas metálicas de defensa se encuentran en buenas condiciones, requiriendo a lo sumo mantenimiento como prevención a la corrosión para extender la vida útil.

## **CAPÍTULO 3**

### 3. DISEÑO SÍSMICO

Evaluamos la acción sísmica considerando la estructura sometida a un movimiento sísmico representativo del terremoto de diseño. El terremoto de diseño según el reglamento vigente (Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes – Parte I - CONSTRUCCIONES EN GENERAL – INPRES CIRSOC 103 - Año 2013) queda definido en función de la peligrosidad sísmica, de las condiciones del sitio y de la importancia de la construcción.

Definiremos las condiciones del entorno y demás parámetros para la construcción del Espectro de Diseño, que posteriormente será el espectro que cargaremos en el software Bridge CSI para la evaluación del sismo y obtención de los esfuerzos máximos.

#### 3.1 ZONIFICACIÓN SÍSMICA

El Puente Rio Seco se ubica en la Ciudad de Villa Unión, que en la zonificación sísmica que realiza el reglamento, figura como Zona Sísmica 3 – con peligrosidad sísmica elevada.

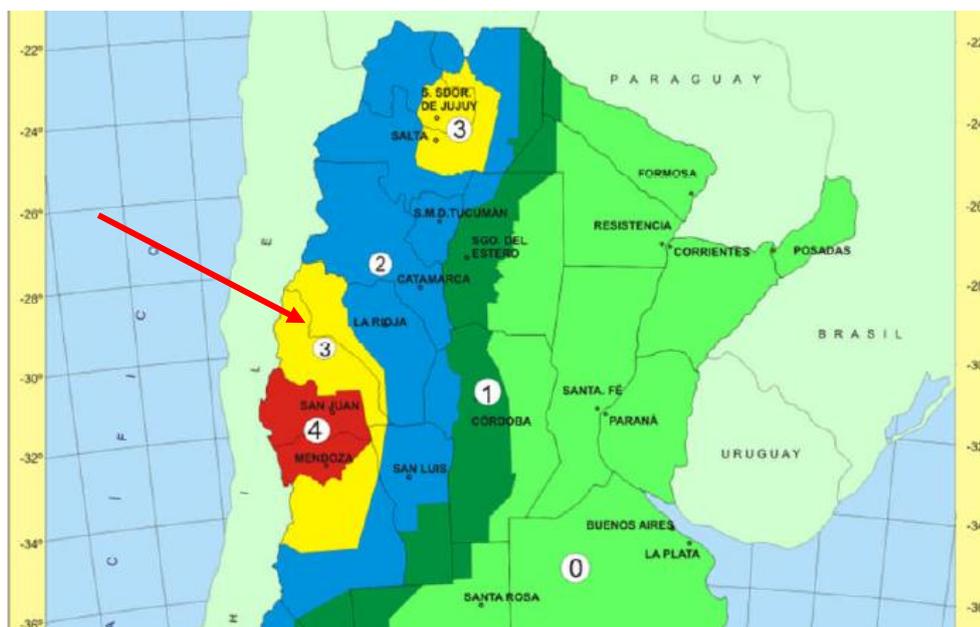


Ilustración 16: Zonificación Sísmica. Extracto Reg. INPRES-CIRSOC 103

## 3.2 CLASIFICACIÓN DEL SITIO DE EMPLAZAMIENTO DE LA CONSTRUCCIÓN

En base a observaciones del terreno y datos obtenidos mediante la Dirección Provincial de Vialidad de La Rioja, nuestro caso encuadra en Suelo Tipo SD, tipo espectral 2, como suelo de grava y/o arena de baja densidad.

Tabla 2.2. Clasificación del sitio – Influencia del suelo

Tipo espectral	Sitio	DESCRIPCIÓN DEL PERFIL DE SUELOS	PROPIEDADES DE SUELO PROMEDIO		
			Velocidad media de la onda de corte, $V_{sm}$ (m/s)	Nº de golpes medio del ensayo de penetración normalizado $N_m$	Resistencia media al corte no drenado $S_{um}$ (kPa)
Tipo 1	SA	Formación de roca dura, con presencia superficial y escasa meteorización.	>1500	-	-
	SB	Formación de roca dura con pequeña capa de suelo denso y/o roca meteorizada <3m	760 a 1500	-	-
	SC	Formación de roca blanda o meteorizada que No cumple con SA y SB. Gravas y/o arenas muy densas. Suelo cohesivo pre-consolidado, muy duro. Gravas y/o arenas de densidad media.	360 a 760	>50	>100
Tipo 2	SD	Suelo cohesivo consistente, de baja plasticidad. Gravas y/o arenas de baja densidad.	180 a 360	15 a 50	50 a 100
Tipo 3	SE	Suelo cohesivo blando de baja plasticidad.	<180	<15	<50
SF		Suelos dinámicamente inestables. Requieren estudios especiales.			

Ilustración 17: Clasificación del Sitio. Extracto de Reg. INPRES-CIRSOC 103

## 3.3 CLASIFICACIÓN DE CONSTRUCCIÓN SEGÚN EL DESTINO Y LAS FUNCIONES

A los fines del diseño sismorresistente, el reglamento agrupa las construcciones por sus funciones y con la trascendencia que puedan tener eventuales daños o colapso por la ocurrencia de sismos.

Con importancia ya señala anteriormente del puente en estudio, este lo clasificamos como estructura en el Grupo  $A_0$  con factor de riesgo  $\gamma_r = 1,5$ . Es decir, debe estar diseñado de forma que se mantenga en funcionamiento posterior a un terremoto destructivo.

### 3.4 DEFINICIÓN DE PARÁMETROS PARA CONSTRUCCIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO

Definimos el espectro para acciones horizontales para el Estado Límite Último. Lo hacemos definiendo el periodo “T” en abscisa y en ordenadas las pseudoaceleraciones “Sa” del espectro elástico con una razón de amortiguamiento del 5%.

Todas las expresiones que usamos a continuación, como así también las tablas, son directamente extraídas del Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes en vigencia.

Tabla 3.1 Valores de  $a_s$ ,  $C_a$  y  $C_v$  para las distintas zonas sísmicas y tipos espectrales

Tipo Espectral (Sitio)	Zona Sísmica							
	4		3		2		1	
	$a_s = 0,35$		$a_s = 0,25$		$a_s = 0,15$		$a_s = 0,08$	
	$C_a$	$C_v$	$C_a$	$C_v$	$C_a$	$C_v$	$C_a$	$C_v$
1 ( $S_A, S_B, S_C$ )	$0,37N_a$	$0,51N_v$	$0,29N_a$	$0,39N_v$	0,18	0,25	0,09	0,13
2 ( $S_D$ )	<del><math>0,40N_a</math></del>	<del><math>0,59N_v</math></del>	$0,32N_a$	$0,47N_v$	0,22	0,32	0,12	0,18
3 ( $S_E$ )	$0,36N_a$	$0,90N_v$	$0,35N_a$	$0,74N_v$	0,30	0,50	0,19	0,26

En todos los casos:

$$N_a = 1 \quad [3.11]$$

$$N_v = 1,2 \quad [3.12]$$

Ilustración 18: Parámetros del espectro. Extracto Reg. INPRES-CIRSOC 103

$N_a$  y  $N_v$ : son parámetros que consideran los efectos de directividad en el campo cercano. Se supone que cada jurisdicción local, debe estudiar las fallas activas de la zona que le comprende y definir estos valores. Cómo estos estudios en nuestro país no existen o están muy atrasados, el reglamento fija los valores constantes de 1 y 1,2 respectivamente.

$$C_a = 0,320$$

$$C_v = 0,564$$

$$T_2 = \frac{C_v}{2,5 \cdot C_a} = \frac{0,564}{2,5 \cdot 0,320} = 0,705 \text{ s}$$

$$T_1 = 0,2 \cdot T_2 = 0,141 \text{ s}$$

$T_3 = 8 \text{ s}$  Extraído de la siguiente tabla:

Tabla 3.2 Valor del periodo  $T_3$

Zona sísmica	$T_3$ (s)
4	13
3	8
2	5
1	3

Ilustración 19: Periodo  $T_3$ . Extracto Reg. INPRES-CIRSOC 103

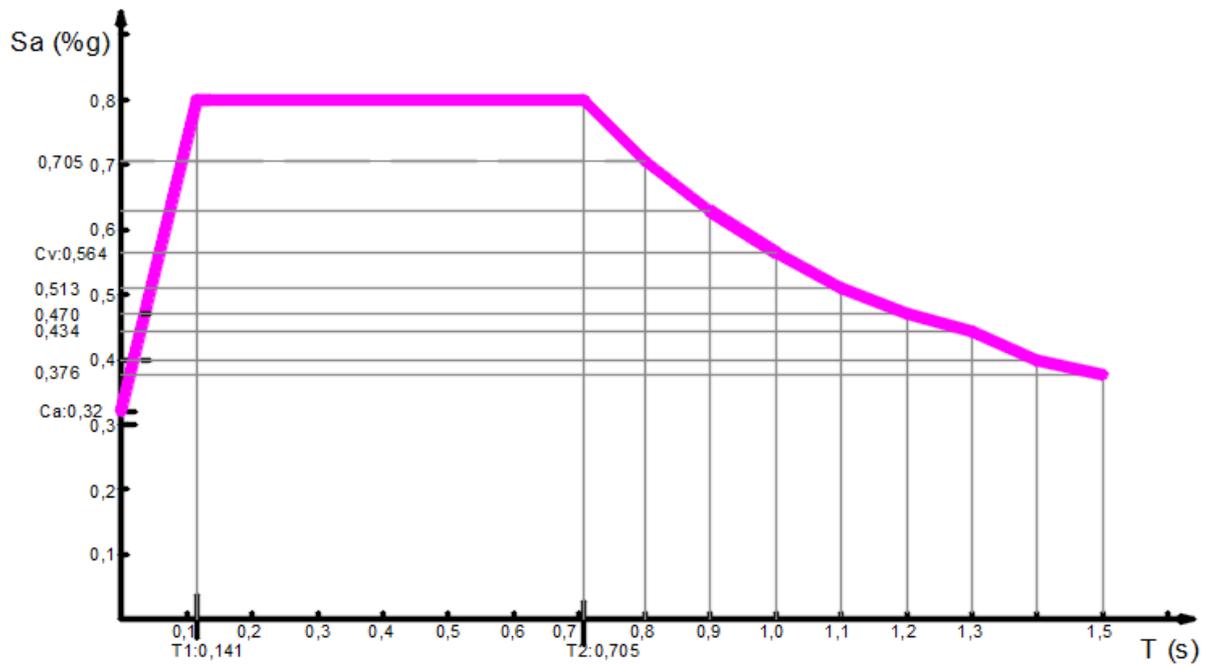


Ilustración 20: Gráfica del espectro elástico para el terremoto de diseño. diseño elástico

Tabulación de los datos para la carga en el programa:

Observaciones		Periodo (s)	Pseudoaceleración (%g)	Aceleración (m/s <sup>2</sup> )
zona controlada por aceleración		0,000	0,320	3,136
		0,100	0,735	7,203
	<b>T1</b>	<b>0,141</b>	0,800	<b>7,840</b>
		0,200	0,800	7,840
		0,300	0,800	7,840
		0,400	0,800	7,840
		0,500	0,800	7,840
		0,600	0,800	7,840
	<b>T2</b>	<b>0,705</b>	0,800	<b>7,840</b>
zona controlada por velocidad		0,800	0,705	6,909
		0,900	0,627	6,141
		1,000	0,564	5,527
		1,100	0,513	5,025
		1,200	0,470	4,606
		1,300	0,434	4,252
		1,400	0,403	3,948
		1,500	0,376	3,685
		2,000	0,282	2,764
		2,500	0,226	2,211
		3,000	0,188	1,842
		3,500	0,161	1,579
		4,000	0,141	1,382
		4,500	0,125	1,228
		5,000	0,113	1,105
	5,500	0,103	1,005	
	.....	.....	.....	
zona controlada por desplazamiento	<b>T3</b>	<b>8,000</b>	0,071	<b>0,691</b>
		8,500	0,062	0,612
		9,000	0,056	0,546

Ilustración 21: Tabla de Periodo & Pseudoaceleraciones del espectro

### 3.5 METODOLOGÍA DEL ING AGUIAR FALCONI EN LA DETERMINACIÓN DE ESPECTROS CON VARIADOS PERIODOS DE RETORNO.

De acuerdo al tipo de construcción en análisis y a la funcionalidad que prestará en servicio, el Ing. Aguiar Falconí, propone verificar el desempeño antes cuatros sismos: Sismo Frecuente, Sismo Ocasional, Sismo Raro y Sismo Muy Raro. En cada uno de ellos, varia la probabilidad de excedencia y el periodo de retorno.

En el procedimiento que utiliza Falconí para la obtención de sismos por desempeño, se usa al espectro de diseño del reglamento IMPRES-CIRSOC 103 encontrado en el punto 2.4 (Ilustración 11), como base del Sismo Raro, pero con diferente amortiguamiento.

- Sismo Frecuente/Menor: usado para una vida útil de 30 años. Con probabilidad de excedencia del 50%. El periodo de retorno de este evento es de 43 años. Se dará por lo menos una vez en el intervalo de vida útil.
- Sismo Ocasional/Moderado: usado para una vida útil de 50 años. Con probabilidad de excedencia del 50%. El periodo de retorno de este evento es de 72 años. Se dará también, por lo menos una vez en el intervalo de vida útil.
- Sismo Raro/Excepcional: es el sismo de diseño que nos da el reglamento INPRES-CIRSOC 103 - Año 2013. Para una vida útil de 50 años. Con probabilidad de excedencia del 10%. El periodo de retorno de este evento es de 475 años.
- Sismo Muy Raro/Extremo: Para una vida útil de 100 años. Con probabilidad de excedencia del 10%. El periodo de retorno de este evento es de 970 años.

Sismo	Vida Útil T	Probabilidad de Excedencia $P^*$	Periodo medio de retorno, $t_r$	Tasa Anual de excedencia, $P_1$
<b>Frecuente</b>	30 años	50%	43 años	0.02310
<b>Ocasional</b>	50 años	50%	72 años	0.01386
<b>Raro</b>	50 años	10%	475 años	0.00211
<b>Muy raro</b>	100 años	10%	970 años	0.00105

Ilustración 22: Extracto del apunte del Ing. Aguiar Falconi

Sismo de Análisis	OPERACIONAL	INMEDIATAMENTE OCUPACIONAL	SEGURIDAD DE VIDA	PREVENCIÓN DE COLAPSO
Frecuente	♦			
Ocasional	•	♦		
Raro	❖	•	♦	
Muy Raro		❖	•	♦

♦ Edificaciones básicas, como residencias y oficinas.  
 • Edificaciones esenciales como hospitales, destacamentos militares, bomberos, etc.  
 ❖ Edificaciones de seguridad crítica.

Ilustración 23: Extracto del apunte del Ing. Aguiar Falconi

Según la tabla anterior (ilustración 13), debemos verificar el desempeño de la construcción según el destino de la misma. Por ejemplo, para el sismo frecuente, la estructura ingresa al campo no lineal y sufre daño, aunque este, es muy ligero. Similar ocurre para los otros sismos, aunque el daño crece. Sin embargo, la estructura se debe diseñar siempre garantizando que no colapse, salvaguardando la vida humana.

Construcción de los espectros:

- Sismo Raro: es el espectro que nos indica el Reglamento para una razón de amortiguamiento del 2%.

### 3.5.1.2. Influencia del amortiguamiento

Para casos específicos con razones de amortiguamientos menores al 5%, se aplican las expresiones siguientes:

$$S_a = C_a (1 + (2,5f_a - 1)T/T_1) \quad \text{para } T \leq T_1 \quad [3.5]$$

$$S_a = 2,5f_a C_a \quad \text{para } T_1 < T \leq T_2 \quad [3.6]$$

$$S_a = f_a C_v / T \quad \text{para } T_2 < T \leq T_3 \quad [3.7]$$

$$S_a = f_a C_v T_3 / T^2 \quad \text{para } T > T_3 \quad [3.8]$$

$$f_a = [7 / (2 + \xi)]^{0,5} \quad [3.9]$$

Ilustración 24: Extracto del Reg. INPRES-CIRSOC 103

- Sismo Frecuente: Se dividen las ordenadas del espectro para Sismo Raro por 3 y se adecua para un factor de amortiguamiento ( $f_a$ ) del 2%. Por lo cual, trabajamos directamente con las fórmulas afectadas por “ $f_a$ ” para amortiguamiento menor a 5%.

- Sismo Ocasional: se multiplican las ordenadas del Sismo Frecuente por 1,4. Es decir, que incrementamos en un 40% las fuerzas sísmicas del sismo menor.
- Sismo Muy Raro: se multiplican las ordenadas del Sismo Raro por 1,3. Es decir, que incrementamos en un 30% las fuerzas sísmicas del sismo de diseño.

A continuación, tabulamos los valores para la construcción de cada uno de los cuatros espectros. En el Anexo 3, adjuntamos los espectros graficados para nuestro caso. Recordemos que nuestro puente en estudio, se encuentra en Zona Sísmica III y Tipo espectral II - Sitio S<sub>D</sub>.

Periodo T (s)	Pseudoaceleración (%g)	ACELERACIÓN (m/s <sup>2</sup> )			
		Raro	Frecuente	Ocasional	Muy Raro
0,000	0,320	3,136	1,045	1,463	4,077
0,100	1,148	11,254	3,751	5,252	14,630
<b>0,141</b>	1,488	14,582	4,861	6,805	18,957
0,200	1,488	14,582	4,861	6,805	18,957
0,300	1,488	14,582	4,861	6,805	18,957
0,400	1,488	14,582	4,861	6,805	18,957
0,500	1,488	14,582	4,861	6,805	18,957
0,600	1,488	14,582	4,861	6,805	18,957
0,700	1,488	14,582	4,861	6,805	18,957
<b>0,705</b>	1,488	14,582	4,861	6,805	18,957
0,800	1,311	12,851	4,284	5,997	16,706
0,900	1,166	11,423	3,808	5,331	14,850
1,000	1,049	10,281	3,427	4,798	13,365
1,100	0,954	9,346	3,115	4,361	12,150
1,200	0,874	8,567	2,856	3,998	11,137
1,300	0,807	7,908	2,636	3,690	10,281
1,400	0,749	7,343	2,448	3,427	9,546
1,500	0,699	6,854	2,285	3,198	8,910
2,000	0,525	5,140	1,713	2,399	6,682
2,500	0,420	4,112	1,371	1,919	5,346
3,000	0,350	3,427	1,142	1,599	4,455
3,500	0,300	2,937	0,979	1,371	3,819
4,000	0,262	2,570	0,857	1,199	3,341
4,500	0,233	2,285	0,762	1,066	2,970
5,000	0,210	2,056	0,685	0,960	2,673
5,500	0,191	1,869	0,623	0,872	2,430
<b>8,000</b>	0,131	1,285	0,428	0,600	1,671
8,500	0,062	0,612	0,204	0,286	0,796
9,000	0,056	0,546	0,182	0,255	0,710

Ilustración 25: Espectros para sismos: Frecuente, Ocasional, Raro y Muy Raro.

Espectro de Pseudoaceleraciones

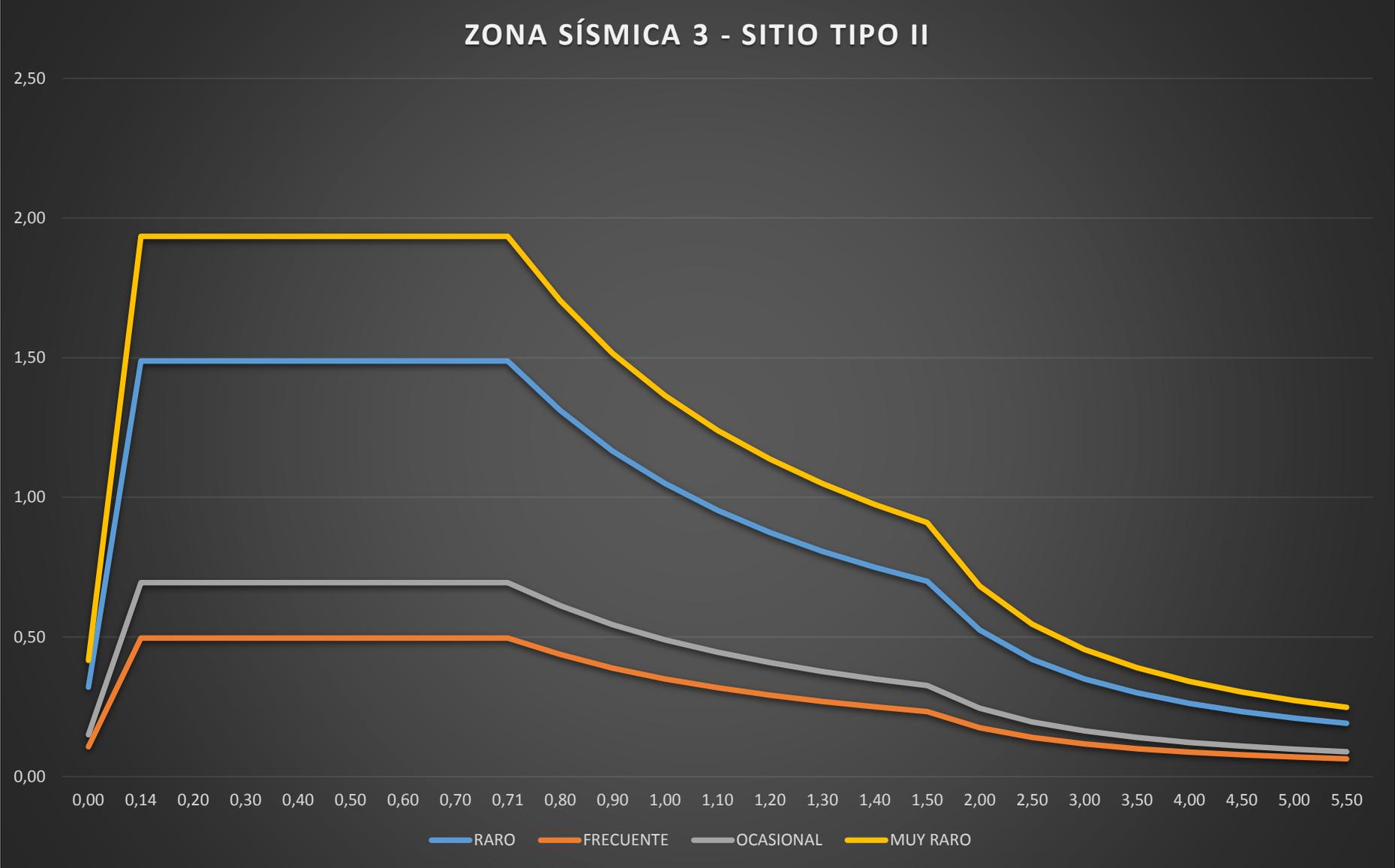


Ilustración 26: Gráfica de espectros de diseño por desempeño. Sismos Ocasional, Frecuente, Raro y Muy Raro.

## **CAPÍTULO 4**

## 4. EVALUACIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA

Para la evaluación de los esfuerzos generados por el sismo, usaremos el método de Superposición Modal Espectral ya descrito en el capítulo anterior. Trabajaremos con los espectros de pseudoaceleraciones para los Sismos: Frecuente, Ocasional, Raro y Muy Raro, obtenidos según la metodología propuesta por Dr. Ing. Aguiar Falconí (Análisis Sísmico por Desempeño – Año 2003).

Así, los estados de carga a considerar son:

- DEAD
- MODAL
- -DEAD
- -MODAL
- Sx frecuente
- Sx ocasional
- Sx raro
- Sx muy raro
- Sy frecuente
- Sy ocasional
- Sy raro
- Sy muy raro
- Sxy frecuente
- Sxy ocasional
- Sxy raro
- Sxy muy raro

DEAD: estado correspondiente a la carga gravitatoria.

MODAL: estado correspondiente al método modal espectral.

-DEAD: estado correspondiente a la carga gravitatoria para sección fisurada.

-MODAL: estado correspondiente al método modal espectral para sección fisurada.

Los subíndices “x”, “y”, “x-y”, hacen referencia a la dirección de análisis del sismo para los distintos desempeños.

### 4.1 APLICACIÓN DEL MÉTODO PUSHOVER

En nuestro caso, evaluaremos para un solo estado de carga “Pushover Longitudinal”, la dirección transversal no será evaluada con el método. Esto es en base a que, por un lado, para la dirección longitudinal, la Pila se considera como en voladizo, por lo cual, se generaría rótula plástica en el extremo inferior. Mientras que, para la otra dirección, por la importante rigidez y robustez del tabique, es imposible que se genere rótula en esa trayectoria.

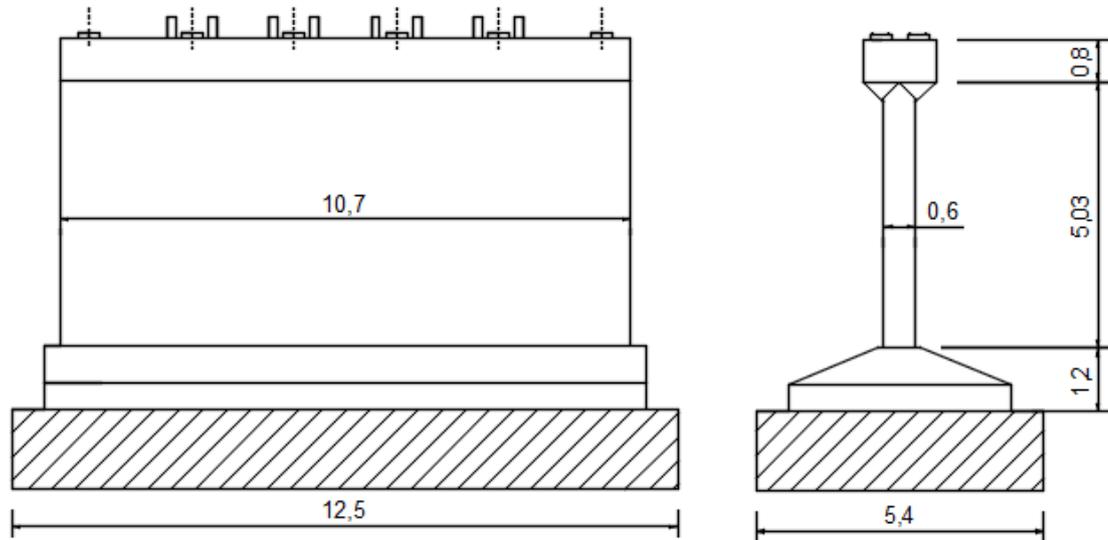


Ilustración 27: Vista frontal y lateral de la pila.

Como inicio del proceso, lo primero que hicimos fue, aislar la Pila de la superestructura y aplicarle las cargas gravitatorias por peso propio de todo el tablero en cada uno de los apoyos en la viga cabezal de la pila. Trabajamos con las fuerzas (usar el estado DEAD) que llegan a los nodos 70, 76, 82, 88, 93 y 98 mediante los links horizontales que conectan.

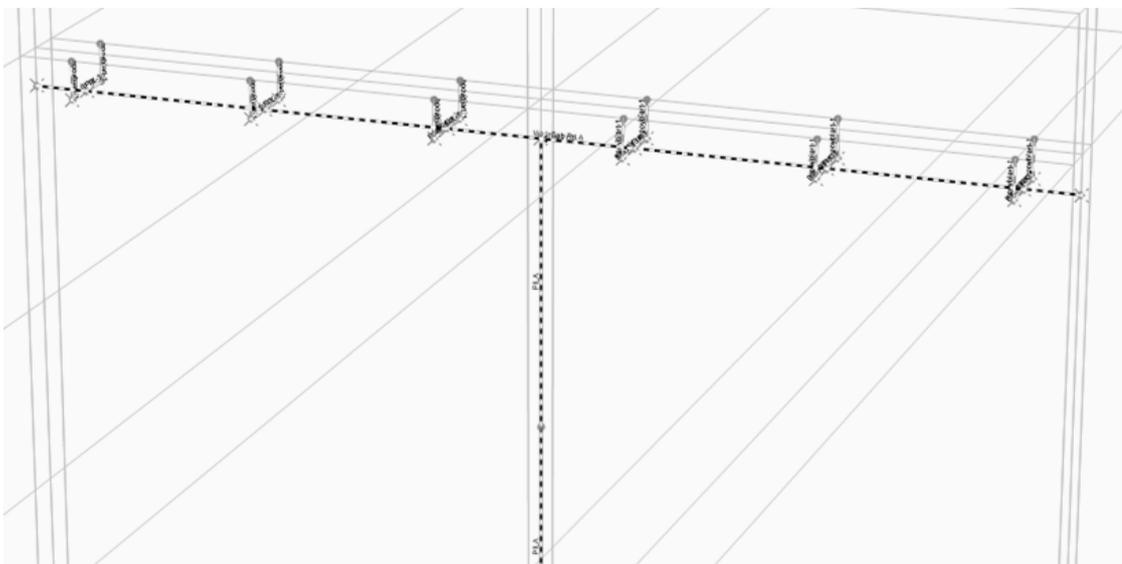


Ilustración 28: Vista del modelo en unión de la pila y la viga cabezal.

En la figura de la tabla siguiente, tenemos como datos de salida, las fuerzas expresadas en coordenadas locales de cada uno de los elementos "Joint"; al llegar dos elementos "Link" a cada nudo, se deben sumar las fuerzas y manifestar la resultante.

TABLE: Element Joint Forces - Links																
Link	LinkElem	Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3						
Text	Text	Text	Text	Text	N	N	N	N-mm	N-mm	N-mm						
71	71	69	DEAD	LinStatic	-181,2	-17294,29	33205,85	0	0	0						
72	72	69	DEAD	LinStatic	181,2	17294,29	-33205,85	0	0	0						
72	72	85	DEAD	LinStatic	-181,2	-17294,29	33205,85	-1124128,8	11778,09	0						
73	73	70	DEAD	LinStatic	<b>231378,18</b>	<b>-15810,31</b>	<b>-25767,93</b>	<b>6324122,85</b>	<b>83532496,6</b>	<b>5533607,49</b>						
73	73	71	DEAD	LinStatic	-231378,2	15810,31	25767,93	-6324122,9	-92551272	-0,0001279						
74	74	71	DEAD	LinStatic	231378,18	-15810,31	-25767,93	6324122,85	92551272,4	0						
74	74	72	DEAD	LinStatic	-231378,2	15810,31	25767,93	0	0	0	<b>-515,04</b>	<b>-33108</b>	<b>-52445</b>	<b>13243216,2</b>	<b>112272</b>	<b>-520599</b>
75	75	72	DEAD	LinStatic	231378,18	-15810,31	-25767,93	0	0	0						
75	75	416	DEAD	LinStatic	-231378,2	15810,31	25767,93	2055339,92	30079163,5	0						
76	76	70	DEAD	LinStatic	<b>-231893,2</b>	<b>-17297,73</b>	<b>-26677,32</b>	<b>6919093,36</b>	<b>-83420225</b>	<b>-6054206,69</b>						
76	76	74	DEAD	LinStatic	231893,22	17297,73	26677,32	-6919093,4	92757288,2	0,00001027						
77	77	74	DEAD	LinStatic	-231893,2	-17297,73	-26677,32	6919093,36	-92757288	0						
77	77	75	DEAD	LinStatic	231893,22	17297,73	26677,32	0	0	0						
78	78	75	DEAD	LinStatic	-231893,2	-17297,73	-26677,32	-0,0001461	0	0						
78	78	500	DEAD	LinStatic	231893,22	17297,73	26677,32	2248705,34	-30146119	0						
79	79	76	DEAD	LinStatic	<b>-8007,61</b>	<b>-119351,6</b>	<b>-79989,8</b>	<b>47740621,9</b>	<b>-31199472</b>	<b>41773044,1</b>						
79	79	77	DEAD	LinStatic	8007,61	119351,55	79989,8	-47740622	3203043,26	0						
80	80	77	DEAD	LinStatic	-8007,61	-119351,6	-79989,8	47740621,9	-3203043,3	0						
80	80	78	DEAD	LinStatic	8007,61	119351,55	79989,8	0	0	0	158,94	-241141,21	-159657,48	96456486,06	-49161,36	-853336,86
81	81	78	DEAD	LinStatic	-8007,61	-119351,6	-79989,8	0	0	0						
81	81	306	DEAD	LinStatic	8007,61	119351,55	79989,8	15515702,1	-1040989,1	0						
82	82	76	DEAD	LinStatic	8166,55	-121789,7	-79667,68	48715864,2	31150310,6	-42626381						

Ilustración 29: Salida de datos: fuerzas y momentos que llegan a los nodos analizados.

Para aislar la pila, debemos deleccionarla y asignarle un Grupo que llamaremos Pila Aislada.

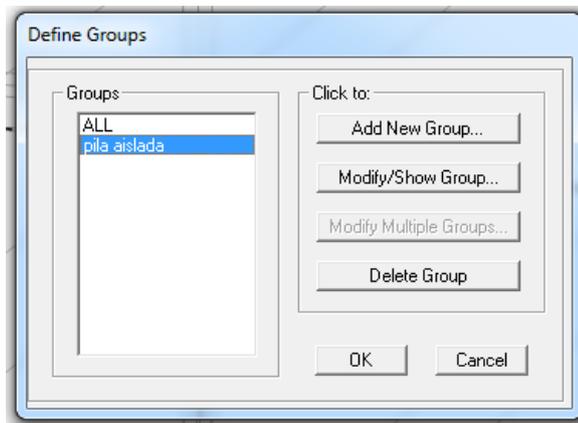


Ilustración 30: Armado del grupo Pila Aislada

Para aplicar las cargas equivalentes al peso propio en los “Joint” indicados, debemos crear un estado de carga que denominamos “Pila aislada”. Así procedemos a realizar la carga en cada nodo.

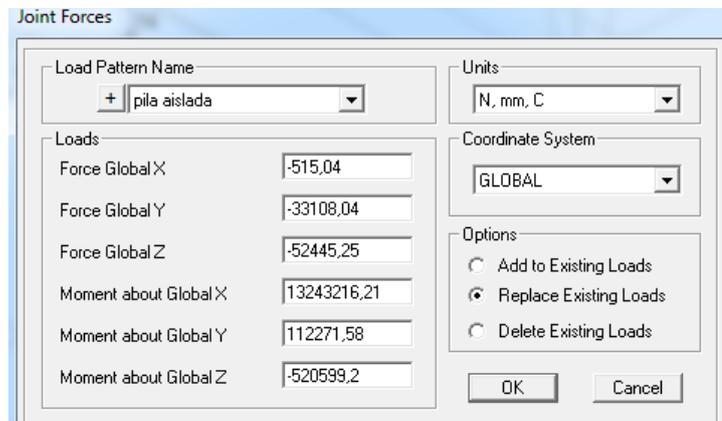


Ilustración 31: Aplicación de cargas gravitatorias a cada nudo analizado de la viga cabezal.

Para definir el estado de carga “Pila aislada”, se diseña con un análisis de “Construcción por etapas”, donde se cargó la estructura en estudio aislada y con el peso propio en los nodos con un factor de carga de -1 por el posicionamiento de ejes locales respecto de los ejes globales.

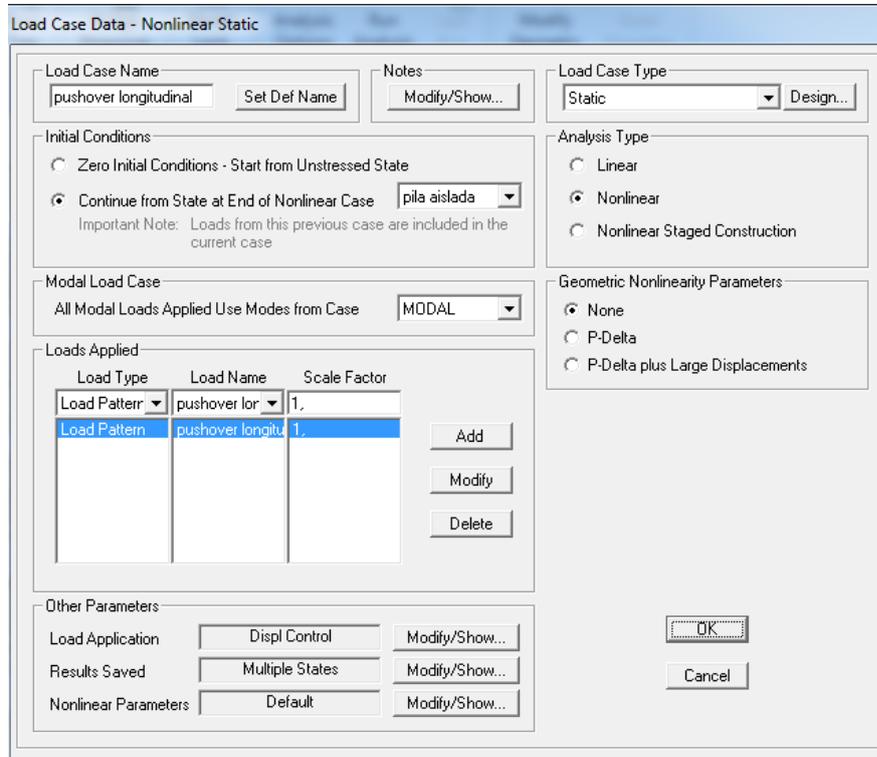


Ilustración 32: Estado de carga, Pila Aislada.

Los definir el estado de carga Pushover Longitudinal, aplicamos una carga unitaria en la dirección analizada en el nodo 3981 donde confluyen el centro de la pila con la viga cabezal.

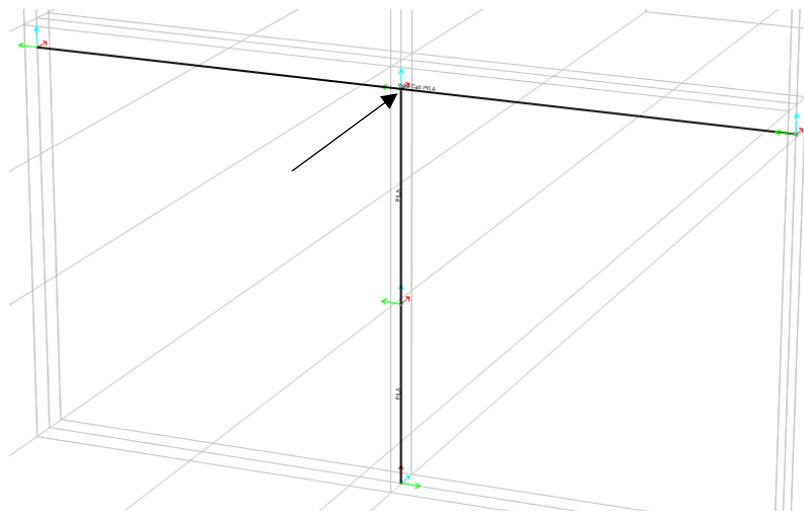


Ilustración 33: Acción de fuerza unitaria en la dirección analizada.

#### 4.1.1 PUSHOVER LONGITUDINAL

Trabajamos con un análisis de tipo no lineal; las condiciones iniciales para aplicar el método son las condiciones finales que quedan definidas al aplicar el caso de “Pila aislada” ya definido junto a la carga unitaria longitudinal en el Nodo 3981. En el programa especificamos un control de desplazamiento en la dirección U1 (Imagen 22) en el mismo nodo de aplicación de la carga y con una magnitud de desplazamiento de 0,4m (ver obtención de este valor en Ilustración 33) que nos permite formar el Pushover completo.

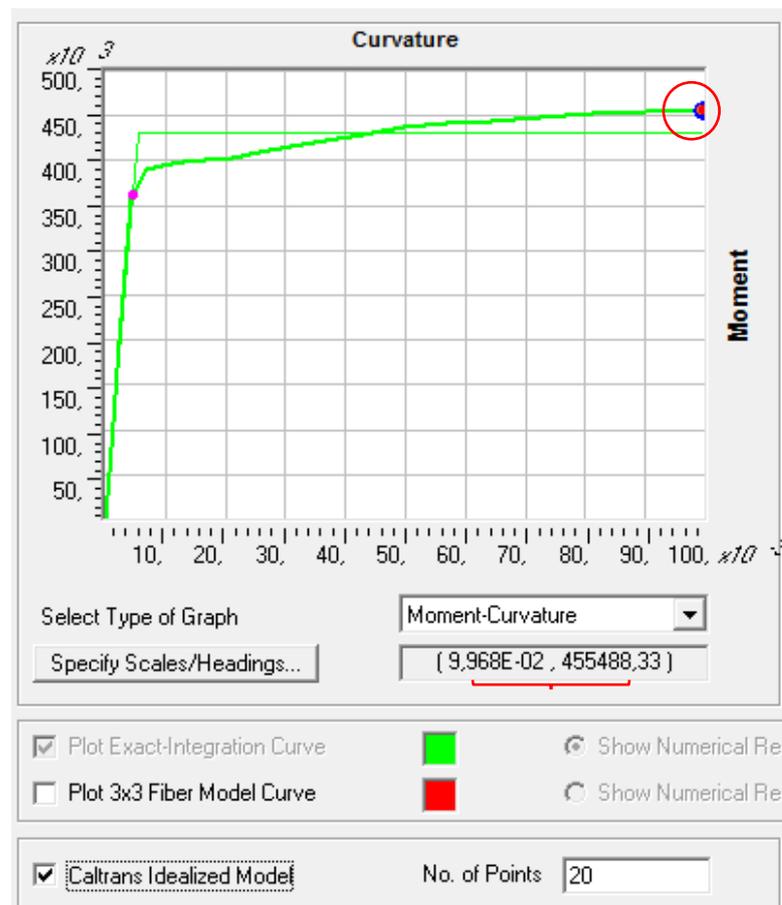


Ilustración 34: Extracto de curva Momento-Curvatura

La imagen anterior, es la curva Momento-Curvatura que nos da el programa, al cargar la pila con su sección, materiales y armadura (Anexo 1 -- Propiedades de elementos Frame - propiedades de pila). Podemos apreciar que, al seleccionar el “modelo ideal de Caltrans”, la curva se enfoca en el sector de inicio de la plastificación hasta el estado de colapso de la rotulación; con un momento último de 455488 Kgm que se corresponde a una curvatura de  $\phi=0,09968$  rad.

Planteamos un cálculo simple, que nos oriente en un valor de deformación en el punto de estudio (Joint 3981) para cargarlo como valor para el control de deformación que nos asegure la curva Pushover completa.

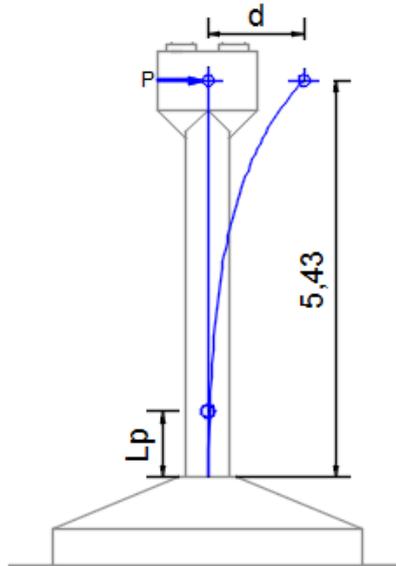


Ilustración 35: Esquema simple de deformación longitudinal de la Pila.

En tabiques robustos como estos, la zona potencial de formación de rótula plástica se ubica en el extremo inferior en una extensión de aproximadamente 1/6 de la altura del mismo. Por lo cual, calculamos “d” de la siguiente manera:

$$d = h \cdot \varphi = (5,43m - 0,9m) \cdot 0,09rad = 0,40m$$

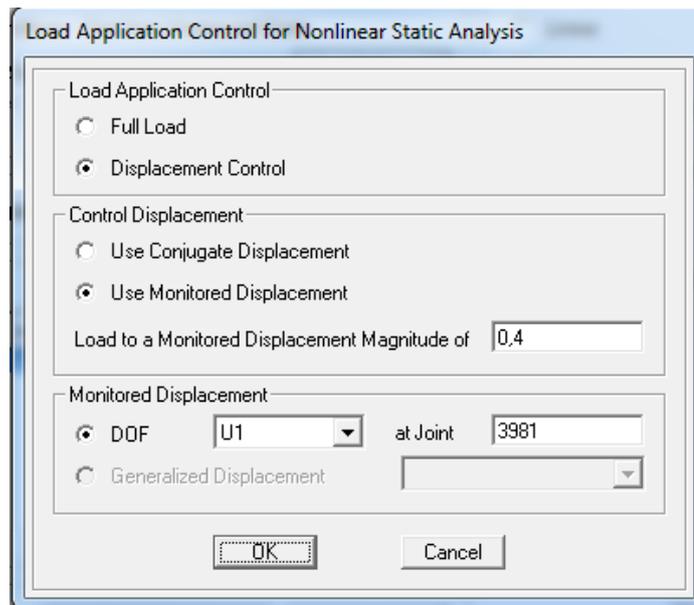


Ilustración 36: Definición del control de la deformación.

#### 4.1.2 ASIGNACIÓN DE COMPORTAMIENTO Y RÓTULAS PLÁSTICAS (R.P.) EN PILA.

Como ya mencionamos, en vista de la configuración geométrica (robustez) y el detalle de armadura que tiene nuestra pila; es altamente improbable que desarrolle rótulas plásticas por giro de sección en el sentido transversal. En el sentido longitudinal, planteamos que se desarrolle R.P. a los 0,9m de la base como indicamos en texto anterior.

Para la modelación, usamos rótulas flexionales P-M2 en la dirección longitudinal (Datos de asignación de R.P. - Caltrans Seismic Desing Criteria V.1.4 2006). Planteamos la formación de la R.P. a los 0,90m.

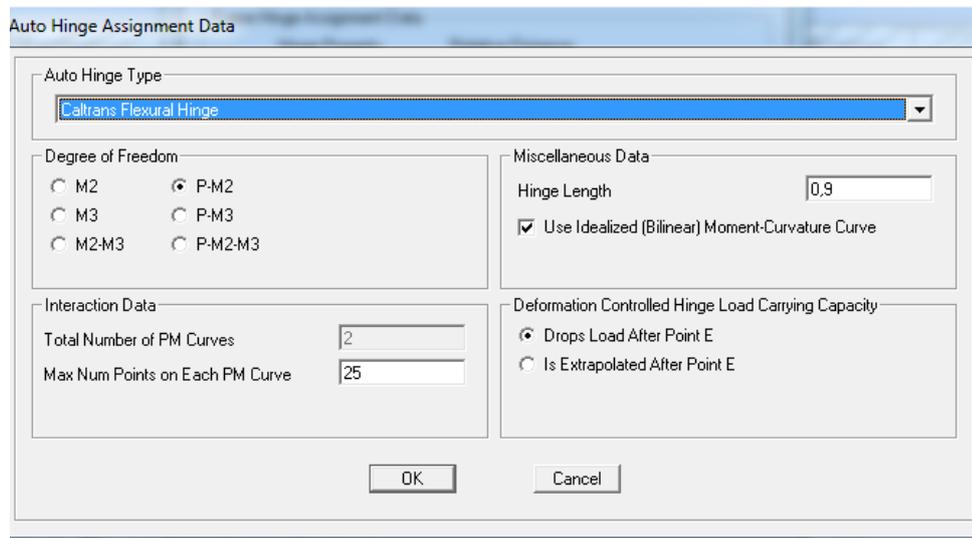


Ilustración 37: Definición de rótula plástica para Met. Pushover

#### 4.1.3 SECUENCIA DE FORMACIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS EN PILA

A medida que la carga “P” realiza el empuje, se va incrementando el desplazamiento “d”, lo que lleva al aumento del momento que producirá la rotación de la sección hasta que se forme la R.P. y el inicio de la plastificación.

En la Imagen 24, observamos el giro a medida que progresa el momento. Trabajamos con el modelo de Caltrans para rótulas flexionales.

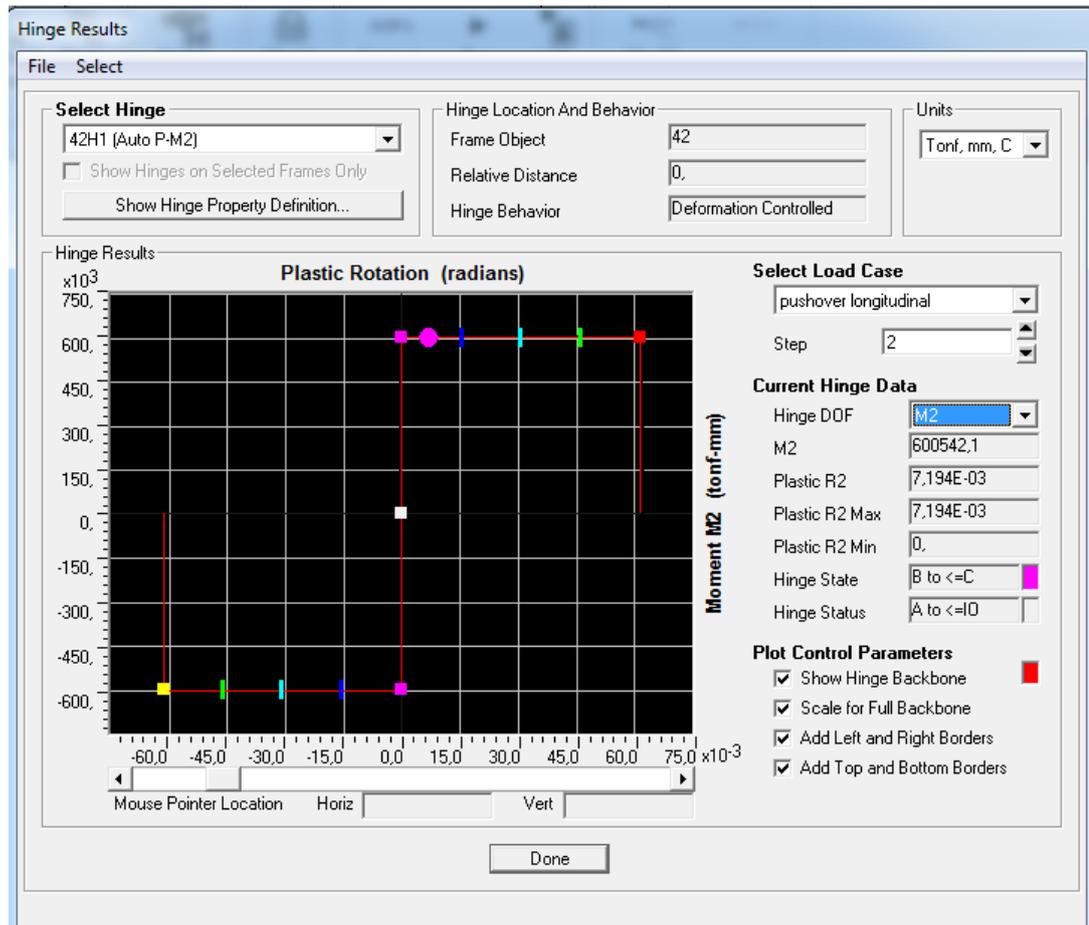


Ilustración 38: Comportamiento de Rótula Plástica en la Pila.

En el modelo de la imagen anterior, tenemos una línea vertical que representa el comportamiento elástico; Luego una segunda línea horizontal, que nos marca la etapa plástica. Sobre esta línea, tenemos marcas con diferentes colores que de forma progresiva nos señalan el estado de daño desde el fucicia al rojo que señala el colapso. El modelo finaliza con una tercera línea vertical de caída que nos indica la incapacidad de la R.P. de seguir girando y de soportar carga.

Como nos resultaba llamativo que al final (Ilustració 37) la curva caiga de forma abrupta, intentamos encontrar algún cálculo/teoría que nos permita afirmar el porque de esta forma. Si bien el programa CSi Bridge, nos permite dibujar la sección de la pila y obtener el diagrama de tensiones, este, no se lo genera considerando la armadura transversal de confinamiento y tampoco considera la carga axial, ambos motivos elevarían la capacidad de la RP. Entonces, trabajaremos con formulas de H°A° para sección fisurada para estimar la tensión de trabajo del acero a tracción producto de la deformación en la ubicación de la RP.

Si la tensión del hormigón en la fibra extrema traccionada supera la resistencia a tracción del hormigón, se formarán fisuras en la sección. De esta manera, al fisurarse la sección de material homogéneo, se transforma en una nueva sección (ilustración 38) que se denomina sección transformada fisurada. Larson (Larson C. Hormigón Armado y Pretensado).

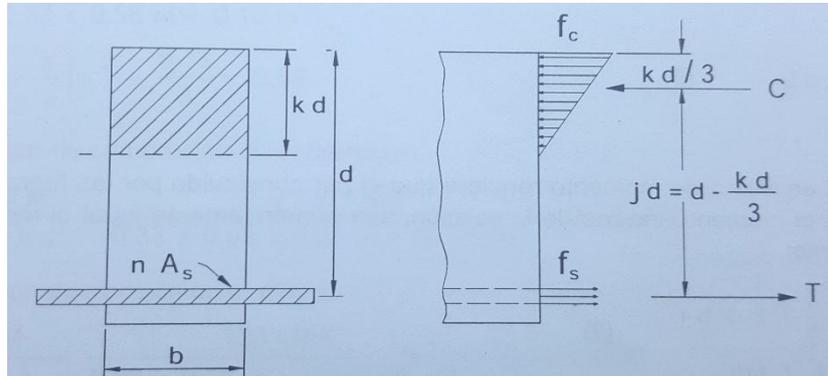


Ilustración 39: Sección transformada fisurada (Larson C.A.).

Con un margen mínimo de error, se simplifica suponiendo que las fisuras de flexión por tracción progresan hasta el eje neutro, y que el hormigón en tracción no colabora en la resistencia de la sección.

Hipótesis del cálculo de la secciones fisuradas sometidas a cargas se servicio son:

- Conservación de secciones planas.
- Validez de Ley de Hooke en H° comprimido y acero,
- Adherencia perfecta entre el H° y A°.
- Resistencia a tracción del H° nula.

Para ubicar el eje neutro:

$$k = \sqrt{(\rho \cdot n)^2 + 2 \cdot \rho \cdot n} - \rho \cdot n$$

Ecuaciones de equilibrio:

$$C = T$$

$$C = \frac{1}{2} \cdot f_c \cdot k \cdot b \cdot d$$

$$T = A_s \cdot f_s$$

Para el equilibrio con el momento externo, el par interno formado por C y T debe:

$$M = C \cdot z = \frac{1}{2} \cdot f_c \cdot k \cdot d^2 \cdot b \cdot j$$

$$M = T \cdot z = A_s \cdot f_s \cdot j \cdot d$$

Siendo z: brazo elástico

$$z = d - \frac{1}{3} \cdot k \cdot d = j \cdot d$$

Tensión de compresión del hormigón:

$$f_c = \frac{2 \cdot M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2}$$

Tensión en el acero traccionado:

$$f_s = \frac{M}{j \cdot d \cdot A_s}$$

Para nuestro caso:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{210000MPa}{21538,1MPa} \cong 9,75$$

Para el cálculo de la cuantía, de planos (Ver anexo 1), se aprecia que la A° que trabajará a tracción es de 25mm de diámetro y cada 20cm de separación.

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{250,4cm^2}{1070cm \cdot 60cm} = 0,0039$$

$$k = \sqrt{(0,0039 \cdot 9,75)^2 + 2 \cdot 0,0039 \cdot 9,75} - 0,0039 \cdot 9,75 \cong 0,24$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0,24}{3} = 0,92$$

El momento M, de la Ilustración 37, es 600542,1Tnmm.

La tensión en el acero traccionado será:

$$f_s = \frac{60054210,00Kg \cdot cm}{0,92 \cdot 55cm \cdot 250,1cm^2} = 4745,5 \frac{Kg}{cm^2}$$

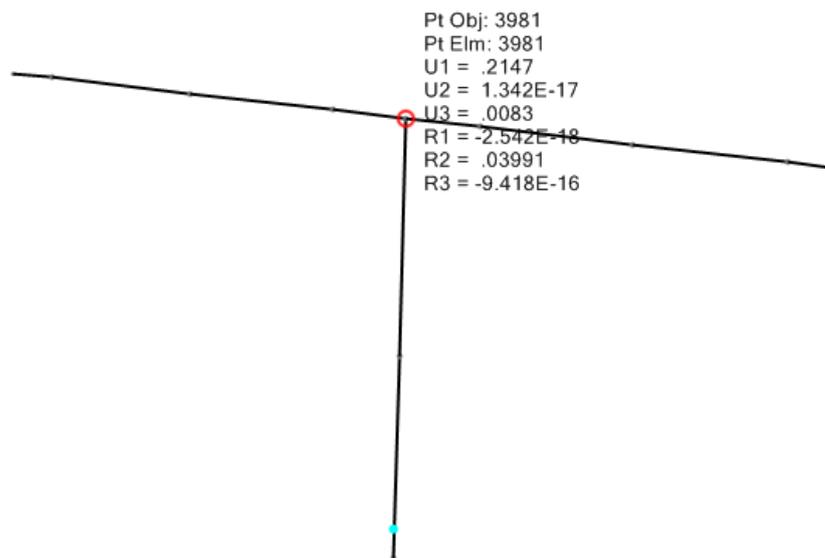
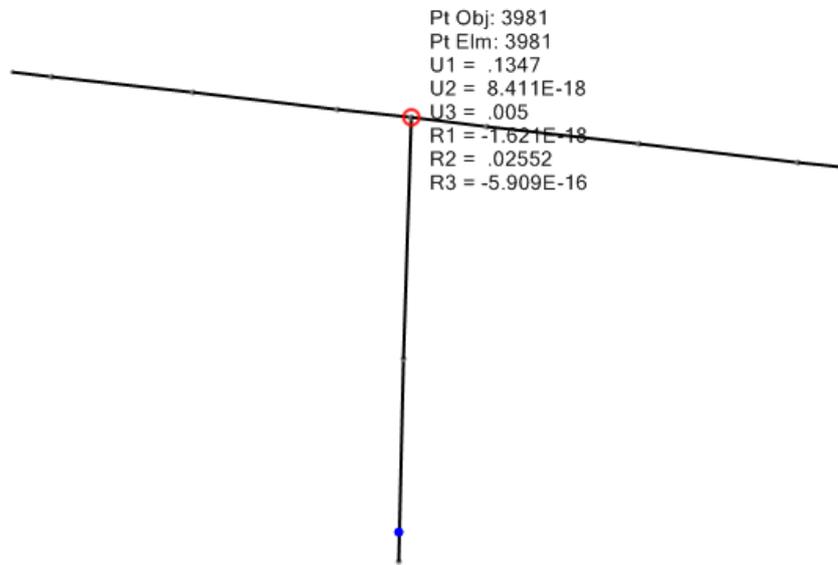
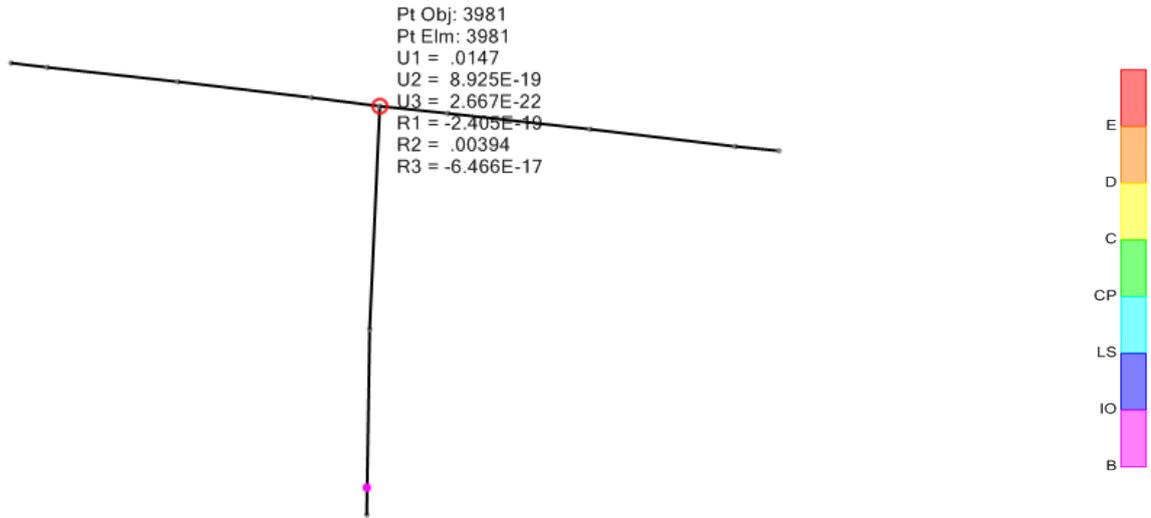
Valor que muestra la exigencia de la demanda sobre el acero de refuerzo longitudinal muy cercano a los 5000 Kg/cm<sup>2</sup> de rotura. Por lo que podríamos pensar que el refuerzo se rompe y tendríamos la caída abrupta del diagrama.

Cálculo de la tensión de compresión de H° al otro lado del eje neutro:

$$f_c = \frac{2 \cdot M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \frac{2 \cdot 60054210,00Kgcm}{0,24 \cdot 0,92 \cdot 1070cm \cdot (55cm)^2} = 168,1 \frac{Kg}{cm^2}$$

#### 4.1.4 SECUENCIA DE ROTULACIÓN

En las siguientes imágenes, podemos observar la secuencia completa en la formación de la rótula en la base de la pila y su posterior crecimiento en el giro plástico hasta el color rojo que nos indica que la sección llegó al colapso.



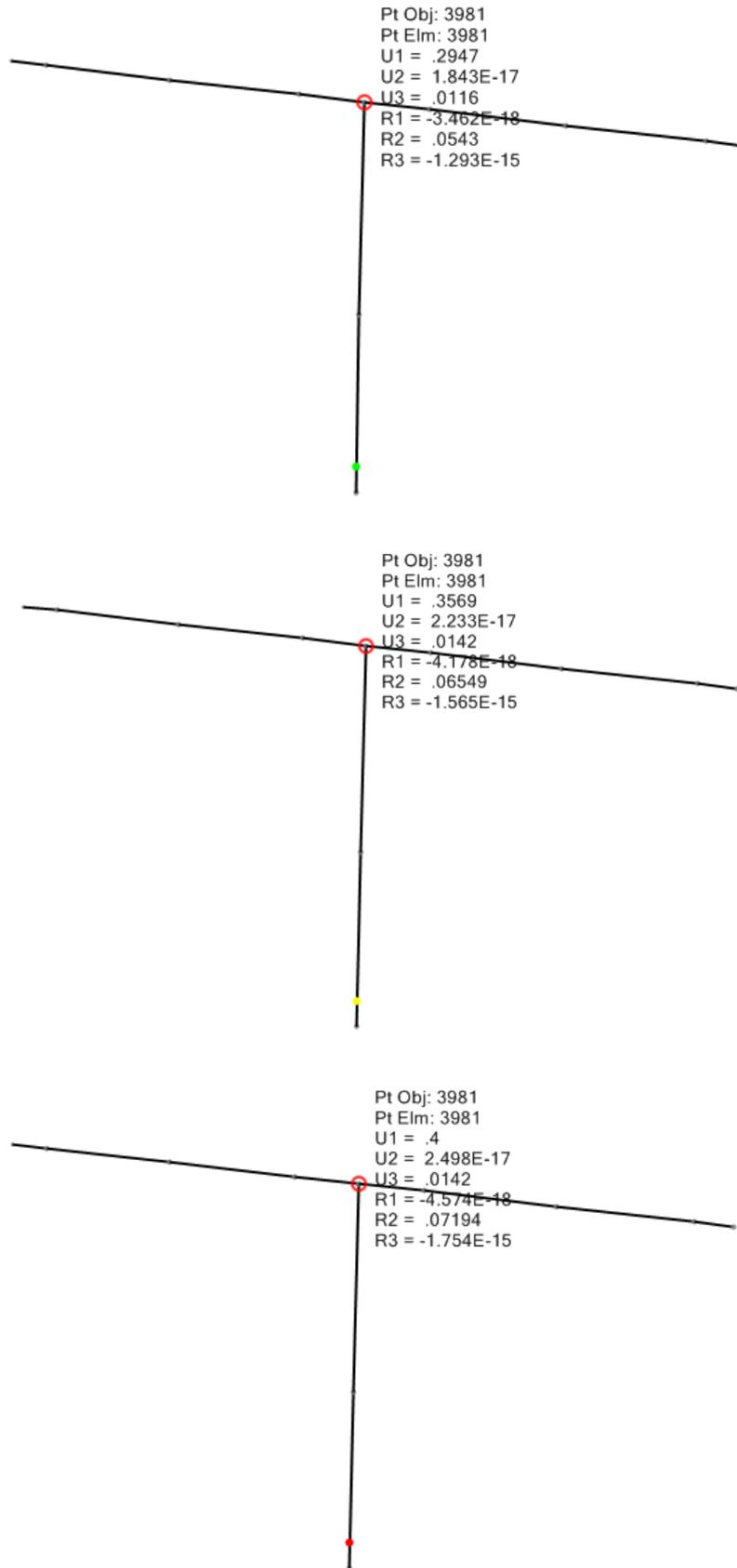


Ilustración 40: Formación secuencial de la rótula plástica en la Pila.

#### 4.1.5 GENERACIÓN DE CURVA PUSHOVER (CURVA CAPACIDAD)

El programa, al hacer correr los estados de carga “Pila Aislada” y “Pushover Longitudinal”, nos grafica la curva Pushover, que nos muestra en el eje de abscisa el “desplazamiento” y en el eje vertical expresa la fuerza del empuje como “reacción en la base” (Imagen 30).

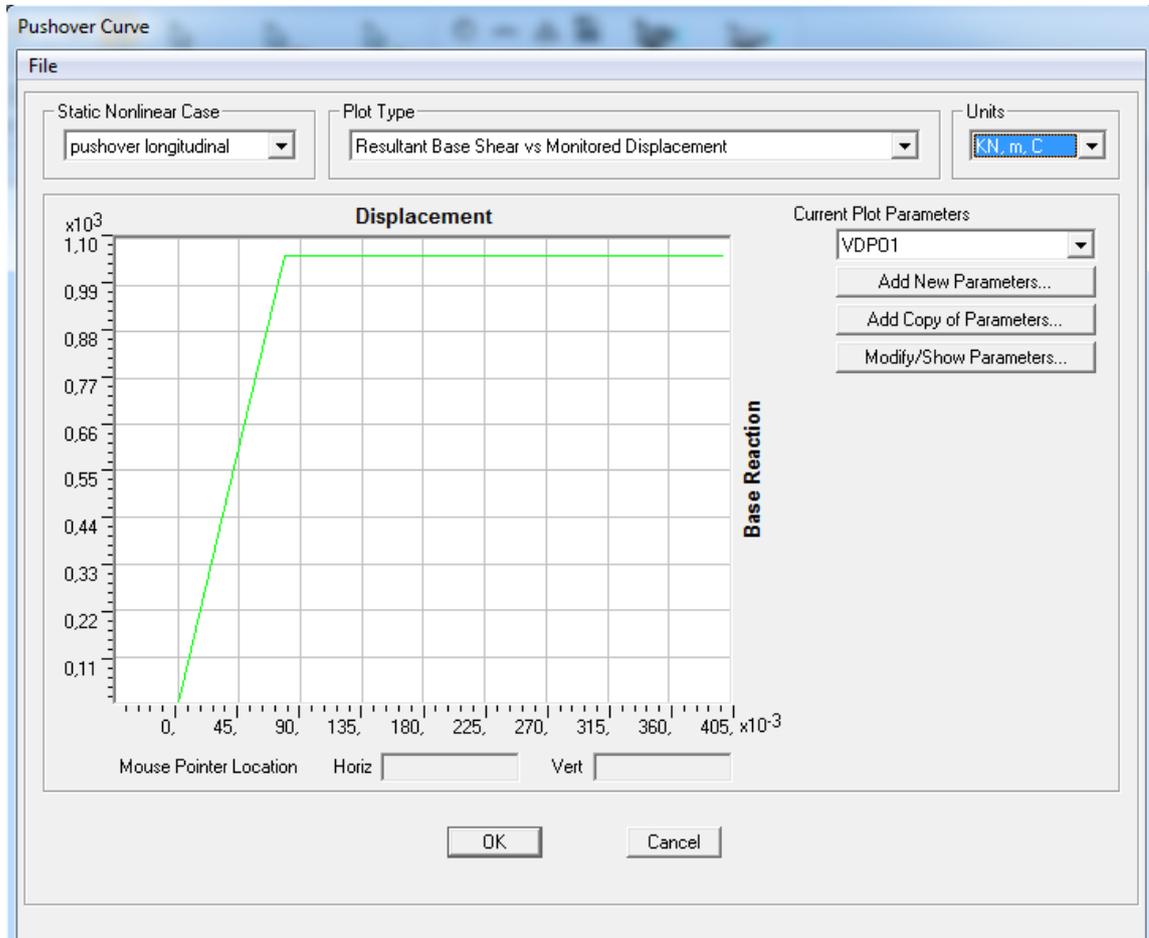


Ilustración 41: Curva Pushover longitudinal.

En la curva, al inicio, tenemos el comportamiento lineal, hasta que se forma la R. P. que nos marca el inicio del plafón, donde en su extensión, se desarrolla la plastificación, incrementándose el desplazamiento y no variando la reacción en la base. Al sobrepasarse la capacidad de giro de la rótula, se forma el mecanismo de colapso, lo que conlleva a la pérdida de la resistencia de forma abrupta por la rotura del acero, por el tipo de sección que tiene nuestra pila. Este último tramo, difiere de lo observado en otro tipo de pila, como por ejemplos en columnas, donde se genera una caída gradual de la línea, mostrando una degradación paulatina.

Es decir, es improbable que la pila de nuestro caso falle por rotulación, de fallar, lo más probable es que lo haga por corte con rotura frágil.

## 4.2 DETERMINACIÓN DE LAS CAPACIDADES

Como ya mencionamos en la teoría Cap. X, enfocamos el estudio en la pila, por ser este, el elemento con mayor probabilidad de falla. Se analizan sobre este elemento, tres posibilidades de falla:

- Desplazamiento de la Superestructura
- Corte en pila
- Ductilidad flexional de la pila

### 4.2.1 DESPLAZAMIENTO DE LA SUPERESTRUCTURA

El análisis del desplazamiento de la superestructura, no lo hacemos, puesto que nuestro puente, tiene restricción al desplazamiento tanto en la dirección transversal como longitudinal. En la dirección transversal, tanto en pila como en los estribos, tenemos “Topes Antisísmicos” que impedirían que las vigas longitudinales sufran movimientos importantes por efectos sísmicos. (Ver Ilustraciones 30, 31 y 31).

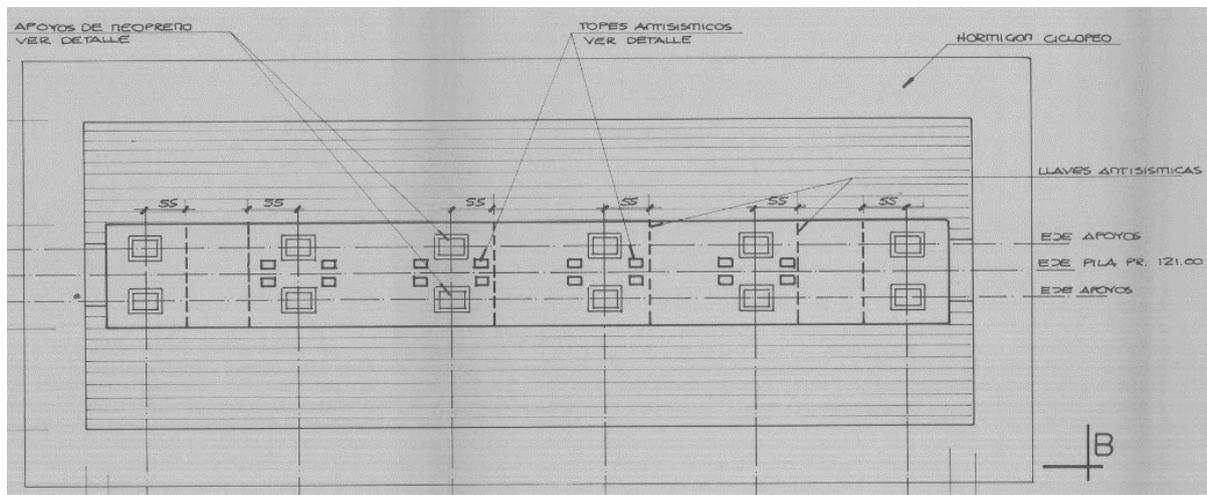


Ilustración 42: Vista superior de Pila.

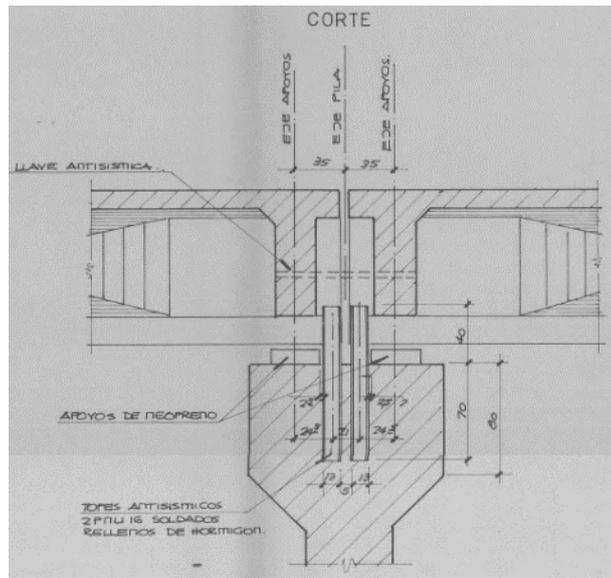


Ilustración 43: Vista en corte de pila.

En la dirección longitudinal, como elemento de restricción al movimiento en esta dirección, tenemos las “Llaves Antisísmicas”, que se ubican vinculando las vigas de los dos tramos en la pila, como así también vinculando las vigas en los extremos con los estribos. Aparte, no podemos dejar de mencionar, que los estribos cerrados de nuestro caso son elementos masivos que impedirían el movimiento en la dirección longitudinal.

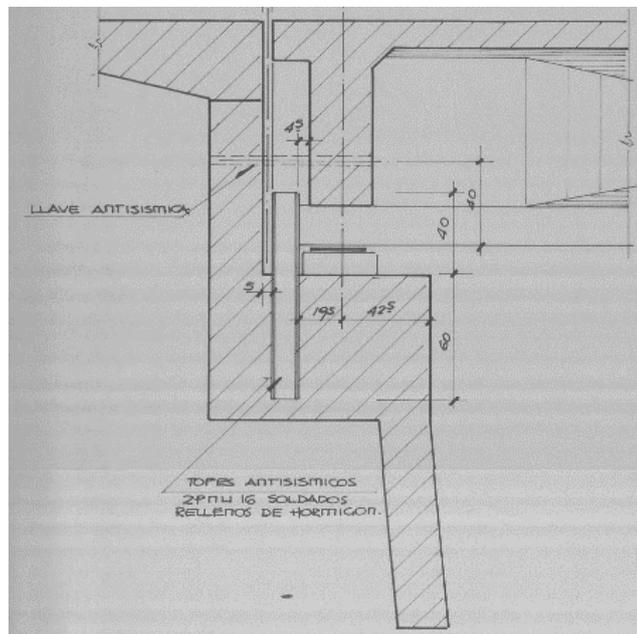


Ilustración 44: Vista en corte de los estribos.

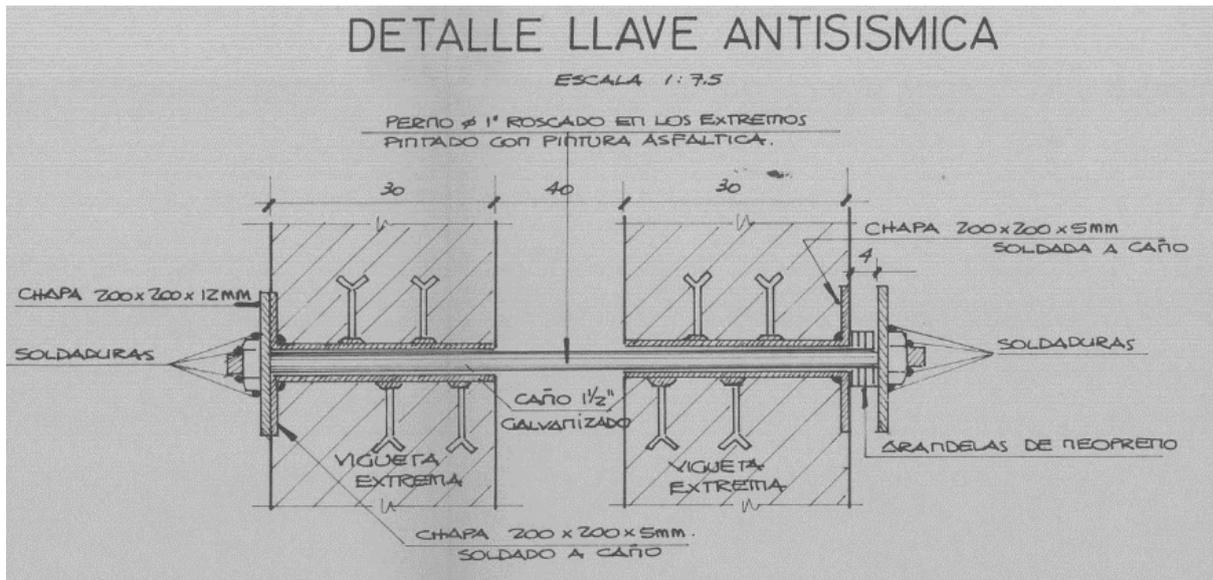


Ilustración 45: Detalles de llaves antisísmicas.

#### 4.2.2. CORTE EN PILA

El cálculo de la resistencia al corte de Pila se realiza en ambas direcciones. Debemos considerar que la Pila es un Tabique, por lo tanto, la forma de obtener la Capacidad será diferente en cada una de sus direcciones. Esta resistencia corresponde al único estado límite considerado para este caso, el cual corresponde al de Prevención de Colapso.

La Pila analizada es un Tabique Robusto o Bajo, ya que cumple con la siguiente especificación (Ver Anexo VI):

$$H_w / l_w = 4,65\text{m} / 10,7\text{m} = 0,42 \ll 3$$

##### 4.2.2.1 CORTE EN PILA SECCIÓN TRANSVERSAL

La determinación de los esfuerzos de corte, horizontales en el plano del Tabique, se deben realizar de acuerdo con las disposiciones especiales para Tabiques de los artículos 11.10.2 a 11.10.9 Inclusive, del Reglamento INPRES CIRSOC 201.

#### EXPRESIÓN GENERAL DE CÁLCULO Y VERIFICACIÓN

$$V_n = V_c + V_s$$

$V_c$  = Resistencia al corte aportada por el hormigón

$V_s$  = Resistencia de las armaduras (estribos y/o barras dobladas)

La resistencia al corte  $V_n$  en el plano del tabique, en cualquier sección horizontal, debe ser:

$$V_n = 5/6 \times \sqrt{f'_c} \times h \times d = 19,61 \text{ MN} = 19613,42 \text{ KN}$$

(Ecuación simplificada)

Para la determinación de los esfuerzos de corte en el plano del tabique se debe adoptar el valor  $d=0,8 l_w$

- **APORTE DEL HORMIGÓN A LA RESISTENCIA AL CORTE. DETERMINACIÓN DE  $V_c$**

Para la resistencia al corte  $V_c$  se debe adoptar la siguiente expresión:

$$V_c = \frac{1}{4} \times \sqrt{f'_c} \times h \times d + \frac{N_u \times d}{4 \times l_w}$$

$f'_c = 21 \text{ Mpa}$

$h = 0,60 \text{ m}$

$d = 0,8 \times 10,7 \text{ m} = 8,56 \text{ m}$

$N_u = 3957,6 \text{ KN} = 3,95 \text{ MN}$

$l_w = 10,70 \text{ m}$

**$V_c = 6,67 \text{ MN} = 6670 \text{ KN}$**

- **APORTE DE LA ARMADURA DE CORTE DE TABIQUES A LA RESISTENCIA AL CORTE. DETERMINACIÓN  $V_s$ .**

$$V_s = \frac{A_v \times F_y \times d}{S_2}$$

$A_v = 0,000226 \text{ m}^2$  (Área de la armadura de corte horizontal comprendida en una distancia  $S_2 = 0,20 \text{ m}$ )

$F_y = 420 \text{ Mpa}$

$d = 0,8 l_w = 8,56 \text{ m}$

**$V_s = 4,06 \text{ MN} = 4062,58 \text{ KN}$**

Sumando ambos valores, ya obtenidos, determinamos la resistencia al corte de la sección transversal de la Pila:

$$V_n = V_c + V_s = 6670 \text{ KN} + 4062,58 \text{ KN}$$

$$V_n = 10732,58 \text{ KN}$$

#### 4.2.2.2 CORTE EN PILA SECCIÓN LONGITUDINAL

Para la determinación del corte en la sección longitudinal se utilizan las expresiones dadas por Priestley (Priestley, Seible y Calvi 1996).

##### **APORTE DEL HORMIGÓN A LA RESISTENCIA AL CORTE**

$$V_c = k \sqrt{f_c} A_e$$

$k = 0,29$  MPa (Adoptado)

$f_c = 21$  MPa ( Resistencia Especificada del Hormigón H-21)

$A_e = 5,136$  m<sup>2</sup> ( $0,8 \cdot A = 0,8 \cdot 6,42$ )

$$V_c = 0,29 \cdot \sqrt{21 \text{ MPa}} \cdot 5,136 \text{ m}^2$$

$$V_c = 6,83 \text{ MN} = 6830 \text{ KN}$$

##### **APORTE DE LOS ESTRIBOS A LA RESISTENCIA AL CORTE**

$$V_s = \frac{A_{sw} f_y D'}{s} \cdot \cot \emptyset$$

$A_{sw} = 0,00226$  m<sup>2</sup> (Sección de Estribos).

$f_y = 420$  MPa (Tensión de fluencia ADN 420).

$D' = 0,46$  m (Dimensión del núcleo en la dirección del corte analizada).

$s = 0,2$  (Separación de Estribo).

$\emptyset = 30^\circ$  (Ángulo de la fisura inclinada crítica adoptada).

$$V_s = 0,39 \text{ MN} = 394,57 \text{ KN}$$

##### **APORTE DE LA CARGA AXIAL A LA RESISTENCIA AL CORTE**

$$V_p = P \tan \alpha$$

Según CIRSOC 201-2005

$f_c \leq 30$  MPa

entonces

$\beta_1 = 0,85$

$f'c > 30$  MPa                      entonces                       $\beta_1 = 0,85 - 0,05 (f'c - 30)/7$

$\epsilon_c = 0,003$

Se obtienen los valores siguientes:

	P(KN)	a(m)	$\beta_1$	c/2
Pila	3963,9	0,1221	0,85	0,0718

Los cuales permiten determinar  $V_p$ .

	P(KN)	L(m)	D/2-c/2(m)	$\alpha(^{\circ})$	$V_p$ (KN)
Pila	3963,9	4,65	0,2282	2,5	173,07

Como resultado final obtenemos la resistencia al corte total de la sección de Pila longitudinal:

$$V_n = V_c + V_s + V_p = 6830\text{KN} + 394,57\text{KN} + 173,07\text{KN}$$

$$\mathbf{V_n = 7397,64 \text{ KN}}$$

Por lo tanto, la resistencia al Corte de Pila para ambas secciones

	Dirección	$V_t$ (KN)
Pila	Longitudinal	7397,64
	Transversal	10732,58

#### 4.2.3 DUCTILIDAD FLEXIONAL DE LA PILA

La ductilidad flexional, la analizamos de forma indirecta mediante el “Desplazamiento-Deformación” que resulta de la aplicación del método Pushover.

Los valores límites de capacidades, los determinamos gráficamente de la Curva Pushover. Del diagrama, obtenemos los valores de desplazamiento de fluencia  $\Delta_y$ , y junto a los valores especificados por Choi (Choi E. 2004), obtenemos las capacidades de desplazamiento para los tres estados límites.

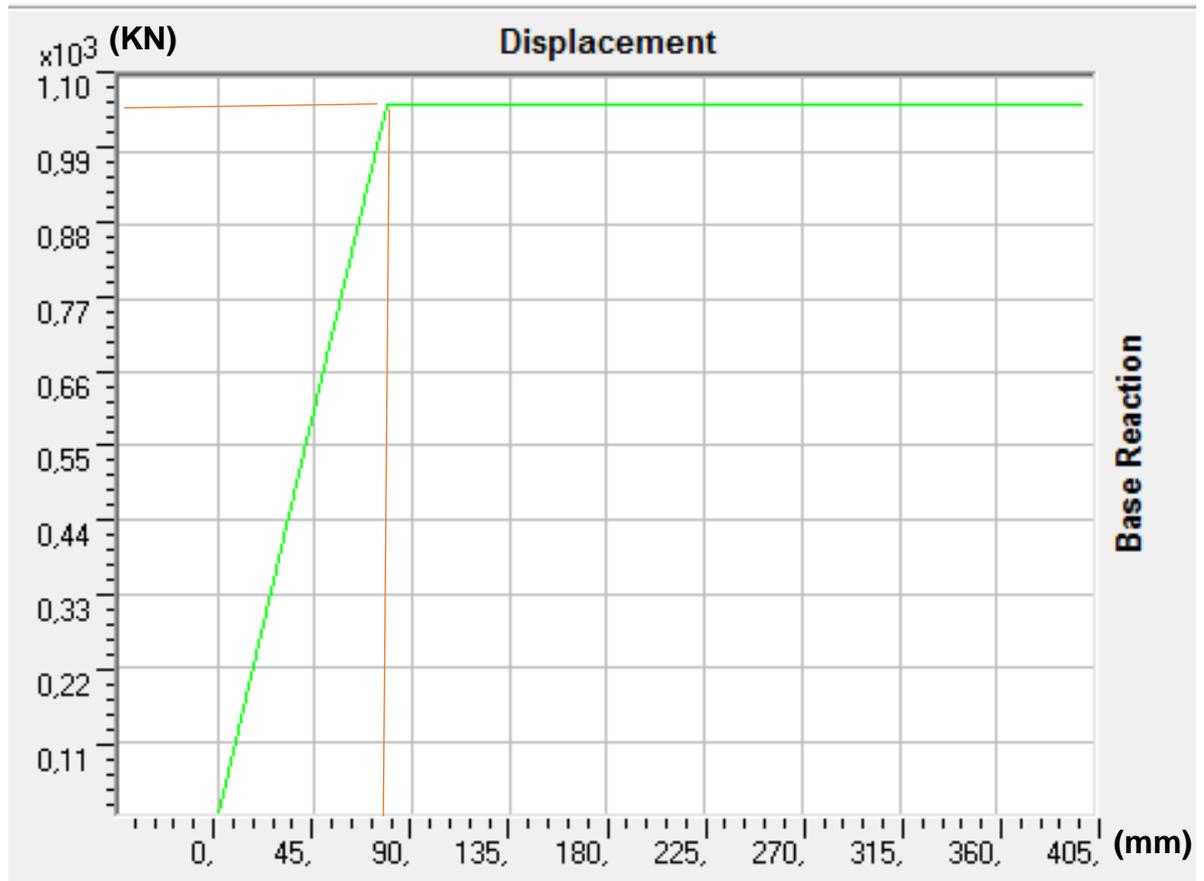


Ilustración 46: Curva de Capacidad bilineal.

- $\Delta_y = 76,5\text{mm} = 0,0765\text{m}$
- $V_y = 1045\text{KN}$

Estados Límites (1)	Ductilidad de Desplazamiento (Choi) (2)	$\Delta_y$ (m) (3)	Capacidad de Desplazamiento Longitudinal (m) (2 x 3)
Serviciabilidad	1,2	0,0765	0,0918
Control de Daño	1,76		0,1346
Prevención de Colapso	4,76		0,3641

## 4.3 DETERMINACIÓN DE LOS COEFICIENTE C/D

### 4.3.1 RESISTENCIA AL CORTE

Las Demandas de corte, a las que estará sometida la sección de la Pila, se obtienen del modelo del Puente, analizado a los cuatro estados Espectrales en sus correspondientes direcciones. Obtenidas estas Demandas, se procede a encontrar los coeficientes C/D para cada dirección, realizando la relación con la respectiva Capacidad.

PILA						
Sismo	Demanda Transv.Máx V2 [KN]	Demanda Long. Máx V3 [KN]	Capacidad Transversal [KN]	Capacidad Longitudinal [KN]	C/D Transv.	C/D Long.
Frecuente (43 años)	929,29	966,75	10732,6	7224,6	11,55	7,47
Ocasional (72 años)	1301,05	1353,36	10732,6	7224,6	8,2	5,34
Raro (475 años)	2787,99	2900,03	10732,6	7224,6	3,85	2,49
Muy Raro (970 años)	3624,42	3770,01	10732,6	7224,6	2,96	1,92

### 4.3.2 CAPACIDAD DE DESPLAZAMIENTO SEGÚN DUCTILIDAD FLEXIONAL DE PILAS

En la tabla adjunta, mostramos los valores de demanda para el punto analizado (joint 3981). Recordemos que este nodo, correspondía a la intersección de la pila con la viga cabezal resultante del modelado y es el mismo punto estudiado con el método Pushover. Los valores de Capacidad “C” son los obtenidos en el apartado 5.2.3, y los valores de Demanda “D”, los obtenemos luego de correr en el programa los cuatro sismos en las direcciones  $S_x$ ,  $S_y$ ,  $S_{x-y}$ . Recordemos que el análisis es solo para la dirección longitudinal U1. Luego, siguiendo la metodología para la evaluación con los coeficientes C/D, se hace la relación entre los valores indicados y para los tres estados límites.

Sismo		Demanda Longitudinal "D" U1 (m)	C/D Longitudinal		
Recurrencia	Dirección		Serviciabilidad	Control de daño	Prevención al colapso
Frecuente (43 años)	x	0,0704	1,30	1,91	5,17
	y	2,732E-13	3,36E+11	4,93E+11	1,33E+12
	xy	0,0704	1,30	1,91	5,17
Ocasional (72 años)	x	0,0985	0,93	1,37	3,70
	y	7,163E-11	1,28E+09	1,88E+09	5,08E+09
	xy	0,0985	0,93	1,37	3,70
Raro (475 años)	x	0,2111	0,43	0,64	1,72
	y	1,533E-11	5,99E+09	8,78E+09	2,38E+10
	xy	0,2111	0,43	0,64	1,72
Muy Raro (970 años)	x	0,2744	0,33	0,49	1,33
	y	1,993E-11	4,61E+09	6,75E+09	1,83E+10
	xy	0,2744	0,33	0,49	1,33

#### 4.4 EVALUACIÓN DE LA PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA ANUAL DE CADA ESTADO LÍMITE.

Para realizar esta evaluación se utilizará la curva dada por Priestley (Priestley, Seible y Calvi 1996), ingresando con los coeficientes C/D en las ordenadas y obteniendo esta probabilidad en las abscisas.

##### 4.4.1 CAPACIDAD SEGÚN RESISTENCIA AL CORTE EN PILA.

En la siguiente tabla se observan las probabilidades de excedencia anual para el Estado Límite de Prevención de Colapso según la resistencia al Corte de las Pilas.

Sismo	Probabilidad Anual de Excedencia	
	Estado Límite: Prevención de Colapso	
	Pila	
Recurrencia	Dirección Transversal	Dirección Longitudinal
Frecuente (43 años)	0,000015	0,00004
Ocasional (72 años)	0,000034	0,00009
Raro (475 años)	0,000200	0,00055
Muy Raro (970 años)	<b>0,000370</b>	<b>0,00103</b>

 Prevención al Colapso

#### 4.4.2 CAPACIDAD DE DESPLAZAMIENTO SEGÚN DUCTILIDAD FLEXIONAL DE PILA.

Los valores utilizados para evaluar Serviciabilidad, Control de Daños y Prevención de Colapso son los obtenidos en la dirección XY, en Recurrencia Ocasional, Raro y Muy Raro respectivamente.

Sismo		Probabilidad Anual de Excedencia		
		Dirección Longitudinal		
Recurrencia	Dirección	Servicialidad	Control de Daño	Prev. de Colapso
Frecuente (43 años)	x	0,002524938	0,001030792	0,000100334
	y	4,88522E-30	1,99437E-30	1,94125E-31
	xy	0,002524938	0,001030792	0,000100334
Ocasional (72 años)	x	0,005542649	0,002262755	0,000220249
	y	2,24316E-24	9,15758E-25	8,91369E-26
	xy	<b>0,005542649</b>	0,002262755	0,000220249
Raro (475 años)	x	0,033014908	0,013478151	0,00131192
	y	6,07348E-26	2,47946E-26	2,41343E-27
	xy	0,033014908	<b>0,013478151</b>	0,00131192
Muy Raro (970 años)	x	0,061001475	0,02490351	0,002424027
	y	1,12261E-25	4,583E-26	4,46094E-27
	xy	0,061001475	0,02490351	<b>0,002424027</b>

	Serviciabilidad
	Control de Daño
	Prevención al Colapso

#### 4.5 VERIFICACIÓN DE CRITERIO DE PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA ANUAL ADMISIBLE

Se utilizarán los valores de probabilidad de excedencia anual admisible de cada estado límite propuestos por Priestley (Priestley, Seible y Calvi 1996) para Puentes comunes y se verificará si los valores obtenidos superan a los mismos. Los valores recomendados son:

- Serviciabilidad: 0,01 a 0,02
- Control de Daños: 0,002
- Supervivencia: 0,0002

#### 4.5.1 CAPACIDAD DE DESPLAZAMIENTO SEGÚN RESISTENCIA AL CORTE.

Estado Límite	Probabilidad de Excedencia Anual Admisible	Sismo de Control	Verificación	
			Transversal	Longitudinal
Prevención de Colapso	0,02%	Muy Raro	<b>0,04%</b>	<b>0,10%</b>

 No verifica  
 Verifica

#### 4.5.2 CAPACIDAD DE DESPLAZAMIENTO SEGÚN DUCTILIDAD FLEXIONAL DE PILA.

Estado Límite	Probabilidad de Excedencia Anual Admisible	Sismo de Control	Verificación
			Longitudinal
Servicialidad	1% a 2%	Ocasional	<b>0,55%</b>
Control de Daños	0,2%	Raro	<b>1,35%</b>
Prevención de Colapso	0,02%	Muy Raro	<b>0,24%</b>

 No verifica  
 Verifica

## CONCLUSIONES

Existen en nuestra región geográfica, puentes construidos en zonas de elevada peligrosidad sísmica; esto, sumado a la falta de conservación y/o control de los mismos, y la edad en servicio que llevan (algunos diseñados con códigos en desuso), genera como consecuencia, un incremento de las probabilidades en sufrir daños por eventos sísmicos. Estos daños, ocasionarían perjuicios que pueden ir desde los económicos, hasta terminar en tragedias, con pérdida de vidas humanas.

En razón de lo mencionado, es que gana importancia que instituciones como Vialidad Nacional o Vialidad Provincial según su jurisdicción, lleven a cabo estudios de “Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes” como el que realizamos en esta tesis; porque lo que se persigue como finalidad es, por un lado, actuar de manera preventiva y por el otro, distribuir los recursos públicos con la mayor eficiencia posible, es decir, según las urgencias por condiciones actuales del estado de la red de puentes de la zona.

Después de realizar el estudio de evaluación sísmica al “Puente Río Seco”, llegamos al siguiente resultado:

El puente analizado, no presenta vulnerabilidad sísmica para los estados límites definidos para el “desplazamiento de la superestructura en los apoyos” tanto en la dirección transversal como longitudinal. Puesto que, debido a la presencia de topes antisísmicos y de llaves antisísmicas, se impiden los movimientos en estas direcciones horizontales de la superestructura. Por lo tanto, se concluye que no es necesario realizar un refuerzo a nivel de apoyos de la superestructura.

Analizando la resistencia al corte de la pila, se observa que el puente es vulnerable en la dirección longitudinal y transversal, ya que la probabilidad de excedencia anual del estado límite de colapso, excede la probabilidad admisible; por lo tanto, se requiere realizar el refuerzo de la pila al corte en ambas direcciones.

En cuanto a la capacidad de desplazamiento según la ductilidad flexional de la pila, en la dirección transversal no se evaluó la misma, ya que considerando la forma estructural de ese componente, que es un tabique denominado “bajo o robusto” con la característica de tener una rigidez a la flexión tan alta, que difícilmente se genere la rótula plástica, sin que antes, falle al corte.

En la dirección longitudinal, la configuración de la pila, no nos permite asegurar la hipótesis anterior, por lo que, se analizó el desplazamiento por ductilidad flexional en este sentido. Hecho el análisis, se apreció que para el Estado Límite de Serviciabilidad,

la probabilidad de excedencia anual obtenida es menor a la admisible, por lo tanto, el puente cumple con el criterio de desempeño. En cambio, las probabilidades de excedencia anual obtenidas para los Estados Límites de Control de Daños y Prevención de Colapso, superan las probabilidades admisibles, por lo que, el puente presenta Vulnerabilidad Sísmica debido a que no cumple con los requerimientos de ductilidad flexional y debe reforzarse en la dirección longitudinal.

Ante estos resultados, debemos referirnos a la rehabilitación sísmica de puentes. En intentos de mejorar la respuesta de un puente sometido a acciones sísmicas, el diseño se orienta a tres objetivos fundamentales: (A) Al incremento de resistencia y rigidez de los elementos mejorando su diseño y detallado, (B) A la inhibición de fallas de tipo frágil modificando la estructura original y (C) Al incremento de la capacidad en disipar energía actuando en las zonas de formación de articulaciones plásticas o agregando aisladores sísmicos. Para la elección de una solución más conveniente de rehabilitación, se deben considerar aspectos económicos y las metodologías constructivas más factibles de llevar a cabo en la región.

Diseñado el refuerzo, se deberá realizar nuevamente el estudio de la Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica, para calcular las nuevas probabilidades de excedencia anual de los Estados Límites que no verificaban en la etapa anterior y así concluir con una solución comprobada.

## RECOMENDACIONES

- Una dificultad que tuvimos al comienzo del trabajo, estuvo dada en primer lugar, por la escasa información disponible (en nuestro caso, solo disponíamos de los planos de diseño) que se puede conseguir de las instituciones involucradas. La recomendación es que, si la tecnología y la economía lo permite, podría recurrirse a tecnología existente para suplir la falta de información. Es así que, de no estar seguro de la calidad del hormigón que fue empleado, por ejemplo, deberíamos poder realizar un ensayo no destructivo (esclerometría), que nos permita asegurar esa suposición tomada al inicio, más allá de aquellas referencias a las que uno, le haya dado validez.
- Realizar un registro ordenado del total de los parámetros ingenieriles de un conjunto de puentes existentes en una determinada zona. Esto permitirá realizar una evaluación rápida del riesgo sísmico de todos esos puentes, logrando una clasificación según un orden de prioridades que nos lleve, por ejemplo, a la elección de cual puente reparar/reforzar/rehabilitar primero.
- En nuestro caso, trabajamos con el programa computacional de cálculo CSI Bridge V.2015, basado en el método de los elementos finitos. Programa que está diseñado para trabajar especialmente con puentes y configurado para considerar análisis estáticos lineales, no-lineales y superposición modal espectral. Recomendamos a nuestros compañeros estudiantes su uso, porque constituye una herramienta muy versátil para el diseño de puentes; como así también, el uso de cualquier otro programa informático que técnicamente esté probado. Esto es esencial para el ritmo tecnológico-académico actual en la formación del ingeniero civil.

## BIBLIOGRAFÍA

- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications – Third Edition. Washington D.C. 2005.
- Aguiar Falconi, Roberto. Análisis Sísmico por Desempeño. Quito de 2003.
- Caltrans Seismic Design Criteria V 1.4. Sacramento, California Department of Transportation 2006.
- Choi E., DesRoches R. and Nielson B., Seismic Fragility of Typical Bridges in Moderate Seismic Zones. Engineering Structures 2004.
- E. Bazan y R. Meli, Diseño Sísmico de Edificios. Editorial Limusa 2002. Ciudad de México.
- Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes Existentes. Konevky D. N. San Miguel de Tucumán. Diciembre de 2011.
- “Evaluación de Vulnerabilidad Sísmica de un Puente Rehabilitado”. Danna, Javier A.; Pérez, Gustavo A.; y Daziano, Alejandra. Tucumán, junio 2015.
- Lectura Recomendada Análisis Estructural II. Lozdan C. 2014.
- Larsson C.A., Hormigón Armado y Pretensado. Reedición 2018, Universitas, Córdoba.
- Möler, Oscar. Hormigón Armado: conceptos básicos y diseño de elementos con aplicación del reglamento CIRSOC 201-2005 – 3ª. Edición. Rosario: Universidad Nacional de Rosario de 2007.
- Priestley, M. J. N. Priestley. Seismic Design and Retrofit of Bridge. John Wiley & Sons Inc. 1996.
- Reglamento CIRSOC 201. Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón Armado. Buenos Aires, Julio de 2005.
- Reglamento INPRES-CIRSOC 103. Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes. Parte I y Parte II. Buenos Aires, Julio de 2003.
- Sap2000/Bridge- Bridge Seismic Design. Berkeley, Computers and Structures Inc., 2009.
- Llopis, Carlos Ricardo. Tabiques de Hormigón Armados. Instituto de Mecánica Estructural y Riesgo Sísmico. Mendoza Año 2015.

# ANEXOS

## **ANEXO I**

### **PLANOS DE PUENTE “RÍO SECO” SOBRE RUTA NACIONAL N°76**

- Los planos de este Anexo I, se disponen en “Carpeta de Planos” adjunta al presente informe.

## **ANEXO II**

### **RELEVAMIENTO PLANIALTIMÉTRICO DEL PUENTE RIO SECO**

- Los planos de este Anexo II, se disponen en “Carpeta de Planos” adjunta al presente informe.

## **ANEXO III**

### **MODELACIÓN DEL PUENTE “RÍO SECO”**

## MODELACIÓN DEL PUENTE (Software CSI Bridge V15).

### 5.1 HIPÓTESIS DE CÁLCULO

- 1- Se considera la pila central empotrada en ambos extremos, en la viga cabezal y en la zapata de fundación, con una altura libre total de 5,03 m.
- 2- **Los estribos presentan rigidez infinita. No se considera la rigidez aportada por el suelo de relleno contenida por los estribos.**
- 3- Para el modelado de los estribos, debido a la forma complicada de la sección, usamos como modelo de los mismos una sección equivalente.
- 4- **Se considera impedido el desplazamiento transversal de las vigas longitudinales por la presencia de topes antisísmicos, tanto en la sección de pila central como en estribos.**
- 5- Las características del sitio nos definen, suelo tipo II y zona sísmica 3 para la evaluación de la demanda mediante el espectro de respuesta.
- 6- Para el análisis de la demanda se considera solamente el peso propio del puente y se desprecia el peso de las barandas.

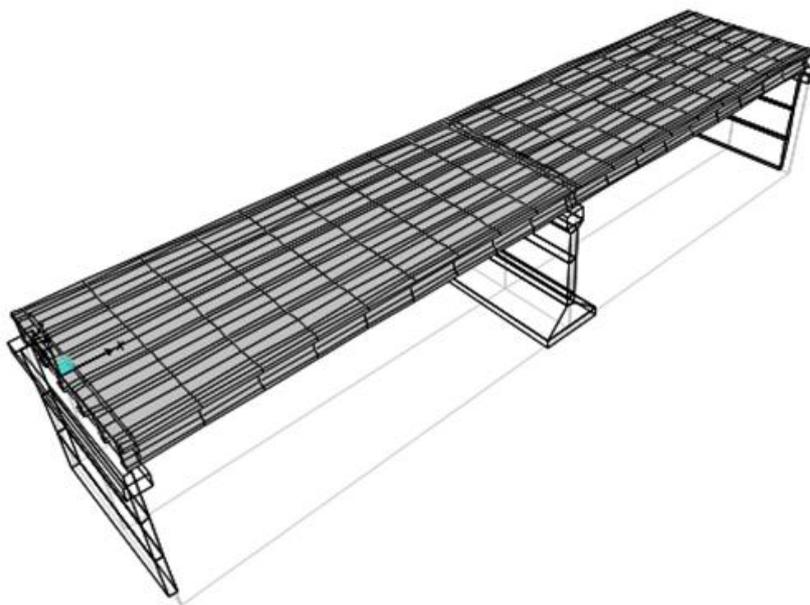


Ilustración 47: Geometría del modelo.

## 5.2 CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA

El primer paso en la modelación del puente es la definición del eje del puente, el cual es definido mediante una línea de referencia utilizada para definir tanto el alineamiento horizontal como vertical del puente. Esta línea de referencia se define utilizando progresivas para las distancias, rumbos para el alineamiento horizontal y grados para el alineamiento vertical. La línea de eje puede ser entonces recta, quebrada o curva tanto en horizontal como en vertical. En nuestro modelo el eje es una línea recta con dos progresivas, la inicial en 0.00m y la final en 50.00 m.

Ilustración 48: Definición del eje del puente.

. En segundo lugar, se procede a designar los ejes de carril, y ancho de calzada, se introducen estos valores individualizados para cada carril. Pudiendo introducir múltiples carriles, asociándolos al sistema de coordenadas global del modelo. En nuestro caso dos carriles, Carril 1 y Carril 2.

Ambos parámetros son esenciales para comenzar a modelar y se encuentran en la sección “*Layout*” del programa.

Bridge Lane Data

Lane Name: Carril 1

Coordinate System: GLOBAL

Units: Kgf. m. C

Maximum Lane Load Discretization Lengths:

Along Lane: 3,048

Across Lane: 3,048

Additional Lane Load Discretization Parameters Along Lane:

Discretization Length Not Greater Than 1/ 4, of Span Length

Discretization Length Not Greater Than 1/ 10, of Lane Length

Lane Data

Bridge Layout Line	Station m	Centerline Offset m	Lane Width m
Linea de referencia	0,	2,075	4,15
Linea de referencia	0,	2,075	4,15
Linea de referencia	50,	2,075	4,15

Move Lane...  
Add  
Insert  
Modify  
Delete

Plan View [X-Y Projection]

North

Layout Line  
Station  
Bearing  
Radius  
Grade  
X  
Y  
Z

Snap To Layout Line  
 Snap To Lane

Objects Loaded By Lane

Program Determined  
 Group

Lane Edge Type

Left Edge: Interior

Right Edge: Interior

Display Color: ■

OK Cancel

Ilustración 49: Definición de carriles.

### 5.3 MODELACIÓN DE MATERIALES

A continuación, se procede a la modelación de las Propiedades Básicas que son los Materiales y las Secciones “Frame”.

Para la modelación del acero de refuerzo ADN 420 se debe especificar el tipo de material, es decir, el uso que se le va a dar, en este caso se especifica refuerzo. También se especificó el Módulo de Elasticidad de 210000 MPa, tensión de fluencia de 420 MPa, tensión de rotura de 500 MPa y una densidad de 7850 kg/m<sup>3</sup>.

En cuanto al hormigón H-21 se especificó una resistencia especificada  $f'c = 21$  MPa, un peso específico de 2400 kg/m<sup>3</sup>, un módulo de Poisson  $\mu=0.2$  y un módulo de elasticidad  $E_c=21538.11$  MPa obtenido mediante la aplicación de la fórmula dada en el reglamento CIRSOC 201-2005 que especifica que  $E_c = 4700\sqrt{f'c}$  Para el hormigón H-30 se especificó una resistencia especificada  $f'c = 30$  MPa, un peso específico de 2400 kg/m<sup>3</sup>, un módulo de Poisson  $\mu=0.2$  y un módulo de elasticidad  $E_c= 25742.96$  MPa obtenido mediante el uso de la misma fórmula expuesta anteriormente.

**Material Property Data**

**General Data**

Material Name and Display Color: ADN 420

Material Type: Rebar

Material Notes:

**Weight and Mass**

Weight per Unit Volume: 7850

Mass per Unit Volume: 800.4772

**Units**

Kgf. m. C

**Isotropic Property Data**

Modulus of Elasticity, E: 2,141E+10

Poisson's Ratio, U: 0,3

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1,170E-05

Shear Modulus, G: 8,236E+09

**Other Properties for Rebar Materials**

Minimum Yield Stress, Fy: 42000000

Minimum Tensile Stress, Fu: 50000000

Expected Yield Stress, Fye: 46402595

Expected Tensile Stress, Fue: 69603893

Switch To Advanced Property Display

Ilustración 50: Propiedades del acero ADN 420.

**Material Property Data**

**General Data**

Material Name and Display Color: H21

Material Type: Concrete

Material Notes:

**Weight and Mass**

Weight per Unit Volume: 2400

Mass per Unit Volume: 244.7319

**Units**

Kgf. m. C

**Isotropic Property Data**

Modulus of Elasticity, E: 2,196E+09

Poisson's Ratio, U: 0,2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 9,900E-06

Shear Modulus, G: 9,151E+08

**Other Properties for Concrete Materials**

Specified Concrete Compressive Strength, f<sub>c</sub>: 2141404,

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Switch To Advanced Property Display

Ilustración 51: Propiedades del hormigón H21.

Como se trabajará con un análisis no lineal se requiere de las curvas esfuerzo-deformación de los materiales, las cuales fueron introducidas en el modelo como se observa.

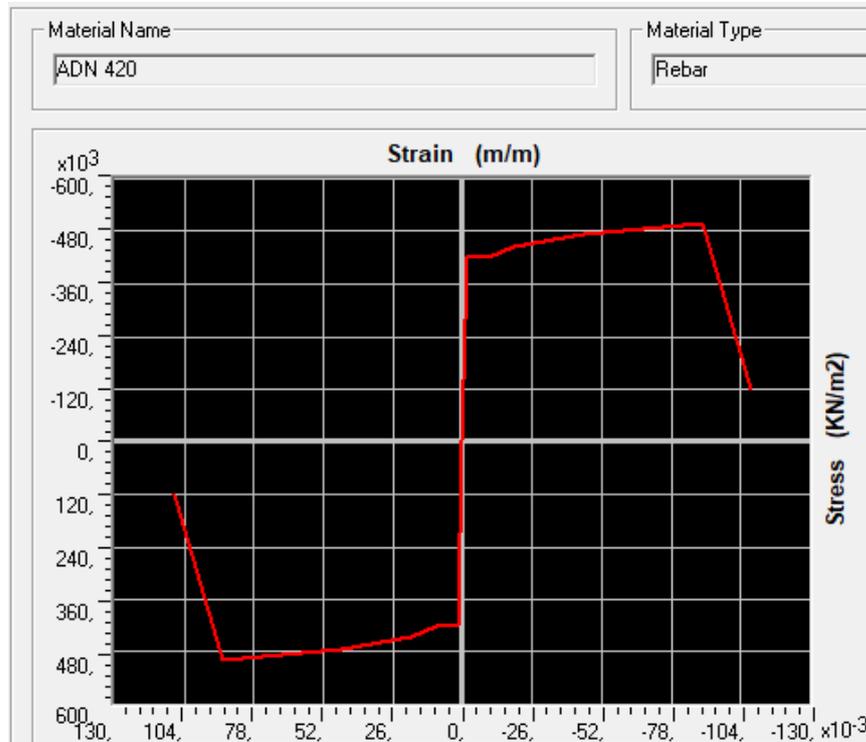


Ilustración 52: Curva esfuerzo-deformación ADN 420.

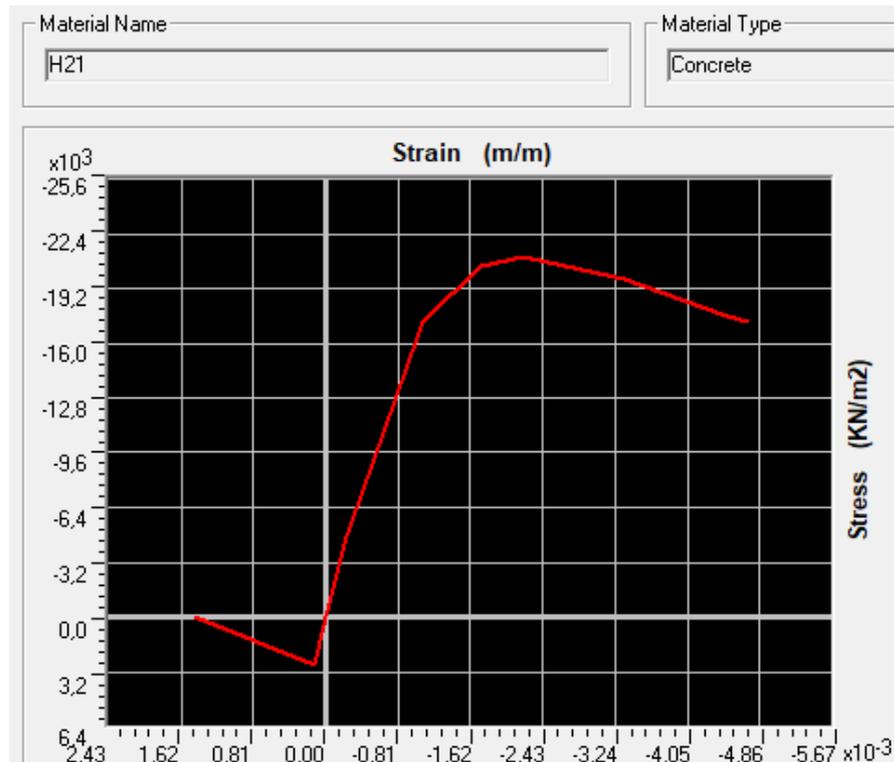


Ilustración 53: Curva esfuerzo-deformación Hormigón H21.

#### 5.4 MODELACIÓN DE PROPIEDADES DE LOS COMPONENTES DEL PUENTE. ELEMENTOS “FRAME”.

Una vez definidas las propiedades básicas se deben definir las propiedades de los componentes del Puente. Se definirán los siguientes componentes:

- Pila
- Estribos
- Apoyos (Vigas Cabezales)

Para la modelación de la Pila se utilizó el “*Section Designer*” de CSI Bridge V15, el cual permite definir la sección de la pila, la distribución de armadura longitudinal de la misma y los materiales, para poder obtener así las propiedades estáticas y la curva de momento-curvatura de la sección.

Para la sección de Pila se utilizó hormigón H21, 110 barras verticales  $\Phi 25$  y 55 barras horizontales  $\Phi 12$ , ambas con separación 0,20m y recubrimiento 0,04m, como se puede observar en los planos de detalle.

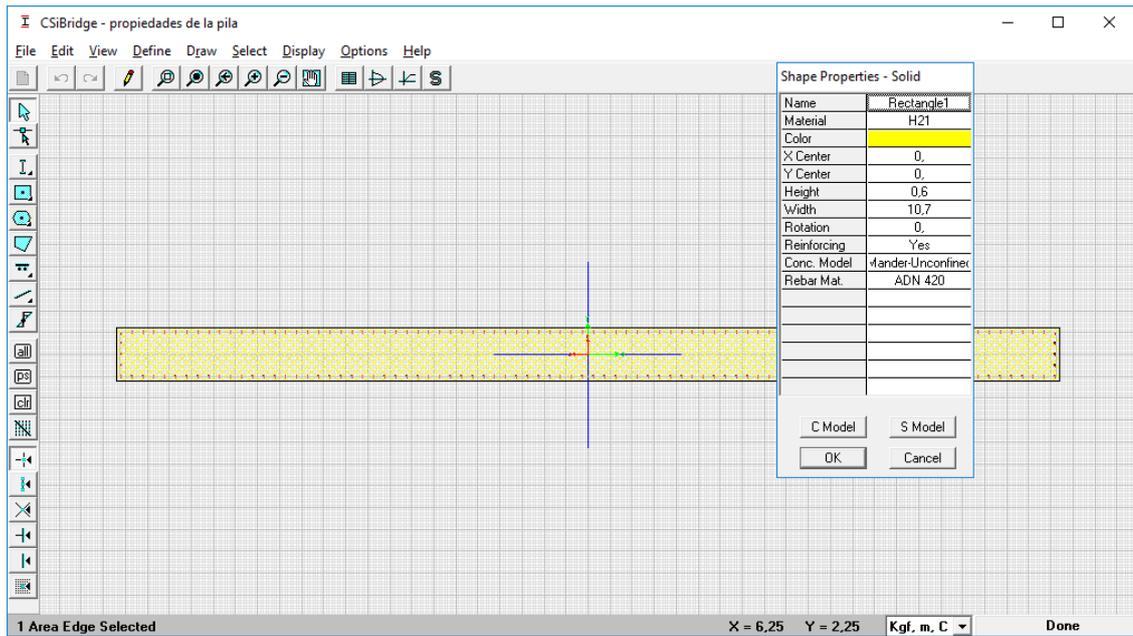


Ilustración 54: Modelación de la sección de la pila con "section designer".

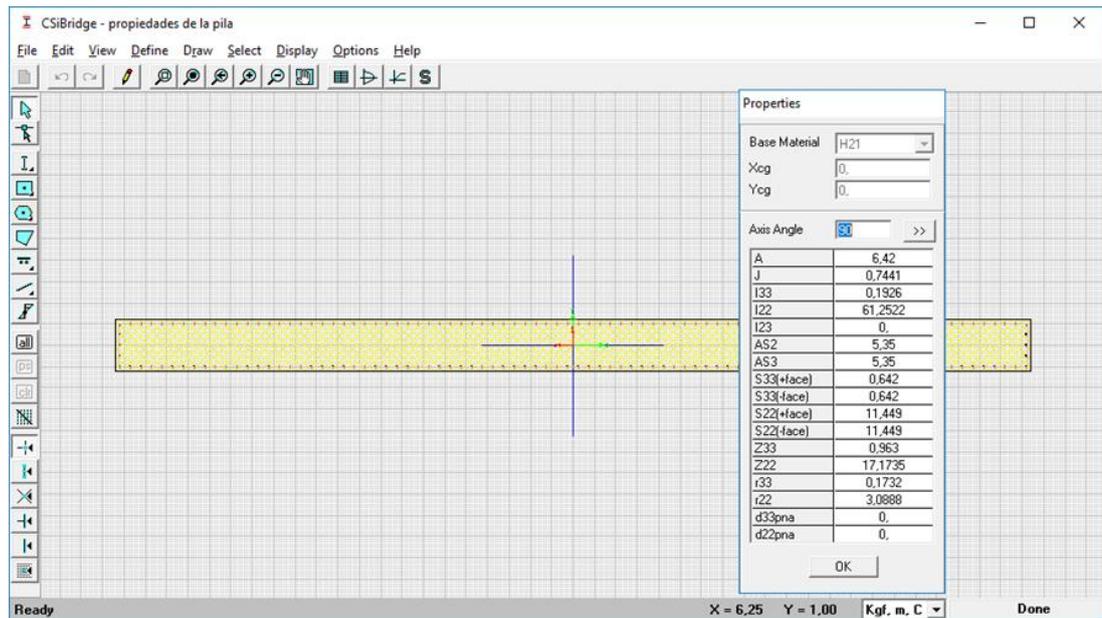


Ilustración 55: Propiedades estáticas de la sección de pila.

Una alternativa sencilla de modelar las secciones es a través de “Add frame section property”. Donde también se puede especificar la armadura de la sección.

Rectangular Section

The 'Rectangular Section' dialog box contains the following elements:

- Section Name:** A text field containing 'PILA'.
- Section Notes:** A text area with a 'Modify/Show Notes...' button.
- Properties:** A 'Section Properties...' button.
- Property Modifiers:** A 'Set Modifiers...' button.
- Material:** A dropdown menu showing '+ H21'.
- Dimensions:** Two input fields: 'Depth (t3)' with value '10.7' and 'Width (t2)' with value '0.6'.
- Diagram:** A grid showing a vertical rectangular section with a red centerline and blue dimension lines labeled '2' and '3'.
- Display Color:** A checkbox that is currently unchecked.
- Buttons:** 'Concrete Reinforcement...', 'OK', and 'Cancel'.

Ilustración 56: Dimensión de pila.

The 'Reinforcement Data' dialog box contains the following elements:

- Rebar Material:**
  - Longitudinal Bars: '+ ADN 420' (dropdown)
  - Confinement Bars (Ties): '+ ADN 420' (dropdown)
- Design Type:**
  - Column (P-M2-M3 Design)
  - Beam (M3 Design Only)
- Reinforcement Configuration:**
  - Rectangular
  - Circular
- Confinement Bars:**
  - Ties
  - Spiral
- Longitudinal Bars - Rectangular Configuration:**
  - Clear Cover for Confinement Bars: 0.04
  - Number of Longit Bars Along 3-dir Face: 3
  - Number of Longit Bars Along 2-dir Face: 53
  - Longitudinal Bar Size: '+ 25d' (dropdown)
- Confinement Bars:**
  - Confinement Bar Size: '+ 12d' (dropdown)
  - Longitudinal Spacing of Confinement Bars: 0.2
  - Number of Confinement Bars in 3-dir: 25
  - Number of Confinement Bars in 2-dir: 25
- Check/Design:**
  - Reinforcement to be Checked
  - Reinforcement to be Designed
- Buttons:** 'OK' and 'Cancel'.

Ilustración 57: Configuración del refuerzo de la pila.

## 5.5 MODELACIÓN DE ESTRIBOS PARA EL SOFTWARE.

Los estribos son estructuras de hormigón armado a modo de contrafuertes con muros de pantalla que vinculan los contrafuertes. Dado los modos simples de secciones que permite cargar el programa, hemos planteado como hipótesis para cargar los estribos, una sección rectangular con inercia equivalente a la de la estructura real.

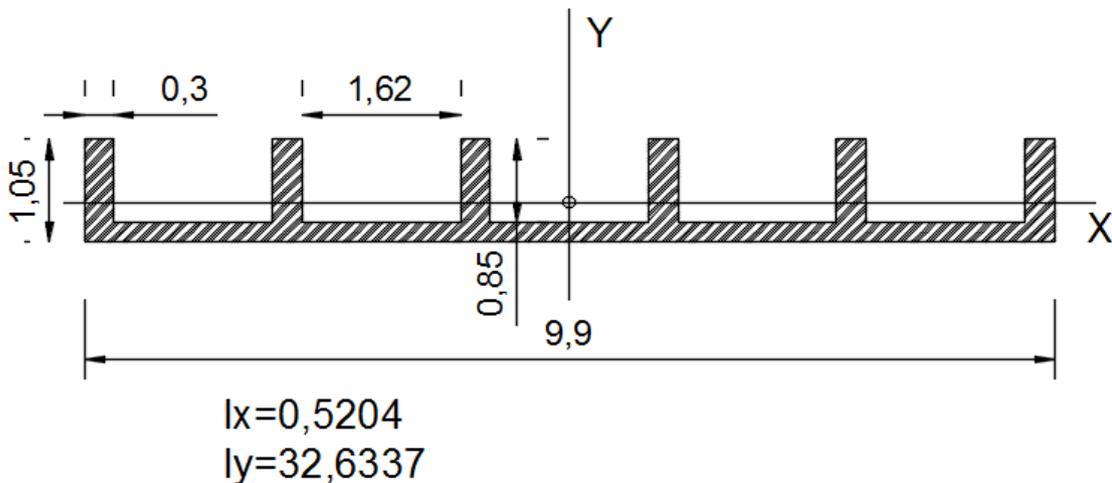


Ilustración 58: Sección real del estribo.

Como la dirección de análisis es la longitudinal, trabajamos con  $I_x$ .

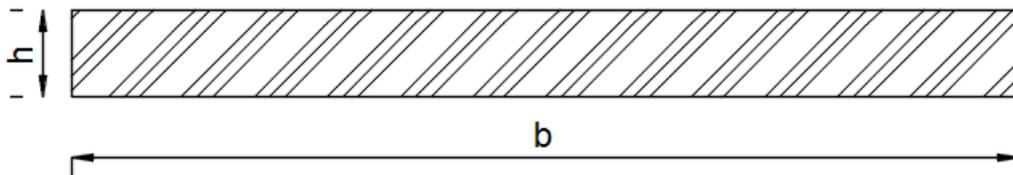


Ilustración 59: Sección equivalente para modelado de estribos.

$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12} = 0,5204 \text{ m}^4$$

Adoptamos  $b=9,90\text{m}$  para que el tablero resulte con apoyo completo, por lo cual “h” despejando de la ecuación anterior:

$$h = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 0,5204 \text{ m}^4}{9,90 \text{ m}}} = 0,86$$

Adoptamos  $h=0,90\text{m}$ .

Cargamos la sección de área  $9,90\text{m} \times 0,90\text{m}$  en el programa como sección equivalente de estribos.

## 5.7 MODELACIÓN DE CABEZALES DE PILA Y ESTRIBO

Tanto en Pila como en Estribo se modela el cabezal de cada uno utilizando la opción “Frame Properties” donde se procede a introducir dimensiones, material y refuerzo.

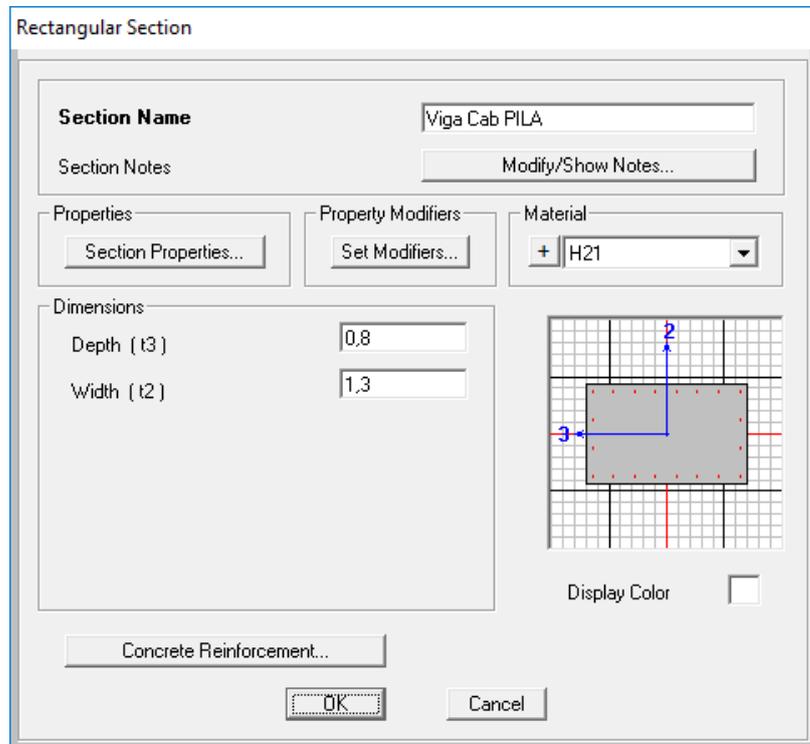


Ilustración 60: Diseño de la viga cabezal.

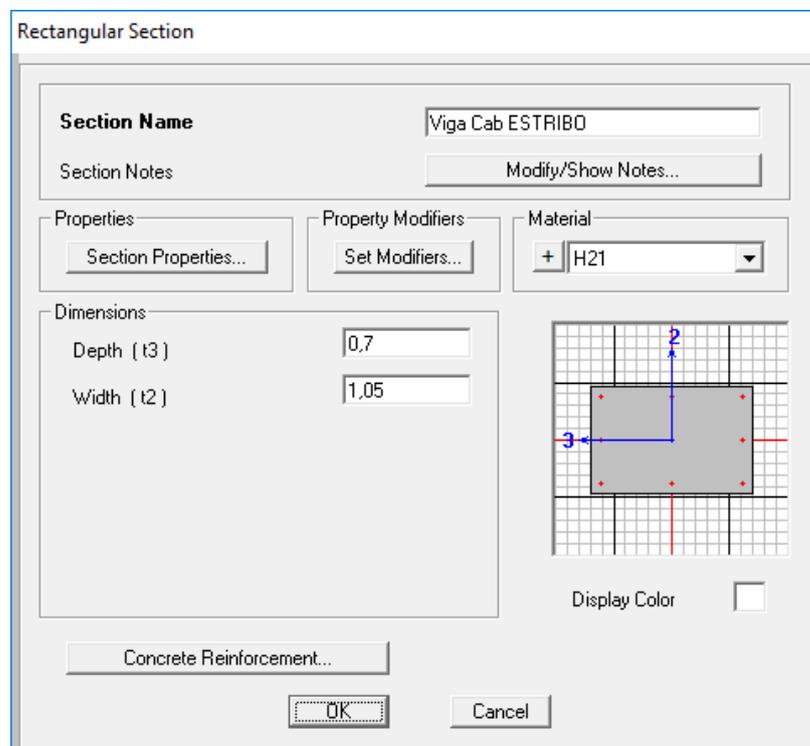


Ilustración 61: Diseño del cabezal de los estribos.

## 5.8 MODELACIÓN DE VIGAS LONGITUDINALES Y TRANSVERSALES

Para la sección transversal de la superestructura se realiza una definición detallada en la opción “*Deck Sections*” del programa y se especifica cantidad y separación de Vigas Longitudinales, material (Hormigón H30), dimensiones generales del tablero y dimensiones individuales de cada Viga Longitudinal.

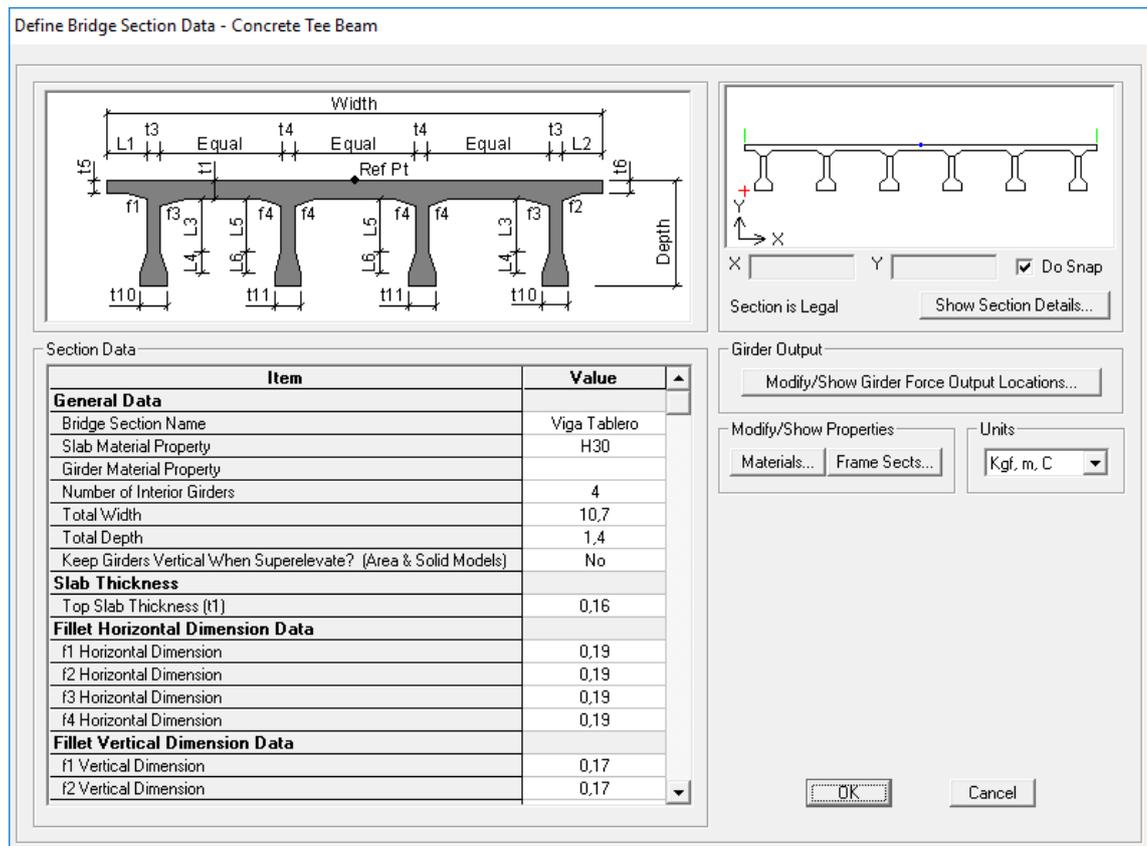


Ilustración 62: Modelación de vigas longitudinales.

Para la modelación de las Vigas Transversales se utilizó la propiedad de “Diafragmas” especificando un espesor de 0.30m como se puede observar en la siguiente figura.

Bridge Diaphragm Property

Diaphragm Name: Vigas Transversales

Select Diaphragm Type:

- Solid (Applies to Concrete Bridges Only)
- Chord and Brace (Applies to Steel Bridges Only)
- Single Beam (Applies to Steel Bridges Only)

Solid Diaphragm Parameters:

Diaphragm Thickness: 0,3

OK Cancel

Ilustración 63: Modelación de vigas transversales.

## 5.6 APOYOS DE NEOPRENO Y TOPES ANTISÍSMICOS

A continuación, se definen las propiedades de los apoyos como elementos tipo “link” o de conexión. Se definieron dos tipos de apoyo, los apoyos de neopreno a utilizarse como vínculo entre las vigas longitudinales externas y la subestructura y los apoyos de neopreno + tope antisísmico a utilizarse como vínculo de las vigas longitudinales internas y la subestructura. Para los apoyos de neopreno internos se utilizó la propiedad de vínculo multilínea – elástica que permite modelar el comportamiento bilínea del apoyo de neopreno en las direcciones transversal y longitudinal al eje del puente y la dirección vertical (U3) se consideró fija. Las rotaciones R1, R2 y R3 fueron consideradas libres ya que se considera que el apoyo permite la rotación de la superestructura como se puede observar en la siguiente figura.

Link/Support Property Data

Link/Support Type: MultiLinear Elastic

Property Name: Neopreno

Property Notes:

Total Mass and Weight:

Mass: 0.0, Rotational Inertia 1: 0.0

Weight: 0.0, Rotational Inertia 2: 0.0

Rotational Inertia 3: 0.0

Factors For Line, Area and Solid Springs:

Property is Defined for This Length In a Line Spring: 1.0

Property is Defined for This Area In Area and Solid Springs: 1.0

Directional Properties:

Direction	Fixed	NonLinear	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U1...
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U2...
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U3...
<input checked="" type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R1...
<input checked="" type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R2...
<input checked="" type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R3...

P-Delta Parameters: Advanced...

Buttons: Fix All, Clear All, OK, Cancel

Ilustración 64: Propiedades direccionales de apoyos de Neopreno..

Link/Support Directional Properties

Edit

Identification:

Property Name: Neopreno

Direction: U2

Type: MultiLinear Elastic

NonLinear: Yes

Properties Used For Linear Analysis Cases:

Effective Stiffness: 4400.0

Effective Damping: 0.0

Shear Deformation Location:

Distance from End-J: 0.0

Multi-Linear Force-Deformation Definition:

	Displ	Force
1	-10.0	-200.0
2	-0.045	-200.0
3	0.0	0.0
4	0.045	200.0
5	10.0	200.0

Buttons: Order Rows, Delete Row, Add Row 6, OK, Cancel

Ilustración 65: Modelación bilineal de apoyos de Neopreno en direcciones U2 y U3.

Para el caso de los apoyos de Neopreno + Tope Antisísmico, los mismos fueron modelados de igual manera que los apoyos de Neopreno solo que se fijó la dirección U2, representando así la imposibilidad de desplazamiento de la superestructura en esta dirección debido a los topes antisísmicos considerada como hipótesis de comportamiento.

Ilustración 66: Modelación de apoyos de neopreno y topes antisísmicos. Fijación dirección U2 (dirección transversal).

## 5.7 MODELACIÓN DE CONEXIÓN DE ESTRIBOS Y PILA CON SUBESTRUCTURA.

### 5.7.1 SECCIÓN DE ESTRIBOS

Para la modelación de Estribos se utilizó la opción “*Bridge Abutment Data*” donde se especificó que la superestructura que está conformada por las Vigas Longitudinales, apoya directamente en los estribos a través de una Viga Cabezal de Estribo, conectados ambos mediante apoyos de neopreno.

**Bridge Abutment Data**

Bridge Abutment Name:  Units:

Girder Support Condition

Integral

Connect to Girder Bottom Only

Substructure Type

Foundation Spring

Continuous Beam (Continuously Supported)

Section Property:

Beam Length:

Foundation Spring

Foundation Spring Property:

Note: When substructure type is grade beam, foundation spring property represents a line spring.

Ilustración 67: Modelación de estribos.

**Bridge Bent Data**

Bridge Bent Name:  Units:

Girder Support Condition

Integral

Connect to Girder Bottom Only

Bent Data

Cap Beam Length:

Number of Columns:

Cap Beam Section:

Bent Type

Single Bearing Line (Continuous Superstructure)

Double Bearing Line (Discontinuous Superstructure)

Ilustración 68: Modelación de apoyos en sección de estribos.

Bridge Bent Column Data

Bridge Bent Name: Estribo

Units: Kgf, m, C

Modify/Show Properties: Frame Section Properties... Foundation Spring Properties...

Column	Section	Distance	Height	Angle	Base Support
1	ESTRIBO	5,35	5,56	0,	Fixed

**Notes:**

1. The distance is measured from the left end of the cap beam to the center of the column.
2. The column height is measured from the midheight of the cap beam to the bottom of the column.
3. The column angle is measured in degrees counterclockwise from a line parallel to the bent to the column local 2 axis.

Moment Releases at Top of Column

Column	R1 Release	R2 Release	R3 Release	R1 Stiffness	R2 Stiffness	R3 Stiffness
1	Fixed	Fixed	Fixed			

OK Cancel

Ilustración 69: Ubicación del eje central de estribos..

### 5.7.2 SECCIÓN DE PILA CENTRAL

La modelación de la sección de apoyo intermedia, donde se encuentra la Pila, se puede observar en la figura siguiente.

Bridge Bent Data

Bridge Bent Name: Pila

Units: Kgf, m, C

Bent Data

Cap Beam Length: 10,7

Number of Columns: 1

Cap Beam Section: + Viga Cab PILA

Modify/Show Column Data...

Bent Type

Single Bearing Line (Continuous Superstructure)

Double Bearing Line (Discontinuous Superstructure)

Girder Support Condition Before Bent

Integral

Connect to Girder Bottom Only

Location of Bearing Line Before Bent

Distance from Bent to Bearing Line: 0,35

Girder Support Condition After Bent

Integral

Connect to Girder Bottom Only

Location of Bearing Line After Bent

Distance from Bent to Bearing Line: 0,35

OK Cancel

Ilustración 70: Modelación de apoyo intermedio en superestructura.

Allí se observa que se especificó una longitud de la viga cabezal de 10,7 m y 1 pila. Se consideró una línea doble de apoyos, es decir, que se considera una superestructura

discontinua por lo que ambos tramos se encuentran simplemente apoyados en esta sección. Se especificó la condición de apoyo de las vigas longitudinales, hacia un lado y hacia el otro de la sección de apoyo, como simplemente apoyadas con una distancia al eje de la viga cabezal de 0,35 m hacia cada lado.

Las condiciones específicas de modelación de la pila con respecto a la sección total, se pueden observar en la siguiente figura.

Bridge Bent Column Data

Bridge Bent Name: Pila

Modify/Show Properties: Frame Section Properties... Foundation Spring Properties...

Units: Kgf, m, C

Column	Section	Distance	Height	Angle	Base Support
1	PILA	5,35	5,56	0,	Fixed

**Notes:**

1. The distance is measured from the left end of the cap beam to the center of the column.
2. The column height is measured from the midheight of the cap beam to the bottom of the column.
3. The column angle is measured in degrees counterclockwise from a line parallel to the bent to the column local 2 axis.

Column	R1 Release	R2 Release	R3 Release	R1 Stiffness	R2 Stiffness	R3 Stiffness
1	Fixed	Fixed	Fixed			

OK Cancel

Ilustración 71: modelación de pila.

Se observa que se especificó la ubicación de la pila respecto a la longitud de la viga cabezal, una altura de 5,56m, considerada como la suma de la altura desde la fundación hasta el eje de la viga cabezal y empotrada en ambos extremos.

## 5.8 DEFINICIÓN DE “BRIDGE-OBJECT”

A continuación, debe realizarse la unión de todos los componentes del puente ya modelados, en la opción “Bridge Object” del programa utilizado. Es en esta etapa donde se definen:

- Las luces de los tramos del puente.
- Las características del tablero en cada tramo de luz.
- Los estribos.

- Se asignan las secciones intermedias de apoyo.
- Se asignan las vigas transversales, definidas como diafragmas.

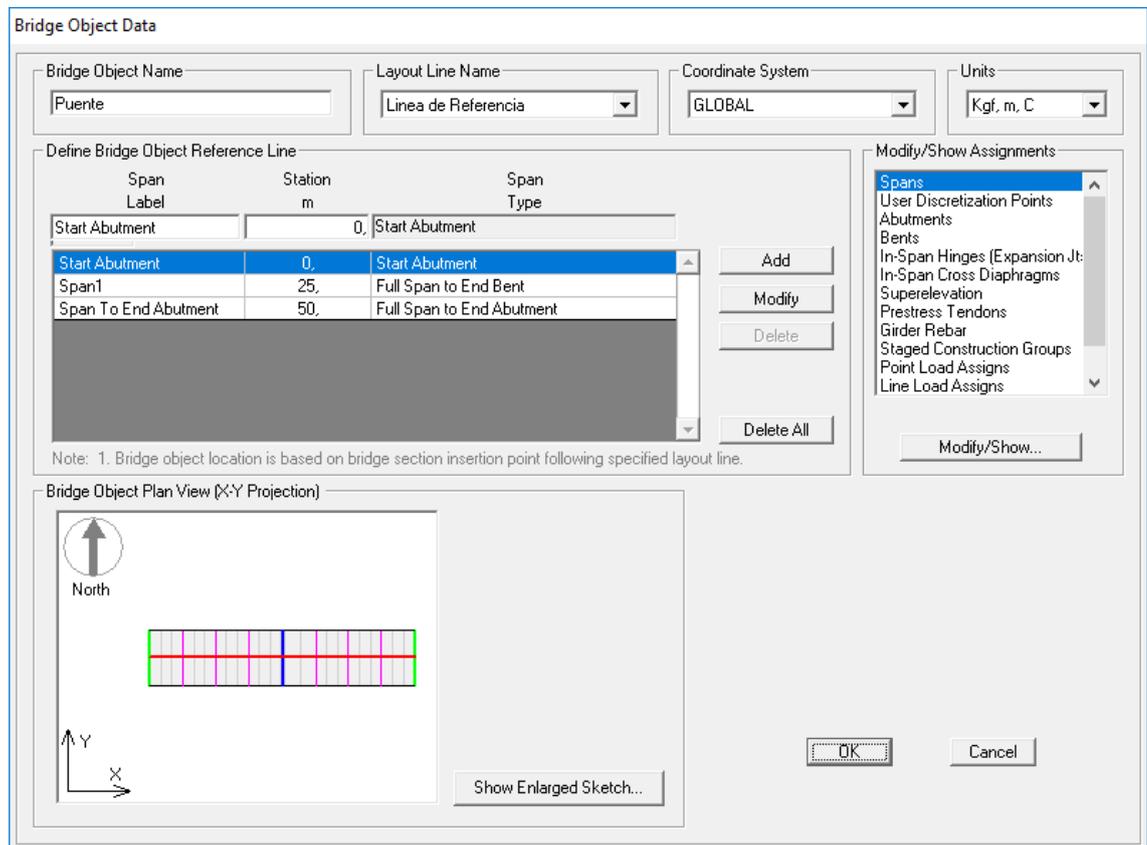


Ilustración 72: Definición de "Bridge Object".

En la figura se observa que se asignó el nombre al "Bridge Object" de Puente y se asignó el eje del mismo en "Línea de Referencia" creado anteriormente. Sobre este eje se asignan las ubicaciones de los estribos (verde), vigas transversales (violeta) y secciones de apoyo intermedias (azul), como se puede observar en la vista de planta.

Es importante remarcar que se definió la cota del punto de acción de los apoyos de Neopreno y la del borde de la Viga Cabezal de la sección de apoyo intermedio. La primera cota se definió como de -1.465 m respecto del eje del puente que se encuentra en la cota 0,00 y pasa por el centro de gravedad del tablero. Para la segunda cota se asignó -1.53 m respetando lo que dicen los planos. En la figura siguiente se observa cómo se asignaron estas cotas, y la disposición de Vigas Transversales a ambos lados de la sección de apoyo.

Ilustración 73: Cotas de viga central en pila y puntos de apoyo en neoprenos.

A continuación, se precedió a integrar al modelo del Puente, ambos Estribos, de la misma forma que ya se caracterizó anteriormente la sección intermedia que corresponde a la Pila.

Ilustración 74: Cotas en viga cabezal de sección estribos y punto de apoyo del neopreno.

Por último, se asignó la distribución de las Vigas Transversales en ambos tramos del puente, se las define como diafragmas.

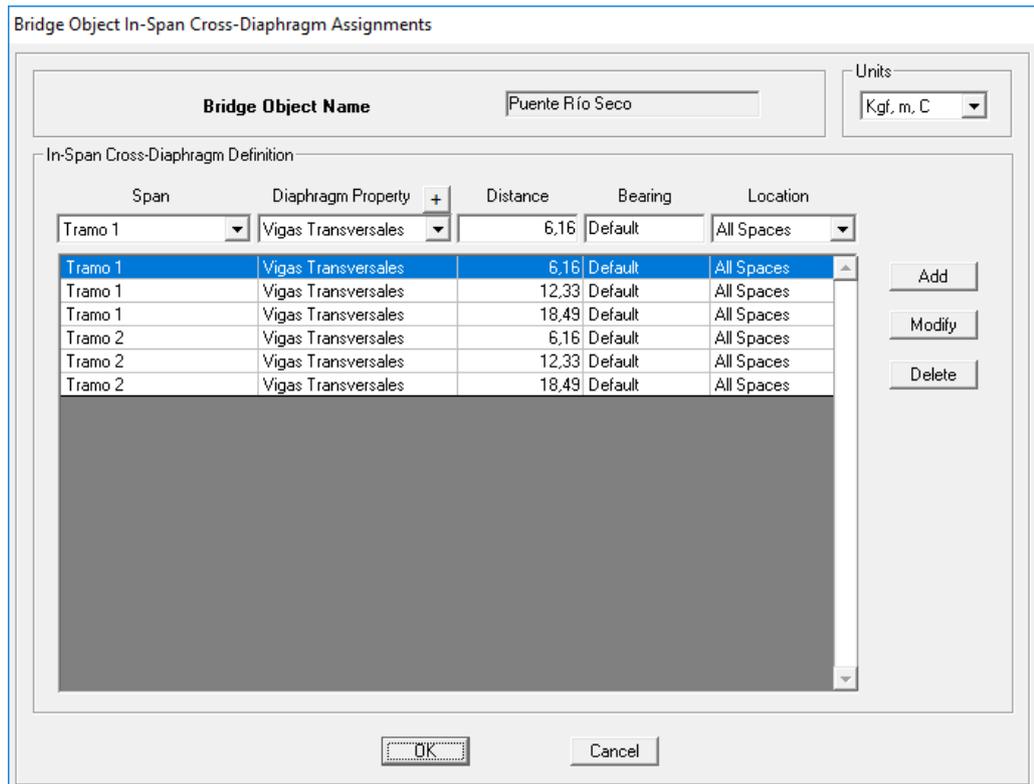


Ilustración 75: Definición de vigas transversales.

Una vez especificados estos parámetros se debe ensamblar el modelo y asignar un tipo de modelo para la superestructura. En el caso del ejemplo se asignó un modelo del tipo “Shell” como se observa en la siguiente figura.

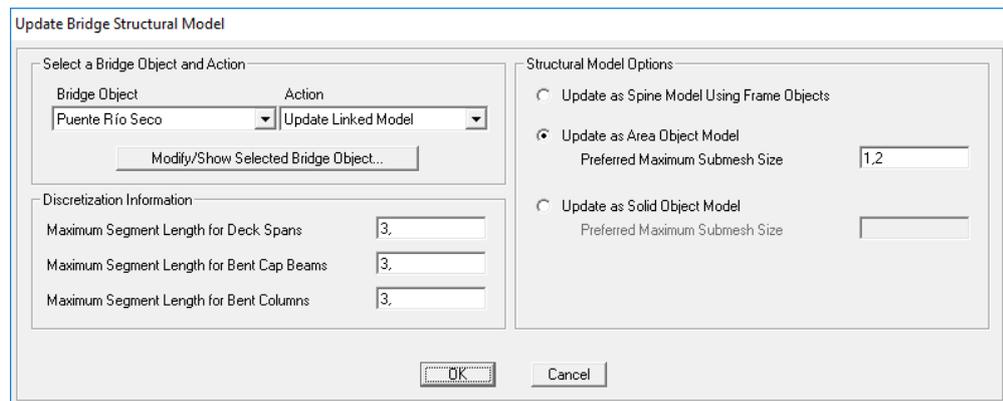
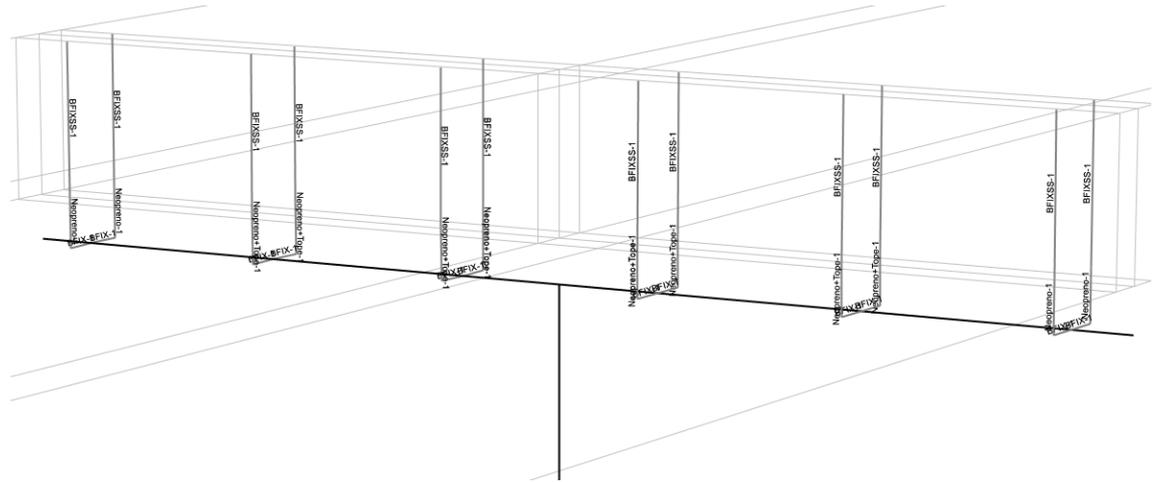


Ilustración 76: Ensamble del modelo y elección del tipo estructural a modelar.

Ensamblado el modelo se procedió a realizarle modificaciones, los apoyos de neopreno intermedios fueron modificados para considerarlos tope antisísmicos asignándoles la propiedad de elemento link “Neopreno+Tope”.



*Ilustración 77: Modelación de vinculación de superestructura y subestructura en pila.*

La sección intermedia de apoyo se resolvió como se observa en la figura. Existen cuatro tipos de elementos “links” BFIXSS-1, BFIX-1, Neopreno-1 y Neopreno+Tope1. Los dos últimos son los mencionados anteriormente como Neopreno y Neopreno+Tope. BFIXSS-1 representa la vinculación de las vigas longitudinales con el tablero y con los apoyos de neopreno. El punto de acción de este vínculo se encuentra en el tablero por lo que tiene propiedades de rigidez infinita en todas las direcciones de desplazamiento y rotación como se observa en la figura siguiente. El elemento “Link” BFIX- 1, es un elemento auxiliar que permite considerar la excentricidad de los apoyos de neopreno respecto al eje de la viga cabezal, por lo que se le asigna las mismas propiedades de rigidez de los elementos BFIXSS-1.

**Link/Support Property Data**

Link/Support Type: Linear

Property Name: BFIXSS-1 Set Default Name

Property Notes Modify/Show...

**Total Mass and Weight**

Mass: 0. Rotational Inertia 1: 0.

Weight: 0. Rotational Inertia 2: 0.

Rotational Inertia 3: 0.

**Factors For Line, Area and Solid Springs**

Property is Defined for This Length In a Line Spring: 1.

Property is Defined for This Area In Area and Solid Springs: 1.

**Directional Properties**

Direction	Fixed	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input checked="" type="checkbox"/>	<span>Modify/Show for All...</span>
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input checked="" type="checkbox"/>	
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input checked="" type="checkbox"/>	
<input checked="" type="checkbox"/> R1	<input checked="" type="checkbox"/>	
<input checked="" type="checkbox"/> R2	<input checked="" type="checkbox"/>	
<input checked="" type="checkbox"/> R3	<input checked="" type="checkbox"/>	

Fix All Clear All

**P-Delta Parameters**

Advanced...

OK

Cancel

Ilustración 78: Propiedades del vínculo BFIXSS-1

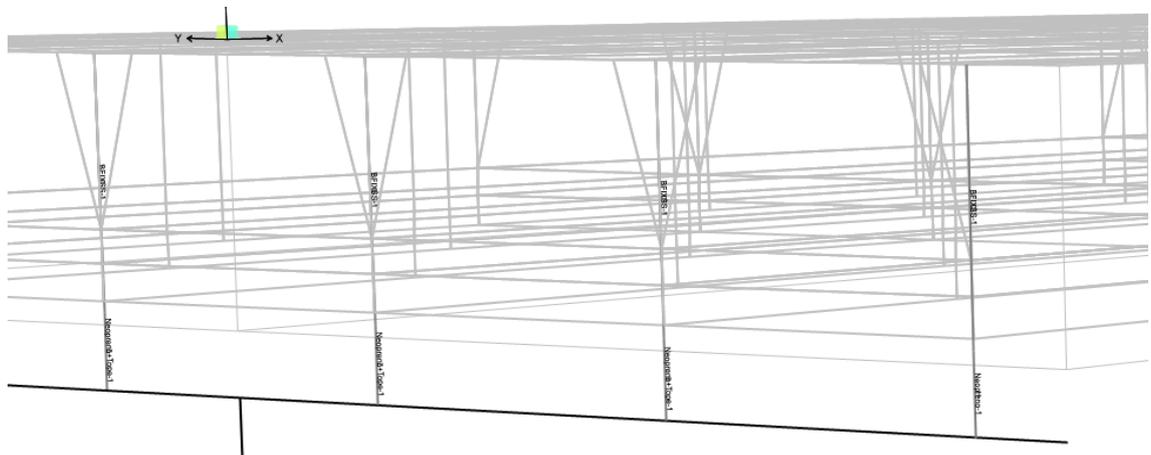
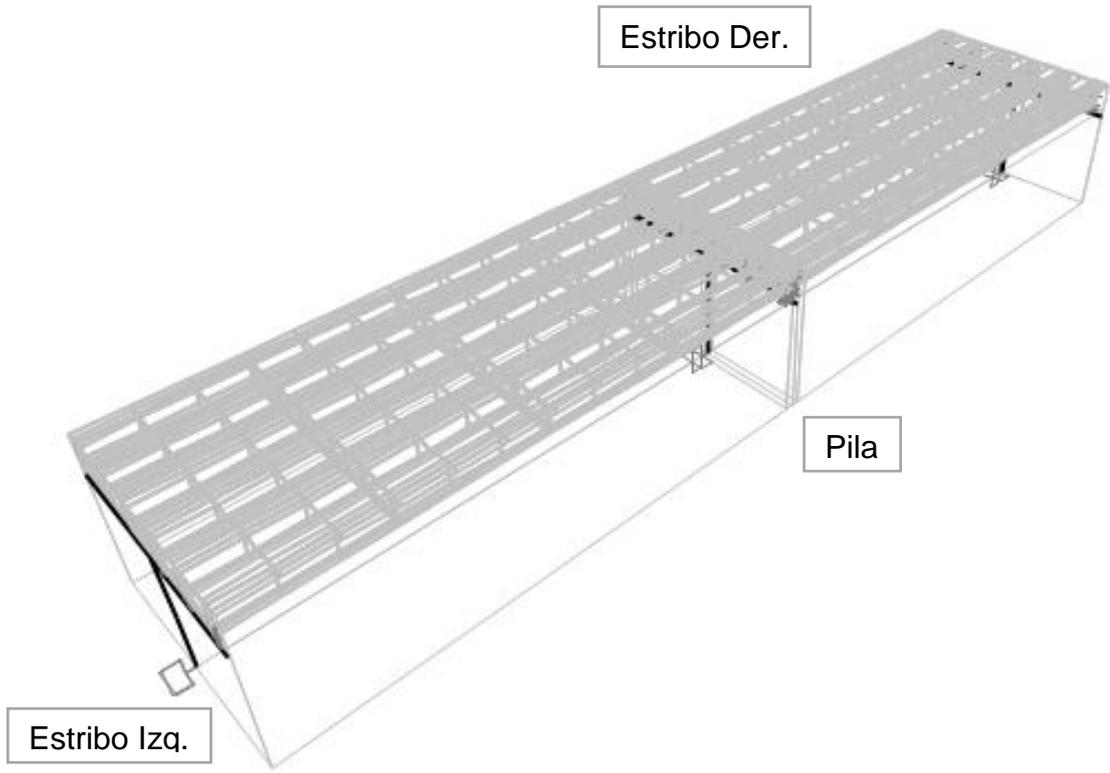
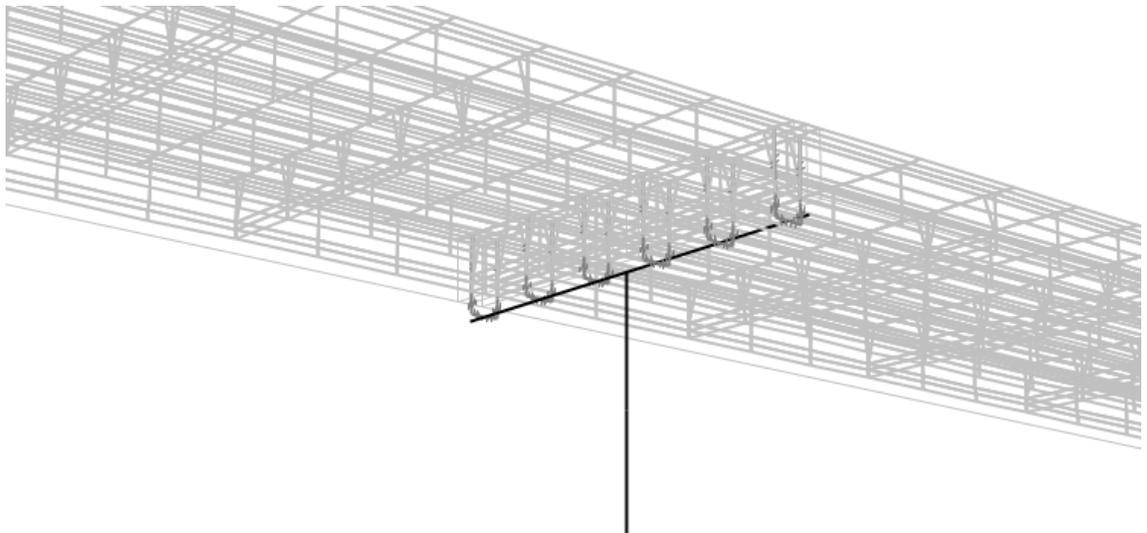


Ilustración 79: Modelación de superestructura y subestructura en estribos.

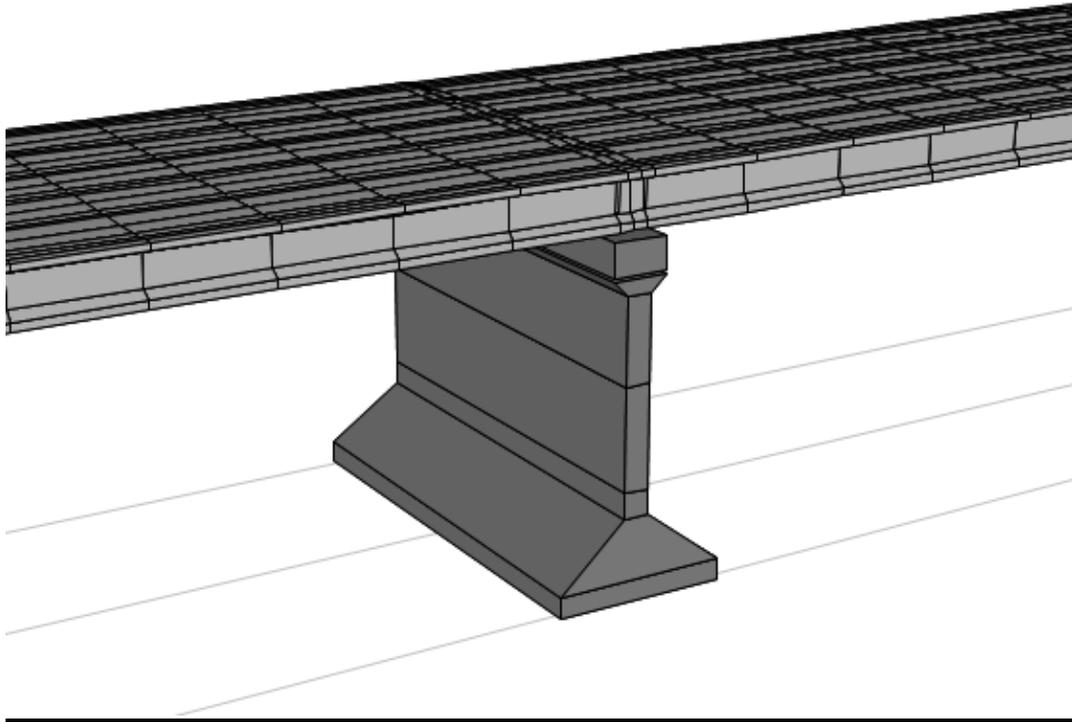
A continuación, se puede observar la modelación 3D resultante.



*Ilustración 80: Vista en perspectiva.*



*Ilustración 81: Vista simplificada del modelo con elementos Link, Shell, Frame.*



*Ilustración 82: Modelo extruido, pila completa.*

## **5.9 ESTADOS DE CARGA A APLICAR**

### **5.9.1 CARGA GRAVITATORIA Y ACCIÓN SÍSMICA**

Ahora, pasaremos a describir los estados de carga que debemos aplicar, en este caso nos referiremos a las cargas gravitatorias y las acciones producto del sismo. Las cargas gravitatorias se obtienen automáticamente de la modelación de todos los elementos, a los cuales se les asignó un material, donde se incluye el peso específico y sus dimensiones. Pero restaría sumar la carga gravitatoria de la carpeta de desgaste y de las barandas. Por cuestiones de simplicidad del modelo se desprecian las cargas gravitatorias debido al peso de las barandas y se aplica una carga de  $415 \text{ kg/m}^2$  en los elementos Shell de Calzada para considerar el peso propio de la carpeta de desgaste considerando una carpeta de concreto asfáltico de  $110 \text{ kg/m}^3$ .

Para las acciones sísmicas se modeló el espectro de pseudoaceleración para los cuatros sismos (Frecuente, Ocasional, Raro y Muy Raro) según la metodología descrita en el punto 5.3.

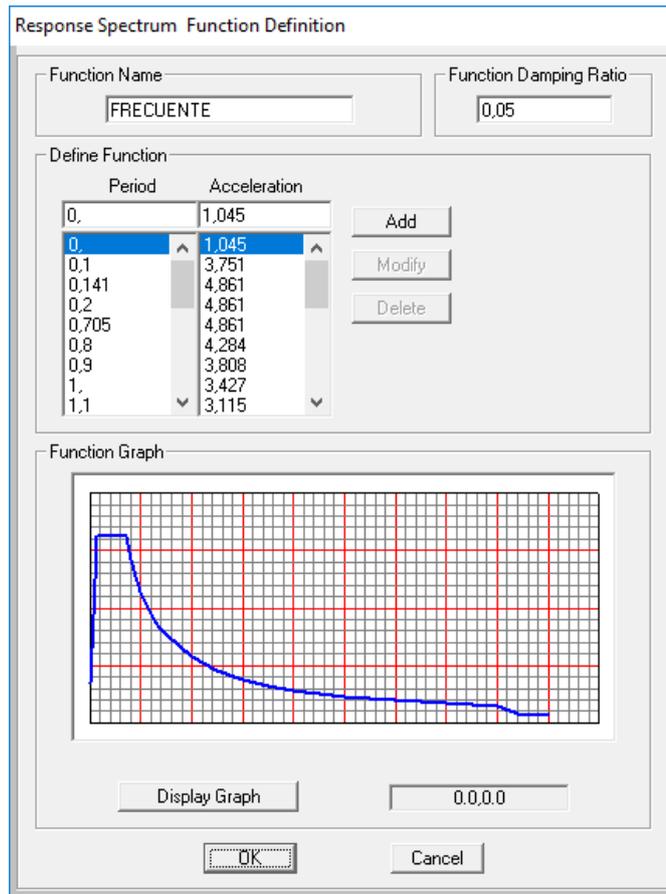


Ilustración 83: Introducción de espectros de pseudoaceleraciones.

### 5.9.2 ESTADO DE CARGA “DEAD”

Con el estado de carga “DEAD”, hacemos referencia a las cargas del peso propio de la estructura; el análisis, es hecho para el estado elástico, es decir con sección no fisurada.

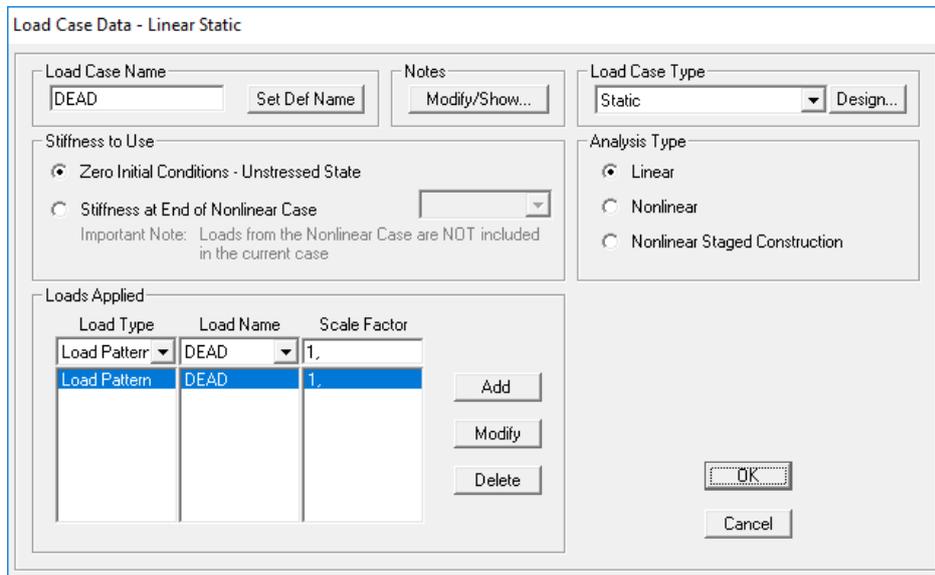


Ilustración 84: Estado de carga "DEAD".

### 5.9.3 ESTADO DE CARGA “MODAL”

Con este estado, el programa realiza el análisis según el método de Superposición Modal Espectral, con el cual es posible obtener las formas modales y los periodos de la estructura. Se trabajó con 12 Modos solicitados. Ubicándose en el ANEXO III las planillas con el resultado de los mismos.

Ilustración 85: Estado de carga "Modal".

### 5.9.4 ESTADO DE CARGA PERMANENTE “\_DEAD” PARA SECCIÓN FISURADA

Con el estado de carga “\_DEAD” trabajamos con las cargas del peso propio, pero con la sección fisurada de la pila, que es el elemento a analizar puesto que tiene la mayor probabilidad de falla. Al salir del campo elástico la sección se fisura, disminuyendo su momento de inercia, por la cual la respuesta estructural no será la misma. Por esto, mediante modificaciones de las propiedades de la sección, consideraremos estos cambios.

El programa de cálculo CSI Bridge, permite realizar una aproximación bilineal del diagrama Momento-Curvatura (equiparando las superficies por arriba y por abajo entre la curva y la idealización) y obtiene así el momento de inercia efectivo  $I_e$ . Haciendo la relación entre el momento de inercia sin fisurar  $I_g$ , e  $I_e$ , obtenemos unos coeficientes con los cuales alteramos las propiedades para hacer la adaptación.

Al cargar el estado, es importante señalar también que se trabaja con el análisis del tipo “Construcción por Etapas” de una sola etapa, donde se agrega la estructura, la carga muerta y las modificaciones de las propiedades de la pila.

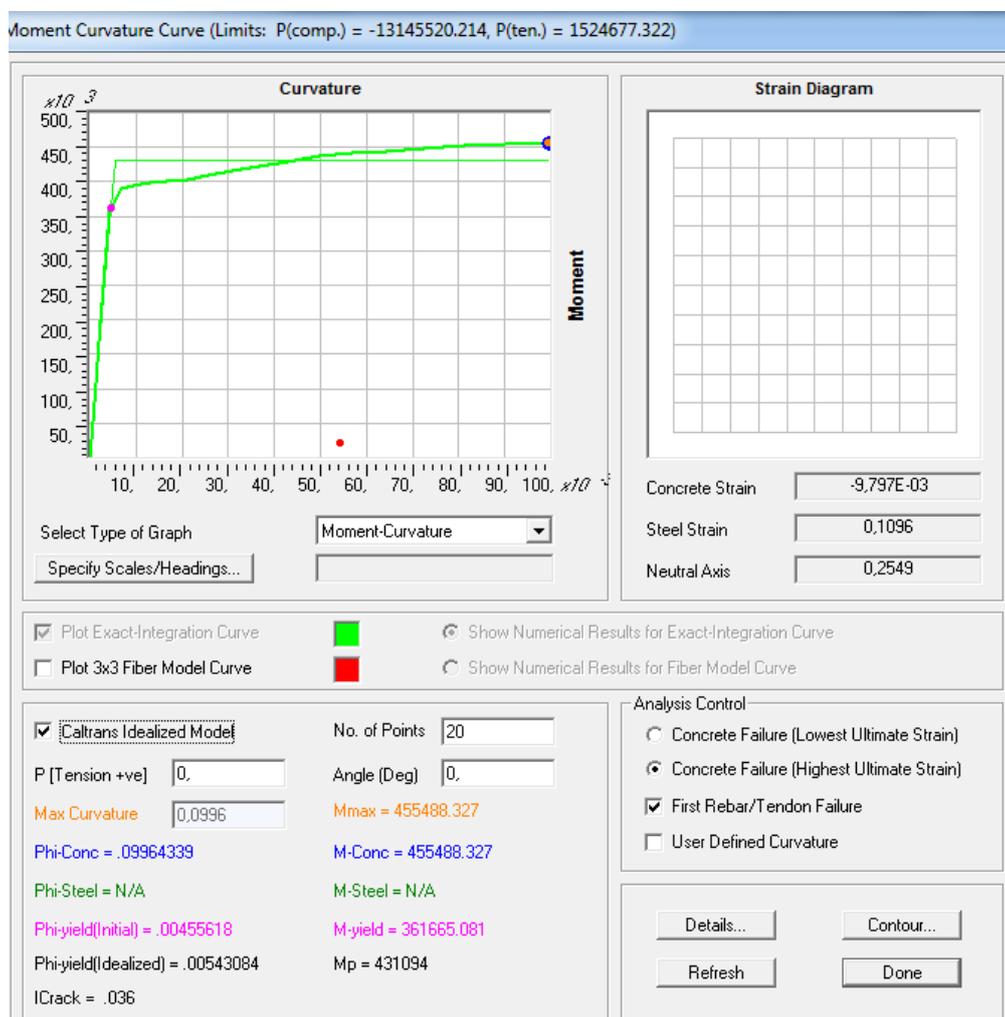


Ilustración 86: Diagrama momento-curvatura idealizado para la sección de la pila.

$$I_{e3-3} = 0,036m^4 \quad \& \quad I_{e2-2} = 8,778m^4$$

De las propiedades estáticas de la sección, obtenemos los momentos de inercia para la sección sin fisuras:

$$I_{3-3} = 0,1926 m^4 \quad \& \quad I_{2-2} = 61,2522m^4$$

Con estos valores y la siguiente relación  $\frac{I_e}{I_g}$ , modificamos las propiedades de la sección de manera de considerar el agrietamiento.

$$\frac{I_{e3-3}}{I_{g2-2}} = \frac{0,036}{0,1926} = 0,187$$

$$\frac{I_{e2-2}}{I_{g3-3}} = \frac{8,778}{61,2522} = 0,143$$

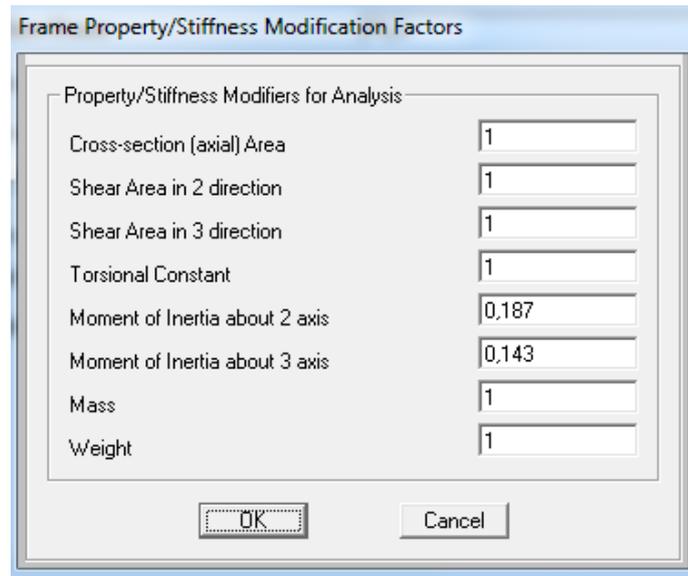


Ilustración 87: Modificación de propiedades de elementos "Frame".

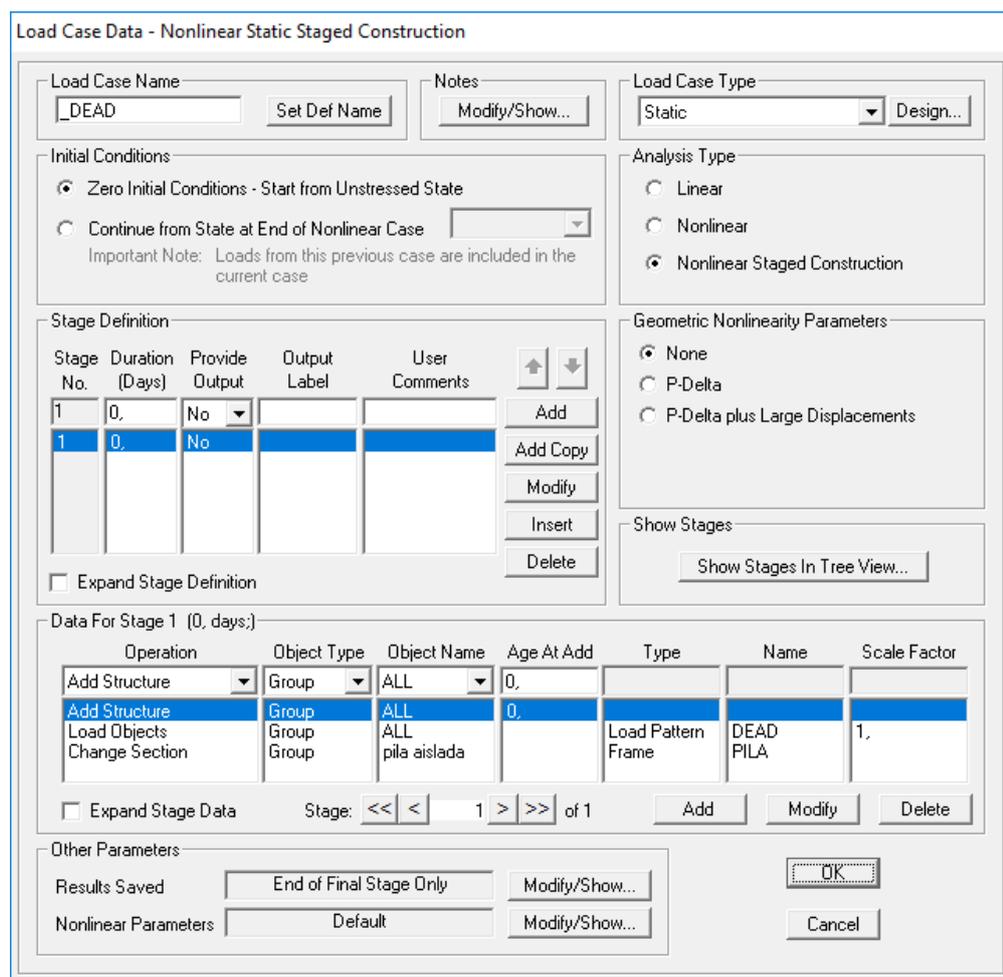


Ilustración 88: Definición de estado de carga "\_DEAD".

### 5.9.5. ESTADO DE CARGA “\_MODAL” PARA SECCIÓN FISURADA

Seguidamente se define el estado de carga “\_MODAL” el cual nos permitirá realizar un análisis modal, pero con la sección fisurada, anteriormente calculada y con la utilización del estado “\_DEAD”.

Ilustración 89: Definición de estado de carga "\_MODAL".

### 5.9.6. ESTADOS DE CARGA ESPECTRALES

Para la definición de los estados de carga Espectrales en la dirección X, se utilizan los espectros definidos anteriormente en la dirección U1, que representa la dirección longitudinal del puente. Se especifica también que se utilicen los modos obtenidos del estado de carga “\_MODAL”.

Se procede a realizar la definición de los estados Espectrales Frecuente, Ocasional, Raro y Muy Raro.

The screenshot shows the 'Load Case Data - Response Spectrum' dialog box. The 'Load Case Name' is 'Sx Frecuente'. The 'Load Case Type' is 'Response Spectrum'. Under 'Modal Combination', 'CQC' is selected with 'GMC f1' set to 1.0 and 'GMC f2' set to 0.0. The 'Periodic + Rigid Type' is 'SRSS'. Under 'Directional Combination', 'SRSS' is selected. The 'Modal Load Case' is set to '\_MODAL'. The 'Loads Applied' table contains one entry: 'Accel' for 'U1' with 'FRECUENTE' function and a 'Scale Factor' of 1.0. 'Modal Damping' is set to 'Constant at 0,05'.

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	FRECUENTE	1.

Ilustración 90: Estado de carga espectral Sx Frecuente.

En el caso de los estados de carga Espectrales en la dirección Y, se procede de igual forma que para el estado Espectral en el eje X, pero se especifica la dirección U2, que representa la dirección transversal al eje del puente.

The screenshot shows the 'Load Case Data - Response Spectrum' dialog box for 'Sy Frecuente'. The 'Load Case Name' is 'Sy Frecuente'. The 'Load Case Type' is 'Response Spectrum'. Under 'Modal Combination', 'CQC' is selected with 'GMC f1' set to 1.0 and 'GMC f2' set to 0.0. The 'Periodic + Rigid Type' is 'SRSS'. Under 'Directional Combination', 'SRSS' is selected. The 'Modal Load Case' is set to '\_MODAL'. The 'Loads Applied' table contains one entry: 'Accel' for 'U2' with 'FRECUENTE' function and a 'Scale Factor' of 1.0. 'Modal Damping' is set to 'Constant at 0,05'.

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U2	FRECUENTE	1.

Ilustración 91: Estado de carga espectral Sy Frecuente.

Para finalizar, al designar los estados de carga Espectrales combinados XY, se utiliza la mayor de las combinaciones siguientes,  $SismoU1 \pm 0.3 \times SismoU2$  ó  $SismoU2 \pm 0.3 \times SismoU1$ , como especifica el reglamento INPRES CIRSOC 103-2013. El programa discrimina automáticamente esta exigencia.

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: Sxy Frecuente [Set Def Name] Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Response Spectrum [Design...]

Modal Combination:

- CQC GMC f1: 1, GMC f2: 0, Periodic + Rigid Type: SRSS
- SRSS
- Absolute
- GMC
- NRC 10 Percent
- Double Sum

Directional Combination:

- SRSS
- CQC3
- Absolute Scale Factor: 0.3

Modal Load Case: Use Modes from this Modal Load Case: \_MODAL

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	FRECUENTE	1,
Accel	U1	FRECUENTE	1,
Accel	U2	FRECUENTE	1,

[Add] [Modify] [Delete]

Show Advanced Load Parameters

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Ilustración 92: Estado de carga espectral Sxy Frecuente.

## **ANEXO IV**

### **RESULTADO DEL ANÁLISIS MODAL**

Modos y Coeficientes de Participación Modal en los desplazamiento totales														
Estado de Carga	Modo	Periodo	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
MODAL	1	0,79	0,93	0	0,00	0,93	0	0,00	0	0,00	0,00	0	0,00	0,00
MODAL	2	0,18	0	0,16	0,00	0,93	0,16	0,00	0,45	0,00	0,12	0,45	0,00	0,12
MODAL	3	0,08	0,00	0,00	0,00	0,93	0,16	0,00	0,00	0,00	0,05	0,45	0,00	0,16
MODAL	4	0,07	0,03	0,00	0,00	0,96	0,16	0,00	0,00	0,03	0,00	0,45	0,03	0,16
MODAL	5	0,06	0,00	0,71	0,00	0,96	0,88	0,00	0,35	0,00	0,51	0,79	0,03	0,67
MODAL	6	0,05	0,00	0,00	0,82	0,96	0,88	0,82	0,00	0,58	0,00	0,79	0,62	0,67
MODAL	7	0,04	0,00	0,00	0,01	0,96	0,88	0,83	0,00	0,00	0,00	0,79	0,62	0,67
MODAL	8	0,04	0,04	0,00	0,00	1,00	0,88	0,83	0,00	0,00	0,00	0,79	0,62	0,67
MODAL	9	0,04	0,00	0,00	0,00	1,00	0,88	0,83	0,00	0,14	0,00	0,79	0,76	0,67
MODAL	10	0,04	0,00	0,00	0,00	1,00	0,88	0,83	0,00	0,00	0,22	0,79	0,76	0,89
MODAL	11	0,03	0	0,05	0,00	1,00	0,93	0,83	0,02	0,00	0,04	0,82	0,76	0,92
MODAL	12	0,03	0	0,01	0,00	1,00	0,94	0,83	0,00	0,00	0,01	0,82	0,76	0,93
_MODAL	1	0,85	0,94	0	0,00	0,94	0	0,00	0	0,00	0,00	0	0,00	0,00
_MODAL	2	0,13	0	0,37	0,00	0,94	0,37	0,00	0,21	0,00	0,27	0,213	0,00	0,27
_MODAL	3	0,07	0,00	0,00	0,00	0,94	0,37	0,00	0,00	0,00	0,05	0,213	0,00	0,33
_MODAL	4	0,07	0,02	0,00	0,00	0,96	0,37	0,00	0,00	0,03	0,00	0,213	0,03	0,33
_MODAL	5	0,05	0,00	0,55	0,00	0,96	0,92	0,00	0,59	0,00	0,40	0,806	0,03	0,73
_MODAL	6	0,04	0,00	0,00	0,52	0,96	0,92	0,52	0,00	0,38	0,00	0,806	0,41	0,73
_MODAL	7	0,04	0,00	0,00	0,25	0,96	0,92	0,77	0,00	0,19	0,00	0,806	0,60	0,73
_MODAL	8	0,04	0,04	0,00	0,00	1,00	0,92	0,77	0,00	0,00	0,00	0,806	0,60	0,73
_MODAL	9	0,04	0,00	0,00	0,00	1,00	0,92	0,77	0,00	0,13	0,00	0,806	0,73	0,73
_MODAL	10	0,04	0,00	0,00	0,00	1,00	0,92	0,77	0,00	0,00	0,19	0,806	0,73	0,92
_MODAL	11	0,03	0,00	0,02	0,00	1,00	0,94	0,77	0,00	0,00	0,02	0,806	0,73	0,94
_MODAL	12	0,03	0	0,01	0,00	1,00	0,95	0,77	0,06	0,00	0,01	0,861	0,73	0,94

Ilustración 93: Modos y coeficientes de participación de cada uno de los doce modos del Met. de Superposición Modal Espectral, tanto para secciones de las pilas sin fisurar (MODAL) y fisurada (\_MODAL.)



## **ANEXO V**

### **APOYOS DE NEOPRENO**

## Respecto de los apoyos de Neopreno

Son apoyos elásticos, formados por placas de Neopreno (material elastómero) intercaladas con láminas de acero de 3mm de espesor (ASTM A36). El neopreno se fabrica en durezas 50, 60 y 70 Shore A, siendo en este caso la de dureza 60.

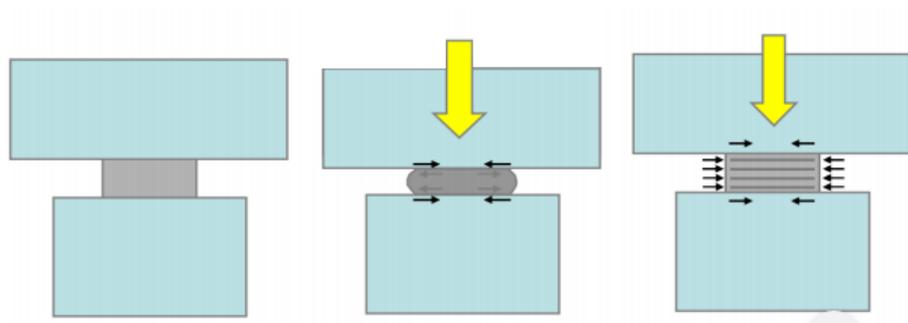
Las fuerzas estáticas y dinámicas de la superestructura deben ser equilibradas por la capacidad de estos apoyos, que deben mantener su forma y posición.

Los apoyos, deben permitir la expansión y rotación de la superestructura. Deben tener gran capacidad de distorsión y rigidez ante cargas verticales.



*Ilustración 94: Vista de deformación de apoyo de Neopreno.*

Como sabemos, las cargas a soportar son: cargas muertas, fuerzas producidas por cargas móviles (frenado), por cambios de temperaturas y por sismo.



*Ilustración 95: Funcionamiento de apoyo de neopreno.*

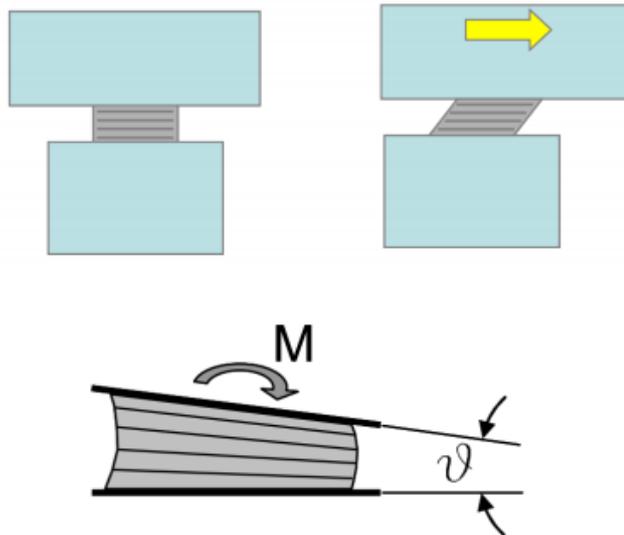


Ilustración 96: Funcionamiento de apoyo de neopreno.

## CARACTERÍSTICAS DE LOS APOYOS DE NEOPRENO

A continuación se detalla la información necesaria para realizar la modelación de los apoyos de neopreno del ejemplo desarrollado.

### Modelación Apoyos de Neopreno

$e_{total} = 0,03 \text{ m}$

Número de placas de acero= 3

Dimensiones en Planta

$a = 0,15 \text{ m}$

$b = 0,15 \text{ m}$

### Determinación de Propiedades

$G = 1,1 \text{ Mpa}$  (Módulo de Corte, ASHOO 1996)

$N = 500 \text{ KN}$  (Carga Gravitatoria)

$\mu_d = 0,4$  ( Coeficiente de fricción s/CALTRANS)

$F_{fricción} = 200 \text{ KN}$

$K_{apoyo} = 4400 \text{ KN/m}$  (Rigidez del Apoyo)

$A = 0,023 \text{ m}^2$

$h_{rt} = 0,03 \text{ m}$

$\mu_y = 0,045 \text{ m}$  (Desplazamiento Fluencia del Apoyo)

## **ANEXO VI**

### **TEORÍA COMPLEMENTARIA DE TABIQUES**

## MUROS ESTRUCTURALES o TABIQUES

Se utiliza el término muro estructural de concreto o tabique, para referirse a aquellos elementos estructurales dispuestos en planos verticales, cuya sección horizontal presenta una dimensión considerablemente mayor que la otra, los cuales deberán resistir las fuerzas inducidas por las aceleraciones sísmicas. Considerando las solicitaciones sísmicas, en La República Argentina se ha adoptado para estos elementos la designación de “Tabiques Sismorresistentes de Hormigón Armado”.

Los tabiques bien diseñados y detallados ofrecen varias ventajas para su uso en zonas sísmicas:

- Poseen una mayor rigidez que la de marcos de concreto reforzado.
- Dada su alta rigidez, exhiben un comportamiento adecuado ante sismos moderados.
- Poseen una buena capacidad de deformación (ductilidad) que les permite resistir sismos intensos.

Los tabiques deben diseñarse para resistir la variación del cortante en la altura (que es máximo en la base), del momento (que produce compresión en un extremo y tensión en el extremo opuesto), así como también las cargas gravitacionales que producen compresión en el muro.

Es común que la resistencia a flexión de estos muros sea tan alta que es difícil desarrollarla sin que fallen por corte antes.

## CLASIFICACIÓN DE TABIQUES

Según su comportamiento, los tabiques se pueden dividir en:

- Tabiques de cortante, en los cuales el corte controla las deflexiones y la resistencia.
- Tabiques de flexión, en los que la flexión controla las deflexiones y la resistencia.
- Tabiques dúctiles (muro estructural “especial”) que poseen buenas características de disipación de energía ante cargas cíclicas reversibles.

Según la relación entre la altura total  $h_w$  del tabique y su longitud  $l_w$ , puede establecerse otra clasificación que considera las diferencias de comportamiento:

- Tabique Esbelto: Cuando la altura total es mayor o igual que el doble de la longitud.

$$h_w \geq 3l_w$$

- Tabique Bajo o Robusto: aquel con una relación de aspecto  $h_w/l_w$  menor o igual que dos.

$$h_w < 3l_w$$

## TABIQUE BAJO O ROBUSTO

De acuerdo a su comportamiento se les puede clasificar en tres categorías:

- Tabiques elásticos: Es usual que la resistencia de muros bajos sea tan alta que respondan en el intervalo elástico ante sismos intensos. La mayoría de los tabiques pertenece a este tipo.
- Tabiques de Giro Rígido (“Rocking”): Es el caso de los tabiques que resisten la mayor parte de la carga lateral aunque soportan una carga vertical relativamente baja. En este caso la capacidad del muro está limitada por la resistencia al vuelco. Si la cimentación se diseña para este tipo de comportamiento el muro permanece elástico.
- Tabiques dúctiles: En algunas ocasiones no es posible diseñar la cimentación de manera que los muros permanezcan en el intervalo elástico. Entonces es necesario diseñar los muros para que exhiban un comportamiento inelástico limitado.

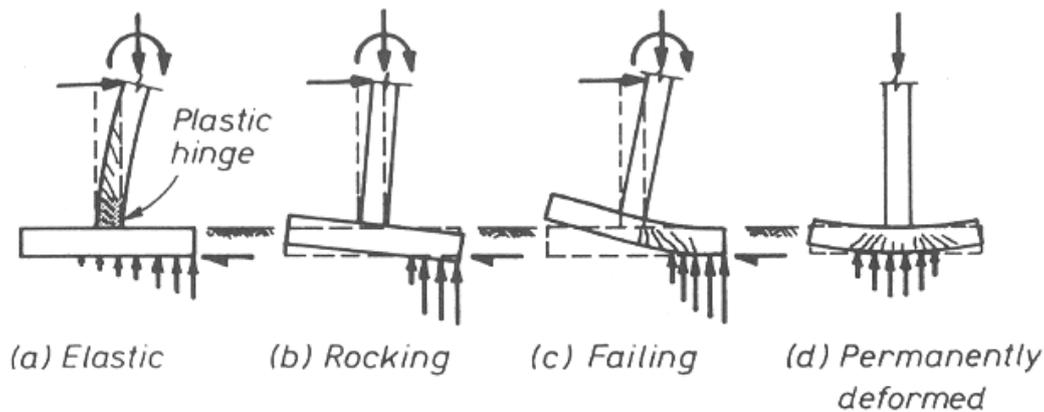


Ilustración 97: Categorías de tabiques bajos según su comportamiento.

Es común que la resistencia a flexión de estos tabiques sea tan alta que es difícil desarrollarla sin que fallen por corte antes. Es importante notar que este tipo de falla puede aceptarse si las demandas de ductilidad (desplazamiento) son mucho menores que las requeridas para tabiques esbeltos o acoplados. Estos tabiques deben identificarse como tabiques con ductilidad restringida.

## RESISTENCIA A LA FLEXIÓN

Para resistir el momento flexionante, usualmente es suficiente colocar refuerzo vertical mínimo distribuido uniformemente. El principal problema es cómo resistir la fuerza cortante. Al igual que para los tabiques esbeltos, la distribución uniforme del acero vertical ayuda a resistir el deslizamiento por cortante mediante los mecanismos de cortante-fricción y acción de dovela de las varillas.

## RESISTENCIA AL CORTANTE

En los primeros ensayos ante carga lateral realizados en tabiques bajos, se aplicó la fuerza concentrada en las esquinas de los tableros. Los tabiques robustos, cargados de esta manera, pueden resistir cargas importantes debido a la formación de un puntal de compresión interno. Sin embargo, los tabiques robustos son generalmente cargados mediante cargas puntuales transmitidas por los diafragmas de piso en cada nivel. En estos casos el mecanismo resistente de puntales de compresión no es tan eficiente como en el caso de carga concentrada.

Al igual que en los tabiques esbeltos, es indispensable la colocación de refuerzo horizontal para resistir parte del cortante. Sin embargo, también es necesario colocar refuerzo vertical para tomar el cortante. Si observamos la figura, es claro que, para equilibrar el componente vertical del puntal a compresión, es necesario un tensor, es decir, refuerzo vertical. Se concluye que el cortante solamente se puede resistir si se coloca refuerzo vertical, será igual a 0,25% como para el caso de tabiques esbeltos.

En la ilustración 98 se presentan esquemáticamente los modos de falla por cortante de muros robustos. Se produce una falla por tensión diagonal (a) cuando el refuerzo horizontal es insuficiente para controlar la grieta. La resistencia a tensión diagonal depende de cómo se aplica la fuerza cortante. Así, si se puede distribuir la fuerza a lo largo del muro, el agrietamiento por tensión diagonal no será sinónimo de falla (b).

Si el esfuerzo cortante es elevado y el refuerzo horizontal es adecuado, el concreto puede aplastarse bajo la compresión diagonal (c). Este caso es típico en muros con patines con una resistencia a la flexión elevada. A menudo, el aplastamiento puede extenderse sobre la longitud del muro (d). La falla por compresión diagonal conduce a una rápida pérdida de resistencia y debe evitarse cuando se diseñen los muros. Los reglamentos de construcción limitan el esfuerzo cortante máximo que se puede aplicar para asegurar que la falla por compresión no disminuya la ductilidad disponible.

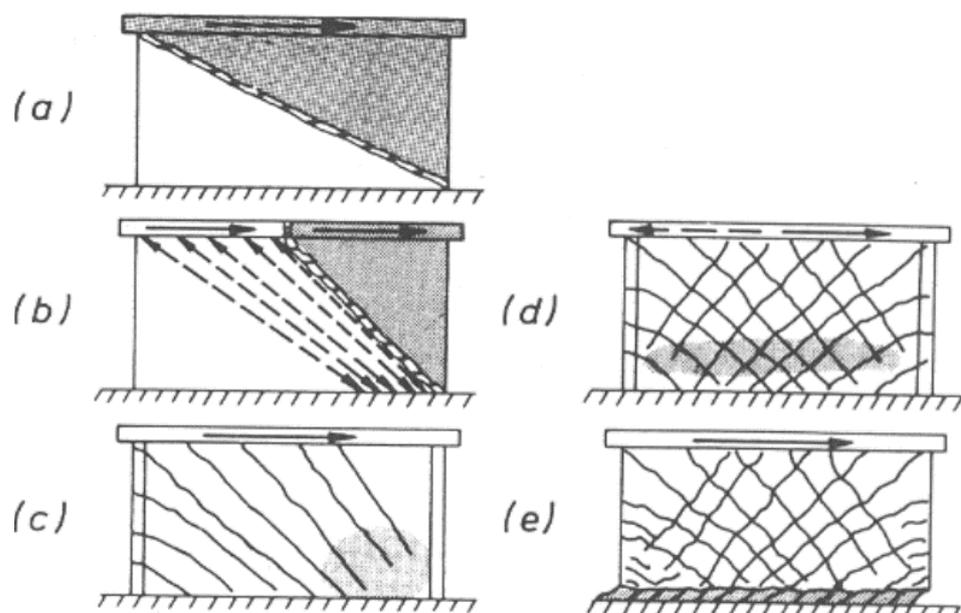


Ilustración 98: Modos de falla de corte en tabiques bajos.

Como se mencionó arriba, las fallas por compresión o tensión diagonales se evitan si se limita el esfuerzo cortante nominal y si se coloca refuerzo horizontal. Por tanto, las deformaciones inelásticas (fluencia) ocurrirán en el refuerzo vertical. Después de algunos ciclos de carga, es posible que ocurra un deslizamiento de la base. Este fenómeno reduce la resistencia y la rigidez, la última particularmente a bajos niveles de desplazamiento, lo que trae como consecuencia una disminución en la energía disipada. Debido a este desplazamiento, la fuerza de compresión en la zona a compresión de la flexión, se transmite a través de superficies no uniformes de la grieta. Esto conduce a un mayor deterioro que se manifiesta en aplastamiento y desprendimiento del concreto. El daño en el concreto, a su vez reduce la adherencia del acero vertical y la rigidez de la acción de dovela. Eventualmente el principal mecanismo resistente será el pliego del refuerzo vertical.

### CONTROL DE DESLIZAMIENTO POR CORTANTE

Ensayos en tabiques han indicado los efectos negativos que desplazamientos por corte excesivos producen en la respuesta histerética. También han evidenciado el mejoramiento del comportamiento cuando se coloca refuerzo diagonal que cruza el plano de deslizamiento para reducirlo y para resistir el cortante de deslizamiento. En las figuras 15a y 15b (Ilustración 99) se representan las respuestas histeréticas de un tabique bajo que falló por deslizamiento sobre la base. La respuesta de la figura 15c (Ilustración 99) corresponde a un tabique con refuerzo diagonal (Ilustración 100) diseñado por resistir el

30% del cortante de deslizamiento; es notable el cambio en las curvas. Para controlar el desplazamiento en la base se ha propuesto que el 50% del cortante sea resistido por acero diagonal y el resto por acción de dovela. Para este último se ha propuesto que sea igual a 0,25 veces la resistencia a tensión del refuerzo vertical.

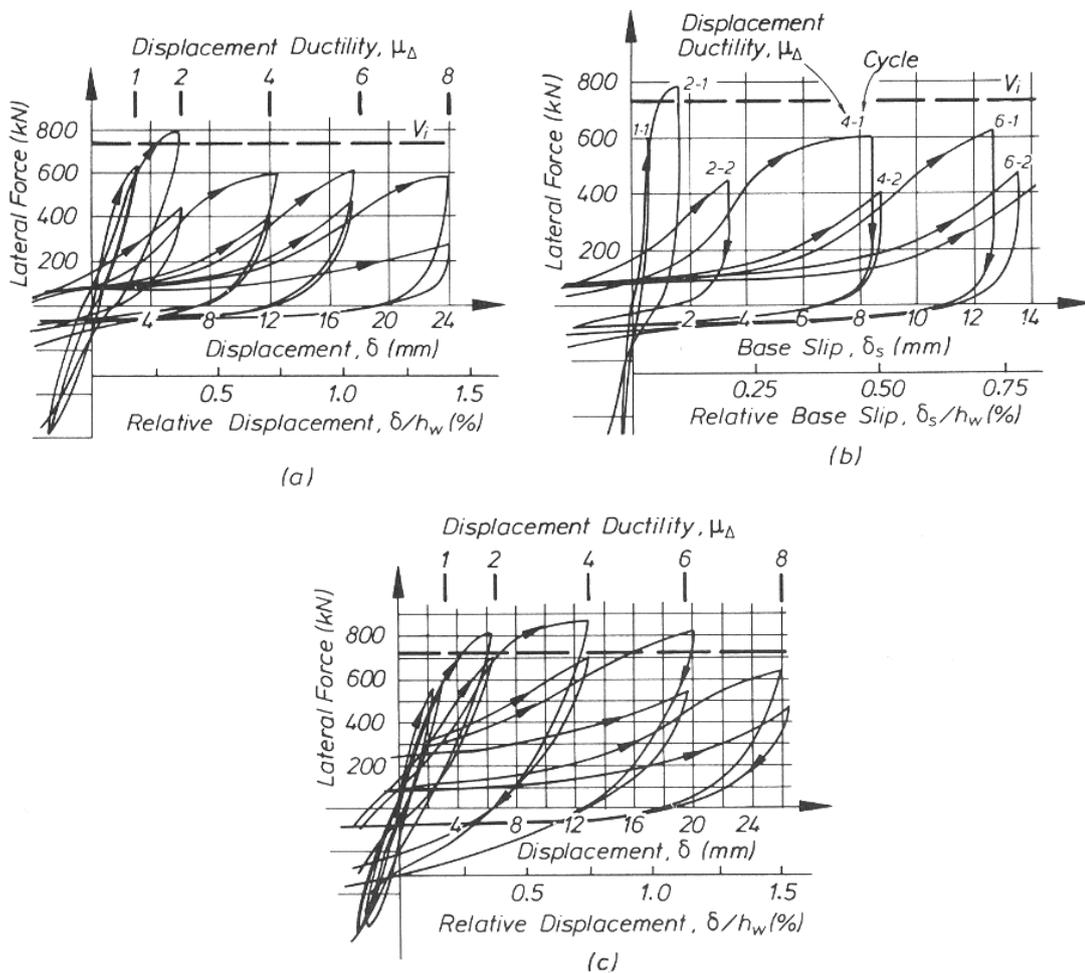


Ilustración 99: Respuesta histerética de tabiques bajos con alas controlados por deslizamiento en la base.

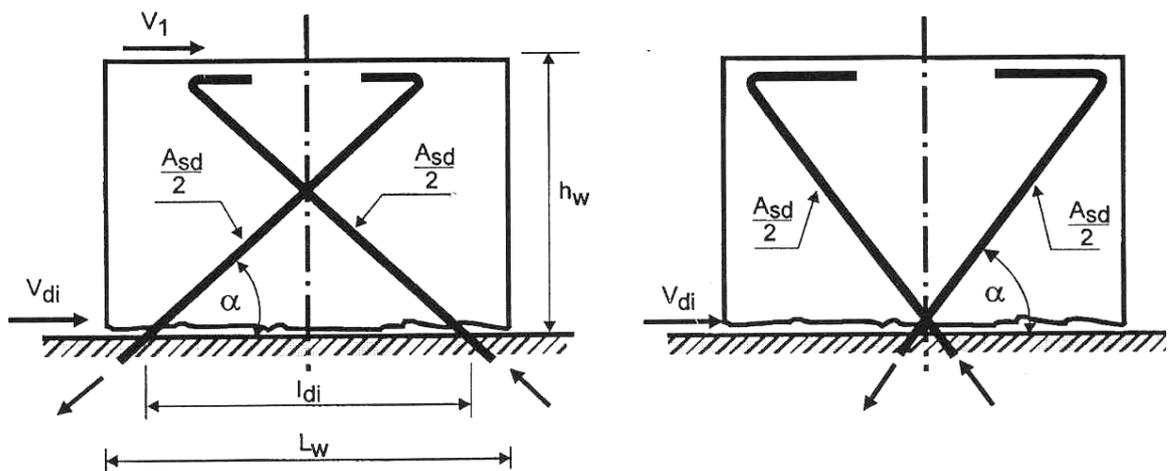


Ilustración 100: Disposición de refuerzo diagonal en tabique sismorresistente bajo.

## **CONTROL DE LA TENSION DIAGONAL**

Para resistir la fuerza de tensión diagonal se debe colocar refuerzo horizontal que equilibre el cortante que actúa sobre un plano de falla supuesto con una inclinación a 45°. Si existe acero diagonal se deberá considerar el comportamiento horizontal de la resistencia.