

EVALUACIÓN SÍSMICA PARA PUENTES CONTINUOS EN COLOMBIA
APLICANDO EL MÉTODO NO-LINEAL ESTÁTICO “PUSHOVER”. CASO DE
ESTUDIO “PUENTE GÓMEZ ORTIZ”

EDWIN GIOVANNY CARRILLO GARCÍA
JOHN JAVIER VILLABONA RUEDA

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICOMECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA

2015

EVALUACIÓN SÍSMICA PARA PUENTES CONTINUOS EN COLOMBIA
APLICANDO EL MÉTODO NO-LINEAL ESTÁTICO “PUSHOVER”. CASO DE
ESTUDIO “PUENTE GÓMEZ ORTIZ”

EDWIN GIOVANNY CARRILLO GARCÍA
JOHN JAVIER VILLABONA RUEDA

Trabajo de Grado para optar al título de
INGENIERO CIVIL

Director

RICARDO ALFREDO CRUZ HERNÁNDEZ
Ingeniero Civil, PhD.

Codirector

JOSÉ MIGUEL BENJUMEA ROYERO
Ingeniero Civil, MSc.

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICOMECAÑICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA

2015

Dedico este triunfo a Dios, por darme la oportunidad de vivir, y mostrarme la luz cuando estaba en los momentos más difíciles.

A mis padres quienes creyeron siempre en mí, y me apoyaron en todo momento en mi crecimiento personal e intelectual, en cada una de las etapas de mi carrera.

A mi hermano Andrés, por motivarme y mostrarme la importancia de la investigación y profundización de nuevas tecnologías.

A Camila Peña, por su apoyo constante en la realización de mis sueños.

A mis compañeros y amigos, quienes me motivaron a ser mejor cada día, a luchar por mis sueños y alcanzarlos con excelencia.

A todos docentes de mi carrera, en especial, al profesor José Benjumea y el profesor Ricardo Cruz, quienes confiaron en mí para el desarrollo de este proyecto.

John Javier Villabona Rueda

*Agradezco a mis padres y hermanos,
quienes son mis pilares y esperanza en momentos de debilidad,
por su cariño, confianza y apoyo incondicional
pues sin ellos no hubiese sido posible alcanzar tan memorable triunfo.*

*A mi hermana Angela Paola, por su constante motivación ante cada meta que
trazamos
su filosofía e ideales de vida, pues son esas destrezas que nos hacen crecer
personal y profesionalmente.*

*A mis amigos, compañeros y familiares, con su particular e incomparable
compañía
en el transcurso de esta etapa de mi vida.*

*A nuestros profesores, José Benjumbeda y Ricardo Cruz
quienes con su guía durante este proceso de aprendizaje
hicieron posible el desarrollo de nuestra investigación.*

Edwin Giovanni Carrillo García.

CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN.....	16
1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA	18
2. MARCO TEÓRICO	20
2.1 NORMATIVA Y CONCEPTO DE DISEÑO POR CAPACIDAD	20
2.1.1 Código CCSDP-95.....	20
2.1.2 Concepto de diseño por Capacidad.....	23
2.1.3 Método no-lineal estático ó “Pushover”	24
2.1.4 Longitud de plastificación.....	26
2.1.5 Efectos P- Δ	27
2.2 ANÁLISIS PUSHOVER EN PUENTES CONTINUOS.....	28
2.2.1 Según tipo de Subestructura.....	28
2.2.1.1 Sección Transversal.....	29
2.2.1.2 Esbeltez	30

2.2.1.3 Monopila ó Multipila	31
2.2.2 Configuración longitudinal del puente y simetría.....	33
2.2.3 Efectos topográficos.....	35
2.2.4 ¿Cuándo es adecuado usar el Método Pushover?	37
2.3 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL ANÁLISIS PUSHOVER	37
3. APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA PUSHOVER	39
3.1 SUPERESTRUCTURA	39
3.2 SUBESTRUCTURA	39
3.3 PROPIEDADES MECÁNICAS DEL CONCRETO REFORZADO	40
3.3.1 Propiedades mecánicas del Acero de Refuerzo y Torones de Preesfuerzo .	41
3.3.2 Sección perfil transversal para Pilas	41
3.3.3 Diagramas Momento-Curvatura.....	42
3.3.4 Fuerza de empuje según metodología MIDAS Civil 2015.....	43
4. RESULTADOS.....	44
4.1 VARIACIÓN EN LA RESPUESTA AL APLICAR LOS EFECTOS P- Δ	44

4.2 VARIACIÓN EN LA RESPUESTA AL CAMBIAR PILA PARA LA CARGA.	46
4.3 COMPARACIÓN DE LOS MODELOS CONSTANTES Y DISCRETIZADO.....	47
5. CONCLUSIONES	48
CITAS.	51
BIBLIOGRAFÍA.....	56

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Ubicación del Puente Gómez Ortiz	18
Figura 2. Perfil longitudinal del puente “Gómez Ortiz”	19
Figura 3. Factor R basado en el método de desplazamientos iguales.....	21
Figura 4. Longitud de Plastificación.	27
Figura 5. Disposición general de la sección transversal sistema SDOF	31
Figura 6. Secciones transversales con refuerzo longitudinal y transversal.	39
Figura 7. Sección de un muro para el cálculo de las propiedades del concreto....	39
Figura 8. Modelo de secciones constantes y discretizada variables (MIDAS).	42
Figura 9. Curva idealización bilineal diagrama momento-curvatura sección 12....	43
Figura 10. Curvas Pushover en la Pila 3 dirección longitudinal sin efectos P- Δ ..	44
Figura 11. Curvas Pushover en la Pila 3 dirección transversal sin efectos P- Δ ..	44
Figura 12. Curvas Pushover en la Pila 3 dirección longitudinal con efectos P- Δ .	45
Figura 13. Curvas Pushover en la Pila 3 dirección transversal con efectos P- Δ .	45

Figura 14. Curvas Pushover en las Pilas 2, 3 y 4 dirección longitudinal con P- Δ .46

Figura 15. Curvas Pushover en las Pilas 2, 3 y 4 dirección transversal con P- Δ .46

Figura 16. Curvas Pushover Pila 3 dirección longitudinal discretizada con P- Δ .47

Figura 17. Curvas Pushover Pila 3 dirección transversal discretizada con P- Δ .47

LISTA DE ANEXOS

	Pág.
Anexo A. Información correspondiente a los planos del Puente Gómez Ortiz.....	58
Anexo B. Modelamiento de la estructura en MIDAS Civil 2015	79
Anexo C. Aplicación de la Metodología Pushover a la estructura.....	95

RESUMEN

Título: EVALUACIÓN SÍSMICA PARA PUENTES CONTINUOS EN COLOMBIA APLICANDO EL MÉTODO NO-LINEAL ESTÁTICO “PUSHOVER”. CASO DE ESTUDIO “PUENTE GÓMEZ ORTIZ”*

Autores: EDWIN GIOVANNY CARRILLO GARCIA
JOHN JAVIER VILLABONA RUEDA**

Palabras Clave: Pushover, Desempeño Estructural, Capacidad, Demanda, Análisis Estático No Lineal NSP, Idealización de diagrama Momento-Curvatura, Pilas huecas, Puente Continuo.

DESCRIPCIÓN:

Los puentes son estructuras de gran importancia para la conectividad de la red nacional de carreteras, donde actualmente el sector de transporte, juega un papel muy importante para la economía del país. La posibilidad de que existan daños significativos en los puentes sujetos a terremotos, lleva a la necesidad de una evaluación de los mismos, particularmente aquellos que han sido diseñados de acuerdo a códigos antiguos y se ha demostrado que esas estructuras son vulnerables. En Colombia, la gran mayoría de los puentes que fueron construidos en el último siglo, su diseño se basó en el Código Colombiano de Puentes de Diseños Sísmico de Puentes de 1995 (CCDSP-95), que es una traducción del código AASHTO de 1989. El artículo presenta una metodología que hoy por hoy, ha tomado un espacio en los códigos de diseño para estructuras sometidas a considerables sismo de diseño. Un análisis de la bibliografía existente relacionada con la metodología “Pushover”, es expuesto, para el diseño de puentes continuos y exhibe los parámetros para la aplicación de los métodos de análisis estático no lineal o análisis Pushover, tomados de las normas internacionales ATC40 y FEMA356. Posteriormente, con base en la información extractada, se analiza la respuesta de un puente viga-cajón, tipo pórtico, y subestructura variable. Se establece una metodología para modelar la subestructura, a través del programa de análisis estructural MIDAS CIVIL. Los resultados definieron un rango en el cual podría encontrarse la capacidad real del puente en estudio. Finalmente, se comparan los resultados de los modelos de pilas con sección transversal constante crítica (mínima), ponderada y máxima, con un modelo discretizado de pilas variables.

* Trabajo de Grado

** Facultad de Físico-Mecánicas, Director: PhD. Ricardo Alfredo Cruz Hernández.
Co-Director: José Miguel Benjumea Royero.

ABSTRACT

Title: SEISMIC EVALUATION PROCEDURE OF SPAN CONTINUOUS GIRDER BRIDGES IN COLOMBIA THROUGH “PUSHOVER” ANALISYS*

Author: EDWIN GIOVANNY CARRILLO GARCIA
JOHN JAVIER VILLABONA RUEDA**

Key Words: Pushover, Structural Performance, Capacity, Demand, NSP Nonlinear
Static Analysis, Idealization of Moment Curvature Curve, Hollow Piers, Continuous Bridge.

DESCRIPTION:

Bridges are structures with great importance for the connectivity of the national road network, where currently the transport sector has a very important role for the country's economy. The possibility that there are significant damages to the bridges subject to earthquakes leading to the necessity of an assessment of them, particularly those that designed according to old codes and it has been shown that these structures are vulnerable. In Colombia, the majority of the bridges were built in the last century, their design was based on the Colombian code of bridges in seismic design of bridges in 1995 (CCDSP-95), which is a translation of the 1989 AASHTO code. The article introduce a methodology that today has taken space in the design codes for structures subjected to considerable design earthquake. An analysis of the existing literature relating to the methodology "Pushover" is exposed for the design of continuous bridges and display parameters for the application of the methods of non-linear static analysis or Pushover analysis, taken from ATC40 and FEMA356 standards. Later, based on the extracted information, the response of the variable girder bridge, a frame system, is analyzed. , Through structural analysis program, MIDAS CIVIL, a methodology is established for modeling the substructure. The results defined a range in which could be the real capacity of the bridge in study. Finally, the constant cross section models: minimum, weighted and maximum pier were compared with a discretized cross section model of variable piers.

* Bachelor Thesis

** Faculty of Physicist-Mechanics, School of Civil Engineering, Director: PhD. Ricardo Alfredo Cruz Hernández. Co-Director: José Miguel Benjumea Royero.

INTRODUCCIÓN

Los puentes son estructuras de gran importancia para la conectividad de la red nacional de carreteras, donde actualmente el sector de transporte juega un papel muy importante para la economía del país. Los puentes, por lo tanto, deben soportar todas las posibles formas de solicitaciones, particularmente sismos, para mantener la conectividad de las vías. Sin embargo, en los últimos años, el daño producido por los terremotos ha evidenciado la importancia de chequear los desplazamientos de la estructuras del puente bajo solicitaciones sísmicas, ya que gran parte de los puentes existentes se diseñaron y construyeron en los años donde aún no había un código de diseño para puentes que respondiera a las actuales necesidades del diseño sísmico y constructivo, de manera que, éstos presentan ciertas inconsistencias que los hacen altamente vulnerables al daño frente a un evento.

Antes del sismo de 1989 en Loma Prieta, Estados Unidos, se diseñaban puentes usando un nivel de diseño sencillo. En aquel tiempo, el modelamiento se fundamentaba en la filosofía de diseño basado en fuerza y “no colapso”, como metodología de diseño. El método de fuerza estática equivalente fue usado para deducir el diseño de cargas sísmicas (AASHTO, 1989). Las cargas sísmicas eran determinadas usando combinaciones del estado del terreno, y una compilación de cuatro espectros de respuesta de aceleración, que dependían de la zona de ubicación del puente. Al mismo tiempo, las estructuras se analizaban usando el método elástico multimodal tridimensional con el espectro de respuesta dinámico. Los componentes estructurales fueron diseñados usando un factor Z , para reducir las fuerzas sísmicas y tener en cuenta la ductilidad y la disipación; pero estos valores Z no fueron proporcionados específicamente, por lo que era común remitirse a la normativa Caltrans que mencionaba los refuerzos de confinamiento transversales mínimos (Caltrans, 1990). Sin conocimiento de la demanda dúctil, la

capacidad dúctil requerida de la columna era cuestionable. En Colombia, la gran mayoría de puentes que fueron construidos en el último siglo se diseñaron basados en el Código Colombiano de Puentes de Diseño Sísmico de Puentes de 1995 (CCDSP-95), el cual es una traducción del código AASHTO de 1989.

Siguiendo la popularidad de la filosofía de diseño basada en el rendimiento en la ingeniería civil, con el fin de verificar los códigos actuales y reconocer las posibles deficiencias de los mismos, se hace necesario un estudio detallado del rendimiento de los puentes. [1]. El análisis monotónico no-lineal estático ó “Pushover”, se presenta como un método muy atractivo para evaluar la capacidad y el comportamiento sísmico de los puentes, permitiendo avanzar los estudios en la práctica de la ingeniería estructural. Mientras muchos estudios están disponibles tratando de la aplicación de los métodos pushover a estructuras de edificios, la situación es muy diferente cuando se trata de puentes [2]. Actualmente, las especificaciones de la AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) para cargas y factores de diseño LRFD (Load and Resistance Factor Design) aplicadas explícitamente para el diseño sísmico de puentes, sugieren un análisis pushover para puentes de categoría de diseño sísmico D (SDC D).

En este estudio, se utilizará un tipo de puente continuo colombiano de concreto pre-esforzado, sobre el cual se aplicará la metodología “PUSHOVER”. El puente usado como caso de estudio es de superestructura Viga-Cajón y subestructura de Pilas Huecas, construido por voladizos sucesivos, y fue diseñado usando el CCDSP-95. No se analiza el puente durante construcción. No se incluye la interacción suelo-estructura, por consiguiente, se asume empotramiento en pilas.

1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

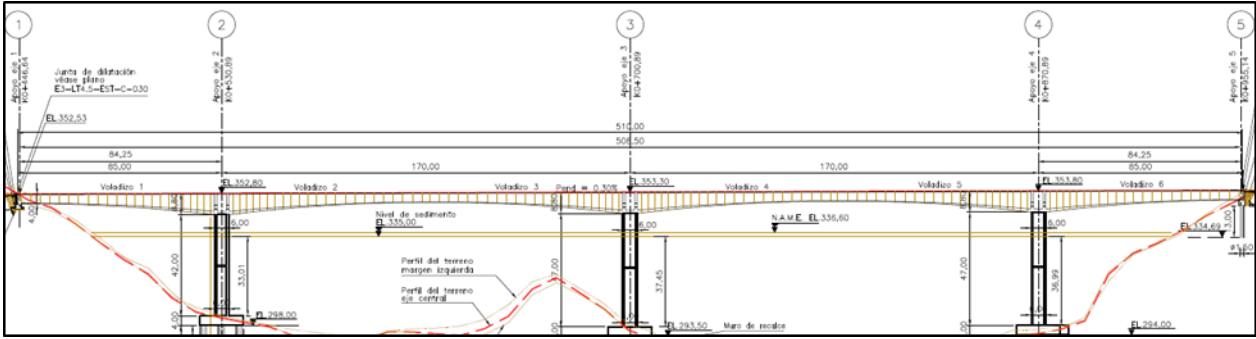
El nuevo puente “Gómez Ortiz”, se ubica sobre el cauce del río Sogamoso en la vía departamental que comunica a los municipios de Bucaramanga y Girón con Zapatoca, y hace parte del Programa de restitución de la infraestructura afectada por el proyecto Hidrosogamoso, construido para mantener la conexión entre estos municipios. Ver figura 1.

Figura 1. Ubicación del Puente Gómez Ortiz



Es un puente con vigas cajón continuo con una longitud de 510 metros, distribuido en dos vanos interiores de 170 m y dos vanos exteriores de 85 m, construido por voladizos sucesivos. El puente se encuentra apoyado monolíticamente a tres pilas huecas de diferente altura, 42 m, 47 m, 47 m. Ver figura 2.

Figura 2. Perfil longitudinal del puente “Gómez Ortiz”. ISAGEN



2. MARCO TEÓRICO

2.1 NORMATIVA Y CONCEPTO DE DISEÑO POR CAPACIDAD

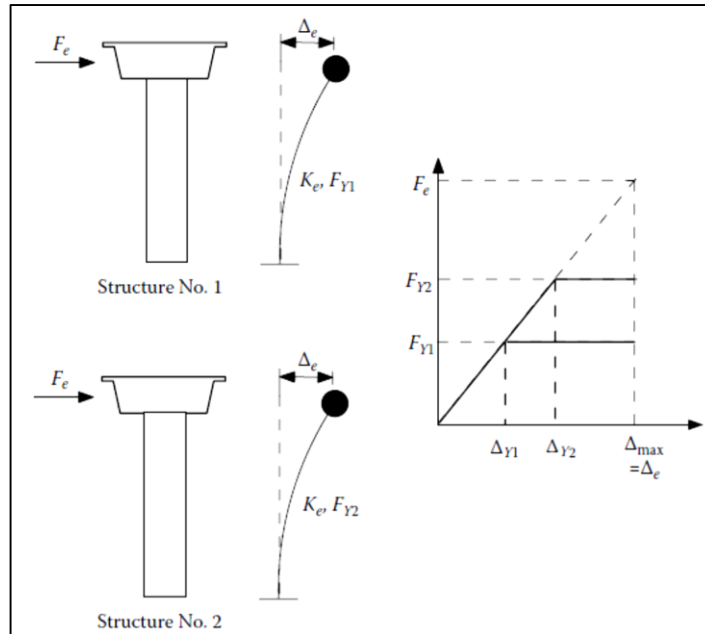
2.1.1 Código CCSDP-95. Los procedimientos de diseño basado en fuerza del Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes (CCSDP-95) fueron una traducción de la edición de AASHTO 1989. Estos procedimientos, en resumen, contenían las siguientes especificaciones:

1. Los métodos para evaluar el comportamiento de la estructura ante un sismo son: el Método de Fuerza Horizontal Equivalente, y el Análisis Espectro de Respuesta Elástico.
2. El diseño por espectro de aceleración, considera el tipo de suelo del sitio del puente, numerándolo de fuerte a muy suave.
3. En el cálculo de fuerzas en los miembros elásticos, se consideran dos componentes de fuerzas sísmicas horizontales.
4. Las fuerzas del miembro elástico en el análisis del espectro de respuesta son reducidas por un factor de modificación de respuesta, R , el cual principalmente representa la demanda dúctil de la columna con la consideración de la redundancia de la estructura.
5. Las especificaciones enfatizan el detalle dúctil de las columnas a través de un requisito mínimo de refuerzo trasversal.

El Código CCSDP-95 reconoce que una estructura bien diseñada debe tener suficiente ductilidad para ser capaz de deformarse inelásticamente respecto a las cargas impuestas por un terremoto, sin pérdida de la resistencia post-fluencia. Los factores R son usados en el código para estimar la demanda de deformación

inelástica sobre los miembros resistentes de un puente cuando está sujeto al sismo de diseño [3]. El concepto de Factor R está basado en el método aproximación de desplazamientos iguales [4], como lo ilustra la figura 3.

Figura 3. Factor R basado en el método de desplazamientos iguales. [3]



La aproximación de desplazamientos iguales asume que el máximo desplazamiento sísmico de un sistema elástico, es igual (o muy cercano a) al de un sistema inelástico, cuando se somete al mismo sismo de diseño. La figura 3 muestra dos estructuras con la misma rigidez lateral, K_e , pero con diferentes límites de fluencia lateral, F_{Y1} y F_{Y2} . Basados en la aproximación de desplazamientos iguales, la deformación inelástica, Δ_{max} , es igual a la deformación elástica de la fuerza elástica lateral, F_e . Entonces, la demanda dúctil de las estructuras 1 y 2 puede ser expresada en las ecuaciones 1 y 2:

$$\mu_1 = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{Y1}} = \frac{F_e}{F_{Y1}} = R_1 \quad (1)$$

$$\mu_2 = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{Y2}} = \frac{F_e}{F_{Y2}} = R_2 \quad (2)$$

De las ecuaciones 1 y 2, el factor de reducción de fuerza, R, representa la relación de la demanda de fuerza elástica con la demanda de fuerza inelástica. Basada en la aproximación de desplazamientos iguales, los factores de reducción de fuerza R_1 y R_2 también representan las demandas de ductilidad del miembro μ_1 y μ_2 , respectivamente.

Por tanto, controlar los desplazamientos en el rango elástico, hace que las estructuras se diseñen más rígidas y poco dúctiles [5]. Además, los factores de reducción de fuerza R, tienen sus inconvenientes, los cuales se mencionan a continuación:

1. *Independencia del periodo:* el Factor R debe ser es una función del periodo de vibración T de la estructura, la amortiguación estructural, el comportamiento histerético de la estructura, las condiciones del suelo en el sitio, y el nivel de deformación inelástico. A través de un análisis tiempo historia se demostró, que las condiciones del suelo en el sitio pueden tener un efecto significativo sobre el Factor R, particularmente en suelos muy blandos [6], donde la demanda dúctil es más grande que el factor fuerza- reducción para estructuras de periodos cortos, por lo tanto, la aproximación de desplazamientos iguales no es apropiada.
2. *Rigidez inicial miembro constante:* en la metodología de Factor R, la demanda dúctil de un miembro estructural está estimado por la aproximación de desplazamientos iguales, la cual asume una rigidez constante inicial, K_e . Usando

este enfoque, es asumido que la rigidez inicial del miembro es independiente de la resistencia del miembro, cuando, en realidad, es lo opuesto del caso.[7][23]

3. *El uso de las formas de los modos elástico para predecir la demanda inelástica:* En los códigos de diseños basados en fuerza, no se toma en cuenta la distribución inelástica de la rigidez del miembro en la respuesta inelástica máxima.
4. *Dificultad en predecir el rendimiento del puente bajo movimientos fuertes del suelo.* [3]

Después de la evaluación de daños del terremoto de 1989 en Loma Prieta, más los esfuerzos en la investigación, se proporcionaron recomendaciones de diseño sísmico fundamentales, y un cambio en el enfoque de diseño de Factores R basados en fuerza, a el planteamiento de diseño basado en desplazamientos. Desde ese entonces, los ingenieros en puentes [8] han enfrentado tres desafíos esenciales: Garantizar que los riesgos propuestos por un terremoto para una nueva construcción sean aceptables; identificar y corregir las condiciones de seguridad sísmica inaceptables en las estructuras existentes; y desarrollar y llevar a cabo rápido, eficaz, y económicamente, el mecanismo de rehabilitación, para recuperar la integridad estructural después de los terremotos perjudiciales [9].

2.1.2 Concepto de Diseño por Capacidad. Habitualmente, la filosofía de diseño “Columna Débil-Viga Fuerte” es usada para el diseño sísmico de puentes. En esta estrategia, las rótulas plásticas se espera que ocurran en las pilas, pero no en las vigas o fundaciones.

De una manera u otra, una columna que puede soportar una demanda dúctil alta, es dependiente de los detalles en el refuerzo, dentro y adyacente a las zonas de rotulas plásticas. Las pilas con núcleo confinado y suficiente acero anclado han sido

probadas para tener la capacidad dúctil necesaria. La capacidad sobrerresistente de la pilas es el resultado de la resistencia real del material, siendo más grande que la resistencia especificada mínima; el confinamiento del concreto; y el endurecimiento por deformación del acero de refuerzo.

Vale mencionar que el criterio de diseño a cortante del código CCSDP-95, solo asegura que la falla a cortante no ocurra antes del desarrollo de la rótula plástica, este no sigue el criterio de diseño de capacidad por cortante para pilas sujetas a una amplia demanda dúctil. La capacidad a cortante del concreto dentro de la región de desarrollo de la rótula plástica disminuye cuando la demanda dúctil aumenta, y por lo tanto, el criterio de diseño a cortante debería estar en función de demanda dúctil de la pila.

Para los puentes existentes no diseñados usando los principios de diseño de capacidad, el modelo de falla de la pila [3], podría ser una o la combinación de las siguientes: 1) Falla a compresión del concreto no confinado debido a la fractura del refuerzo transversal; 2) Falla a compresión del concreto confinado; 3) Falla a compresión debido al alabeo del refuerzo longitudinal; 4) Fractura a tensión longitudinal del acero de refuerzo; 5) Fatiga de bajo ciclo del acero longitudinal; 6) Falla en la zona de empalme; 7) Falla a cortante del miembro que restringe el comportamiento dúctil; 8) Falla de la conexión de la junta viga-pila.

2.1.3 Método no-lineal estático ó “Pushover”. El método no-lineal estático, “Pushover”, tiene relativamente una larga historia; sus fundamentos fueron expuestos en el trabajo de Freeman [10], y Fajfar & Fischinger [11]. Es una metodología para determinar la respuesta inelástica (fuerzas y deformaciones) de la estructura. Bajo esta metodología se calculan los valores máximos de cualquier respuesta del puente.

El análisis pushover considera el comportamiento no lineal de la pila, los efectos $P\Delta$ en la estructura, y la flexibilidad del sistema fundación-suelo. El método se resume básicamente a la imposición de una carga lateral horizontal o desplazamiento lateral, que incrementalmente es aplicada al centro de masa del puente (o apoyo individual), hasta que la capacidad de desplazamiento estructural sea alcanzada. Tiene como base dos conceptos primordiales: la capacidad y la demanda; la primera puede entenderse como una característica propia de la estructura que depende de factores como la geometría de sus elementos, la cantidad de refuerzo, las propiedades de los materiales como rigidez y ductilidad, entre otras; mientras que la demanda depende de un sismo en particular, representado mediante un acelerograma o un espectro (en el caso de un sismo de diseño) y hace referencia a las fuerzas y deformaciones impuestas por este. De manera que la demanda, a diferencia de la capacidad, no es un valor constante [12], pues depende del conjunto de fuerzas externas o aceleraciones a los que se somete la estructura. Para tal fin, se utiliza el formato ADRS (Acceleration Displacement Response Spectra) en el que se grafica la aceleración espectral S_a (eje y) y el desplazamiento espectral S_d (eje x) [13]. De manera que gráficamente puede observarse si la estructura está sobrediseñada para una determinada amenaza sísmica o, si por el contrario, es necesario variar sus propiedades mecánicas para garantizar un desempeño sísmico resistente satisfactorio.

En resumen, los pasos a seguir en el análisis son los siguientes:

- Determinación de las leyes constitutivas de los materiales lineales y no-lineales.
- Determinación del diagrama momento- curvatura ($M - \varphi$) para todas las secciones críticas por integración de las leyes de los materiales sobre el ancho de la sección.

- Determinación de los diagramas fuerza-desplazamiento de la pila por integración de los diagramas momentos curvatura en función de la altura de la pila. Esta curva es también llamada curva de capacidad de la pila.

2.1.4 Longitud de Plastificación. Según Urrego H. [14], la longitud de plastificación corresponde al tramo de elemento sometido a flexión donde se considera una longitud equivalente de la articulación plástica, generándose una rotación. En el proceso de carga, aparecen grietas a tracción las cuales tienden a ser paralelas entre sí, pero en esta zona de plastificación se observan grietas concéntricas formando un abanico alrededor de la esquina más comprimida del elemento. Las variables que influyen en la determinación de la longitud de plastificación son:

- 1) Nivel de Carga Axial;
- 2) gradiente de momento;
- 3) nivel de resistencia a cortante de la zona de articulación plástica;
- 4) Propiedades Mecánicas del refuerzo transversal y longitudinal;
- 5) Resistencia del Concreto;
- y 6) Nivel de confinamiento y su efectividad en la zona de articulación plástica.

Sungjin B y Oguzhan B. [15], estudiaron una nueva fórmula para hallar la longitud plástica (l_p), apoyados en observaciones experimentales históricas y análisis paramétricos a distintos especímenes variando el refuerzo longitudinal y transversal. Los resultados condujeron a una ecuación que estima la longitud de las rótulas plásticas para columnas que soportan amplios rangos de carga axial:

$$\frac{l_p}{h} = \left[0,3 \left(\frac{P}{P_o} \right) + 3 \left(\frac{A_s}{A_g} \right) - 0,1 \right] \left(\frac{L}{h} \right) + 0,25 \geq 0,25 \quad (3)$$

A_s = área de refuerzo a tensión.

A_g = área bruta de la sección de concreto.

h = profundidad total de la columna.

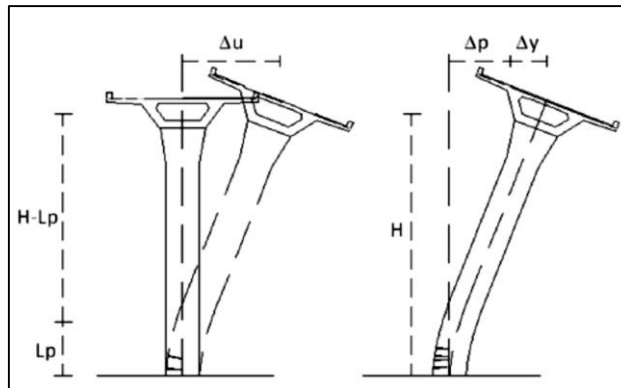
l_p = Longitud de la rótula plástica.

L = Distancia de la sección crítica a el punto de contraflexión.

P = Fuerza Axial Aplicada.

$$P_o = 0,85 * f'_c (A_g - A_s) + f_y A_s$$

Figura 4. Longitud de Plastificación [10].



2.1.5 Efectos P-Δ. Durante un movimiento sísmico fuerte, la superestructura, debido a su masa considerable, tiende a contener su estado inicial de reposo mientras la pila, siendo flexible, se mueve con el suelo. Esto causa una carga compresiva debido al peso de la masa superior (P), para volverse excéntrica por el desplazamientos producido al balanceo de la pila (Δ). Esta excentricidad produce un momento de volcamiento dado por PΔ (P multiplicado por Δ) y este efecto es terminológicamente conocido como el efecto P-Δ.

El momento de volcamiento P-Δ incrementa con el balanceo adicional, el cual, a su vez, también magnifica el momento de volcamiento en el siguiente instante e impone demandas dúctiles muy altas durante los sismos, las cuales no pueden ser adecuadamente atendidas en los valores prescritos de los factores de reducción de

respuesta R. La superestructura es casi la fuente de masa entera, mientras que la flexibilidad lateral es proporcionada por las pilas cuya masa es casi insignificante en comparación. En otras palabras, los efectos $P-\Delta$ serán considerables según el tamaño de la subestructura, y en la medida que se restringe el desplazamiento lateral.

2.2 ANÁLISIS PUSHOVER EN PUENTES CONTINUOS

Los puentes continuos de concreto se caracterizan por poseer una superestructura rígida y vigas apoyadas en tres o más pilas; admiten grandes luces, pero son muy sensibles a los asentos de las pilas. Los puentes continuos de concreto de tres, cuatro o cinco tramos, ya sea simplemente apoyados sobre sus pilares o forjando pórticos con ellos, se adaptan a la mayoría de los cruces de ríos y creces a desnivel.

Fue necesario hacer una compilación de la bibliografía de acuerdo con las configuraciones en la subestructura más frecuentes en Colombia, para conocer parámetros adicionales que se deben tener en cuenta a la hora de aplicar la metodología pushover para puentes continuos. A manera de exposición, se presentan a continuación.

2.2.1 Según tipo de Subestructura. El tipo de subestructura toma un papel muy importante a la hora de determinar la capacidad, ya que aporta al puente la mayor parte de la rigidez. Factores como la sección transversal de la pila (variable o constante), maciza o hueca, o si es monopila o múltipila (dos o más pilas) afectan la capacidad de la estructura.

2.2.1.1 Sección Transversal. Para el caso de una monopila, el caso más simple, uno de los factores que influyen en su comportamiento está dado por la sección. En Colombia, es común encontrar pilas macizas de sección rectangular, circular, ovoide, o combinadas con viga cabezal en la parte superior, en concreto reforzado.

Un paso clave para la aplicación del método, es la idealización del Diagrama Momento–Curvatura ($M - \varphi$) con una curva Bilineal. En un estudio realizado por Vivier Aurélie et al. [16], para hallar la influencia de la inercia fisurada y el diagrama Momento-Curvatura, se evaluó el comportamiento de una pila circular, una rectangular y una pila rectangular hueca, todas a una misma altura, a través de la metodología pushover. En este estudio, se encontró que la curva de fluencia, depende directamente de la inercia fisurada y la idealización del diagrama Momento-curvatura. Para el cálculo de la inercia fisurada, es necesario tener en cuenta que las pilas rectangulares y especialmente la pilas rectangulares huecas se fisuran demasiado rápido, por tal motivo, los resultados tienden a tener muchas variaciones. Mientras que las pilas circulares, tratan de mantener su estado rígido sin fisura por mucho más tiempo.

Las pilas circulares se caracterizan por tener la misma rigidez y resistencia en cada dirección horizontal. Estas son pilas que trabajan muy bien como voladizo vertical en ambas direcciones. Además, estas en sí mismas son mejores que cualquier otro tipo de sección transversal para un confinamiento eficiente del concreto y contención anti-pandeo de las barras verticales – a través de estribos circulares o una espiral continua [17].

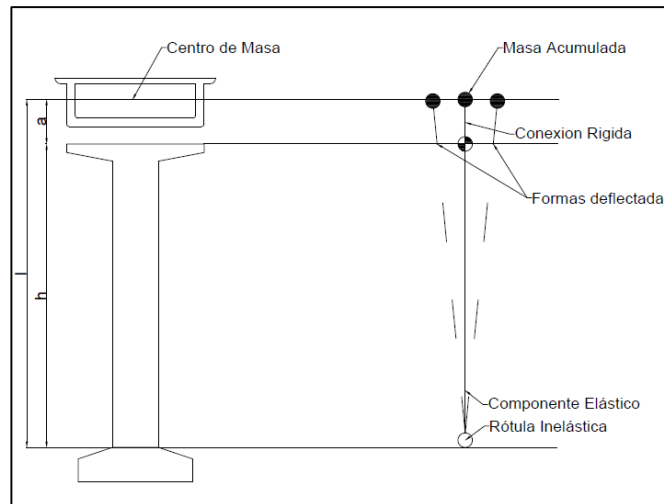
El uso de secciones huecas o aligeradas es eficiente estructuralmente debido a que, por sus condiciones de rigidez y resistencia, estos elementos son prácticamente iguales a los de un elemento macizo, a diferencia que se logra una considerable reducción de la masa de la estructura que, además de representar una sobrecarga

por peso propio, es proporcional a la magnitud de la fuerza lateral por efectos de la aceleración sísmica. Sin embargo, cuando se presenten grandes esfuerzos de flexión, las fibras a compresión pueden perder el recubrimiento en el exterior o hacia el interior del elemento como una implosión, en estos casos la sección circular es la óptima, por el efecto arco que se forma en el tabique.

2.2.1.2 Esbeltez. Considerar los efectos $P-\Delta$ es una recomendación racional, toda vez que al incluirlos se reduce una importante incertidumbre relacionada con el diseño inelástico de las pilas esbeltas típicas en subestructuras de puentes de altura considerable con una sección transversal optimizada [7].

En un estudio realizado por Dutta S. y Das S. [18], para hallar el efecto del comportamiento sísmico de una pila esbelta, basados en varios modelos de histéresis, además de la aplicación de las varias metodologías para el cálculo de la demanda (ATC 40), se estimó la importancia de incluir los efectos de segundo orden, para pilas esbeltas, en el diseño de puentes. La investigación, valoró la afectación de los efectos $P - \Delta$, para un caso de estudio, una sección de un puente compuesto por dos pilas circulares en "I" de altura 20 m y diámetro 3 m, un vano viga-cajón variable, simplemente apoyado. El comportamiento dinámico de las pilas esbeltas de un puente en la dirección perpendicular a la dirección del tráfico puede ser adecuadamente modelado como un sistema de un grado de libertad (SDOF). La disposición general de la pila del puente considerada en el caso de estudio junto con su modelo SDOF equivalente es mostrada en la figura 5. Con base a los resultados se concluyó, que el Efecto $P-\Delta$ en el estado plástico, magnifica la respuesta sísmica inelástica de una pila de un puente por varias veces, dando lugar a la inestabilidad, y es un factor crítico que requiere ser ubicado en los códigos para el diseño de puentes.

Figura 5. Disposición general de la sección transversal del el puente en el caso de estudio y su idealización como un sistema SDOF.



Adicionalmente, en la práctica convencional, restringir la deriva calculada del análisis del primer orden para prescribir los límites para salvaguardar la vida contra los posibles efectos $P-\Delta$ es inefectiva. De acuerdo con Yashinsky and Kardenas [19], las pilas de los viaductos son generalmente estructuras esbeltas con periodos que varían entre 1 y 2 segundos y probablemente están afectadas por el efecto $P-\Delta$.

2.2.1.3 Monopila ó Multipila. En un estudio experimental de la metodología pushover, realizado por Yu-Chi Sung et al. [20], se evaluó el comportamiento para una monopila y una pila tipo pórtico (Sistema Dual), concreto reforzado, con distintas secciones transversales: rectangular, circular y cuadrada, por medio de una aproximación real en el laboratorio.

Durante el desarrollo de la investigación, se identificó una de las principales deficiencias de la metodología, la curva pushover es muy sensible a la distribución de carga horizontal utilizada y en los documentos guía para desarrollarla no se especifica un solo tipo de distribución, sino que permite cierta libertad. A su vez, las características de una rotula plástica son muy sensibles a la carga axial aplicada a las pilas.

De acuerdo con lo anterior, la variación de la carga axial para las pilas tipo pórtico durante el análisis pushover, causa enormes complejidades en esas características. Desde el punto de vista del proceso de carga, las pilas en concreto reforzado mantienen el comportamiento elástico en el estado de servicio hasta la fluencia, luego tienden secuencialmente a llegar al estado último, de acuerdo al incremento de la carga sísmica; para las pilas tipo pórtico, lo anterior no es consistente. Además, para ambas consideraciones, la inclusión de los efectos $P-\Delta$ deterioran significativamente el rendimiento del puente [21].

En un análisis al método pushover para el diseño y evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes en Concreto Reforzado, realizado por Ospina A. et al. [22], se evidencio que en las subestructuras formadas por una pila en el sentido transversal con conexiones monolíticas a la superestructura, los requerimientos de ductilidad en dirección longitudinal y transversal serán idénticos, y las respuestas sísmicas serán diferentes, induciendo altos esfuerzos a las pilas y a la fundación. Se presenta un comportamiento eficiente, cuando la superestructura es discontinua a través de apoyos elastoméricos, pues la respuesta sísmica es similar tanto en el sentido longitudinal como transversal, generando articulaciones plásticas que son fáciles de identificar y cuantificar.

Por otro lado, Simón J. et al [23], realizó una evaluación sísmica a un puente continuo simétrico de 325 m, viga cajón monocelular con tres vanos, y alturas de pilas 12.15, 16.5, 16,5 y 16 m, tipo pórtico. Una de las pilas estaba fija al tablero. Se encontró que en un apoyo tipo pórtico de dos o más pilas que conforman la subestructura, donde además existen unas vigas de rigidez tanto en la parte superior como en parte inferior de la cimentación, se obtienen respuestas sísmicas similares para conexiones monolíticas con la superestructura ante cargas laterales y longitudinales. Teniendo en cuenta que se absorbe mayor energía por fuerzas laterales, reduciéndose los momentos a lo largo de las pilas si se especifica que la base es continua con la cimentación [21]. Lo mencionado anteriormente lo veremos con más detalle en la siguiente sección.

2.2.2 Configuración Longitudinal del Puente y Simetría. Existen básicamente dos filosofías de diseño en lo que respecta a la forma de conectar la superestructura con la subestructura de un puente, siendo este un tema decisivo en el comportamiento sísmico y, en todo el mundo, se construyen puentes con ambas especificaciones. Las conexiones pueden ser entonces resistentes a momentos mediante conexiones monolíticas o apoyadas sin transferencia de momentos.

Para la conexión apoyada, la discontinuidad que se genera entre el tablero y las pilas hace que no haya transferencia de momentos entre un elemento y otro, de manera que cada uno de estos tiene un diseño sísmico de alguna manera independiente. La colocación de elastómeros permite identificar la localización de las zonas de plastificación y se evita que las columnas cortas absorban mayor energía sísmica en el análisis longitudinal, pues las rigideces pueden compensarse de una pila a otra ajustando las dimensiones de los neoprenos ubicados en la parte superior de las columnas bajo el tablero, [21][18].

La conexión fija del tablero sobre la columna, crea una potencial rotula plástica, donde la longitud de plastificación se puede controlar con un adecuado diseño sísmico, teniendo en cuenta que siempre en la parte superior de las columnas, existe una considerable cantidad de esfuerzos por cargas verticales transmitidas por la superestructura, y una energía sísmica establecida la cual debe disiparse en la base de la subestructura, donde tiene una rigidez elástica menor; lo anterior es el escenario ideal en el diseño sísmico de puentes. En subestructuras tipo pórtico, las pilas presentan una doble concavidad en la deformación con cargas laterales y con la restricción que se proporciona con este tipo de unión en el sentido longitudinal, se conforma un sistema estructural que equipara la rigidez lateral cuando no existe dirección preferencial evidente para la carga sísmica, siendo esta una situación óptima en el diseño sísmico, [22][20].

Respecto a la simetría, sísmicamente el puente ideal, tiene una forma simple y es lo más regular posible, un puente simétrico es, en otras palabras, que las luces sean iguales y que la altura de las columnas sea uniforme. En un puente simétrico, no se encuentran irregularidades estructurales, estas crean una demanda desigual de energía sísmica en cada subestructura.

En un estudio realizado por Mochonas I. y Kappos A. [24], se evaluó el comportamiento de un puente simétrico recto viga cajón de 71,2 m, con dos pilas macizas monolíticamente conectadas a la superestructura de 8,5 m de altura. Ellos encontraron a través de la metodología pushover aplicada desde distintos ángulos de incidencia, que los puentes simétricos tienen la característica de distribuir eficientemente los esfuerzos a las columnas, ya que el puente funciona como un pórtico (sistema dual). Sin embargo, su respuesta va depender de la dirección de la carga sísmica aplicada y sus componentes.

2.2.3 Efectos Topográficos. Los efectos topográficos tienen gran importancia en la metodología pushover. En Colombia los puentes y viaductos más importantes están sobre terrenos bastante variables.

Estas irregularidades estructurales crean una demanda desigual de energía sísmica en cada subestructura, inversamente proporcional a la altura de las columnas dada la rigidez de los apoyos pequeños, requiriendo una resistencia e inercia mayor al resto de la subestructura, absorbiendo cada vez más energía sísmica, haciendo imposible que se genere el mismo desempeño para el mismo nivel de carga lateral. Aunque todas estas columnas, de diferente altura, tengan la misma sección transversal, todas tendrán una demanda de ductilidad diferente.

Dozlev I. et al. [25], exhibieron en un análisis aplicado a un puente viga cajón de 55m, con pilas circulares de diferentes alturas, 14 y 7 m, y vanos de 15, 25, 15 m respectivamente, e incluyendo los efectos P- Δ , la importancia de una revisión al diseño dúctil para pilas apoyadas monolíticamente a la superestructura. Los resultados mostraron que para pilas con una sección transversal igual, mismo refuerzo longitudinal y transversal, se mantiene una diferencia importante entre sus rigideces, siendo la pila más corta, la más rígida. Lo cual indica que es necesario tener en observación las pilas cortas, durante el análisis pushover, ya que reciben la mayor parte de la carga por sismo.

Existen casos donde las secciones transversales son idénticas, esto significa que resistirán altos niveles de fuerzas inerciales que las pilas más altas. Las pilas más cortas son sometidas a demandas dúctiles superiores y consecuentemente tienden a localizarse como las pilas más rígidas. En un estudio realizado por Guigis J.E.B y Mehanny S.S.F[26], donde se evaluó paramétricamente la incidencia de la

topografía a través de la variación de dos pilas de misma sección a un puente bicelular de vanos iguales, con apoyos tipo balancín en las pilas y simplemente apoyado en los extremos; se probó la importancia de encontrar la regularidad ideal en el puente, permitiendo que exista sincronía en el comportamiento del puente para evitar los posibles escenarios de falla producidos por la irregularidad en la respuesta. Por lo tanto, es necesario revisar la ductilidad de la pila más corta con el fin de que se desplace lo suficiente con respecto a la pila más larga, evitando que alcance su capacidad dúctil (curvatura última máxima), mientras que la pila larga no haya excedido su momento de capacidad [27]. Esto significa que la rótula plástica se ha formado en la pila más corta y ha alcanzado toda su capacidad dúctil, mientras que la pila más larga todavía es capaz de soportar momentos extra.

El estudio realizado por Vivier A., Sekkat D, Montens S. [28], a un puente viga cajón simplemente apoyado postensado, compuesto por cinco vanos centrales de longitud 67 metros y dos vanos extremos de 62 metros, pilas huecas de diferentes longitudes que variaban de 17,5 a 39 metros; demostró la importancia de validar el principio de modelización del método pushover en los software de modelación. La resistencia real de los materiales, en especial el concreto y el acero, y el fenómeno de agrietamiento, influye significativamente en el caso de las secciones aligeradas compuestas por muros delgados. Durante el análisis de las rótulas producidas aplicando las cargas en sentido longitudinal, se encontró que el fenómeno de ruptura inicia por el colapso de los apoyos elastoméricos en los estribos. Sin embargo, el colapso de la estructura se obtiene cuando aparece una aceleración importante, debido a la gran flexibilidad de las pilas huecas en esta dirección.

2.2.4 ¿Cuándo es adecuado usar el método pushover?. Normas para la rehabilitación de estructuras como la FEMA 356 [25], establecen realizar previamente un análisis modal estático, donde se determine si los modos más altos son significativos con el fin de predecir si es adecuado o no el análisis pushover.

No obstante, según Ahmed M.S y Fu C.C [2], para el caso de los puentes, la situación es diferente. En una evaluación de los métodos análisis estático no lineal (SPA), análisis modal pushover (MPA) y análisis no lineal tiempo-historia (NL-THA), aplicados a un puente asimétrico de 454 metros, simplemente apoyado, con monopilas macizas de misma altura, se encontró que análisis estático no lineal predice adecuadamente los desplazamientos transversales en el centro del área del puente, aun cuando los modos altos tienen incidencia en la respuesta del puente.

T. Isakovic et al [26], a través de un estudio paramétrico aplicando la métodos de análisis sísmico de un grado de libertad SDOF y múltiples grados de libertad MDOF, a un puente continuo aporticado de 3 pilas y 4 vanos, con dimensiones viga cajón de pilas huecas rectangulares constantes. En el modelo se variaron las alturas de las pilas, la longitud del vano final y los apoyos en los estribos. En el estudio se confirmó el alcance de la metodología pushover para puentes con asimetría considerable, y respuesta irregular, donde efectivamente para las pilas centrales con vanos adyacentes iguales, los métodos estáticos de un grado de libertad pueden ser aplicados, incluso cuando el puente esta susceptible a torsión.

2.3 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL ANÁLISIS PUSHOVER

Como se observó en la sección anterior, la metodología pushover tiene amplio uso para la evaluación sísmica de puentes. Entre las ventajas del método no lineal

estático aplicado a estructuras de concreto, de acuerdo a la revisión bibliográfica, se identificaron las siguientes.

- Las aplicaciones de la metodología por su transparencia y fácil concepción hacen que sea útil y práctica, tanto para la investigación como para la academia.
- Incluye el comportamiento no lineal del concreto y el acero.
- Considera los efectos $P-\Delta$.
- El amortiguamiento es considerado en la obtención de los resultados.
- Mantiene un comportamiento muy acertado en las luces intermedias para puentes en comparación con análisis dinámicos como Análisis Modal Pushover y Análisis Tiempo Historia.
- Poca carga computacional en comparación con otros métodos, por lo que permite una respuesta rápida.

Entre las desventajas se encontraron:

- Solo considera un modo o dirección, modo fundamental, para la estructura.
- Es posible establecer varios métodos de distribución de fuerzas, por lo tanto, ningún esquema es especificado. En otras palabras, la curva pushover es sensible a la distribución de fuerzas.
- No considera la ecuación dinámica de movimiento.

3. APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA PUSHOVER

El análisis del método pushover y el modelamiento del puente en estudio fue aplicado en el software MIDAS CIVIL 2015, con licencia autorizada para el grupo de investigación en materiales y estructuras de construcción, INME, de la Universidad Industrial de Santander.

Previamente a la aplicación de la metodología se realizó un análisis dinámico elástico, con el fin de prestar atención a la participación de masa y período de la estructura, y definir las condiciones de carga a aplicar. La estructura tuvo una participación de masa en dirección longitudinal de 72.22% (Modo 3) para un período de 1.33 segundos y en dirección transversal de 49.68% (Modo 2) en un período de 1.58 segundos. Ver paso B.19, Anexo B.

3.1 SUPERESTRUCTURA

La superestructura viga-cajón fue modelada de acuerdo a los planos (ver figuras A.1-A.7. Anexo A), con el objetivo de acercar el modelo a lo real, y tener respuestas con mayor precisión. El espesor de pavimento, parapetos, barandas, cargas móviles, e incluso los torones de preesfuerzo fueron suministrados al programa, según las especificaciones de los planos.

3.2 SUBESTRUCTURA

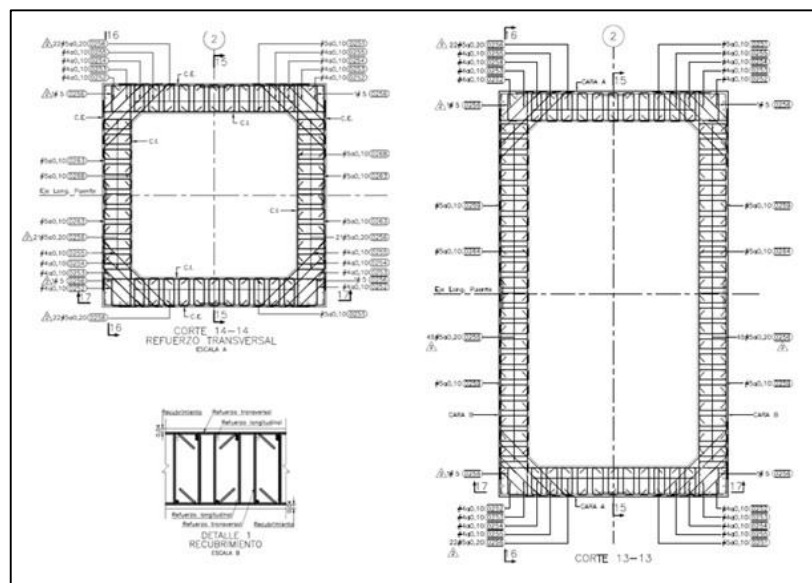
La subestructura está compuesta por pilas variables de sección transversal hueca con irregularidad en perfil en dirección perpendicular al eje longitudinal del puente (ver figuras A.8 y A.9. Anexo A), se considera empotramiento en pilas y estribos.

3.3 PROPIEDADES MECÁNICAS DEL CONCRETO REFORZADO

La superestructura fue diseñada con un concreto de resistencia a la compresión ($f'c$) de 35MPa y la subestructura con una resistencia de 28MPa.

Para la aplicación del modelo de Mander at. [31] la sección de concreto maciza puede tener cualquier forma y tipología del acero transversal, y configuraciones de los estribos de confinamiento en una y otra dirección de los ejes transversales, como se presenta en este caso. Ver figura 6.

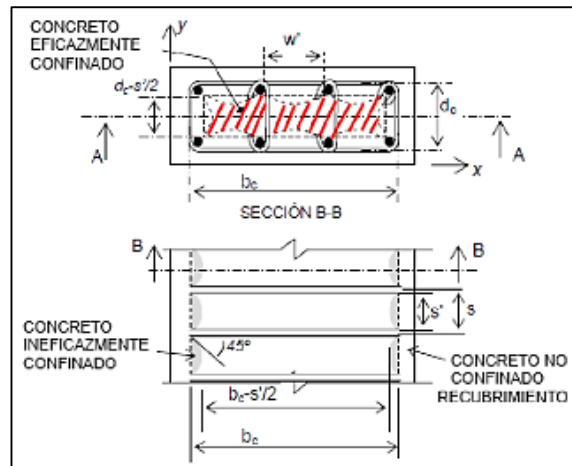
Figura 6. Secciones transversales tipología del refuerzo longitudinal y transversal.



Debido a la limitación de MIDAS para calcular las propiedades inelásticas en una sección hueca, se divide cada sección de las pilas en muros individuales, estimando las propiedades para cada caso y ponderando el resultado de los dos muros para cada sección, tomando como resistencia del concreto confinado (f'_{cc}) de la sección

el doble de dicho ponderamiento en la dirección correspondiente. Ver figura 7. Ver pasos C.1 y C.2, Anexo C.

Figura 7. Sección de un muro para el cálculo de las propiedades del concreto.



3.3.1 Propiedades Mecánicas del Acero de Refuerzo y Torones de Preesfuerzo.

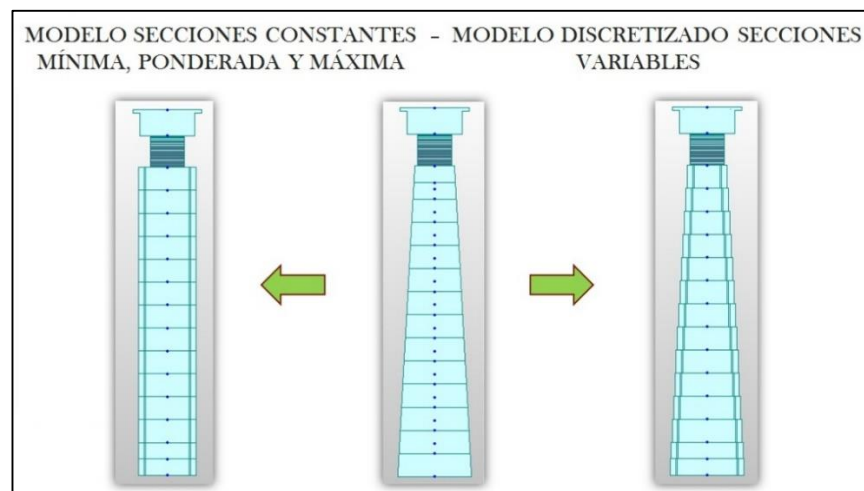
La estructura ha sido diseñada con acero de refuerzo de resistencia a la fluencia (f_y) de 420MPa Grado 60 [4] y un acero de preesfuerzo de 1865MPa Gr 270 de baja relajación. Utilizando para las pilas acero de refuerzo longitudinal con barras #10 y refuerzo transversal con barras #5. Ver paso C.3, Anexo C.

3.3.2 Sección Perfil Transversal para Pilas. Debido a la cobertura del software MIDAS para el reforzamiento de pilas de sección variable longitudinal, se generaron dos modelos.

El primero consiste en pilas con sección transversal constante crítica (mínima, 6x6m), ponderada (6x8.46m, 6x8.76m) y máxima (6x10.6m para la pila 1, y 6x11.15m para las pilas 2 y 3) para cada una, dividiéndolas longitudinalmente en 12

y 14 secciones de 3.5m de altura (con una variación para las secciones 13 y 14 de 2.5m para las pilas 2 y 3). El segundo modelo se desarrolla con la misma división de pilas del modelo anterior, pero aumentando la sección transversal 0.42m, desde la parte superior a la inferior. Ver figura 8. De esta forma se pudo definir, la zona de confinamiento y posteriormente la longitud de las rótulas plásticas, aplicando la ecuación de Sungjin B y Oguzhan B. [11].

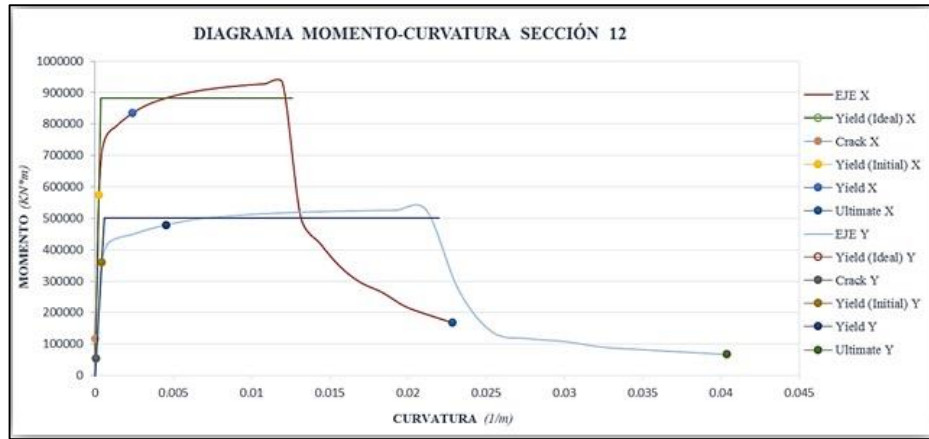
Figura 8. Modelo de secciones constantes y discretizada variables (MIDAS 2015).



3.3.3 Diagramas Momento-Curvatura. Para analizar el comportamiento de las pilas fue necesario considerar el comportamiento en las secciones críticas, esto quiere decir, las secciones que potencialmente generen rótulas plásticas.

En tal caso, se estimaron los diagramas momento-curvatura para cada sección crítica en cada dirección. Los valores obtenidos fueron usados para generar la curva de idealización bilineal de los diagramas basados en el método establecido en el apéndice E del norma Eurocode 8-2, el cual consiste, en mantener la igualdad de las áreas después del punto de fluencia del acero [32]. Ver paso C.5, Anexo C.

Figura 9. Curva idealización bilineal del diagrama momento-curvatura sección 12.



3.3.4 Fuerza de Empuje según metodología MIDAS CIVIL 2015. La carga de empuje aplicada se divide por los parámetros de carga calculados automáticamente. El primer paso se carga hasta el 90% del límite elástico de la estructura. Los pasos siguientes se dividen automáticamente por la relación [33]: Ver paso C.8, Anexo C.

$$\frac{\{(n+1)-i\}}{\sum_{i=1}^{n-1} i} \quad (5)$$

4. RESULTADOS

4.1 VARIACIÓN EN LA RESPUESTA AL APLICAR LOS EFECTOS P- Δ.

Figura 10. Curvas Pushover aplicando la carga en la Pila 3 en dirección longitudinal, en los modelos de sección crítica, ponderada y máxima sin considerar los efectos P- Δ

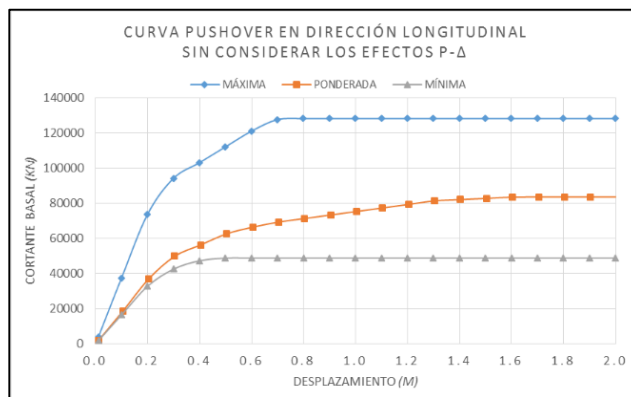


Figura 11. Curvas Pushover aplicando la carga en la Pila 3 en dirección transversal, en los modelos de sección crítica, ponderada y máxima sin considerar los efectos P- Δ.

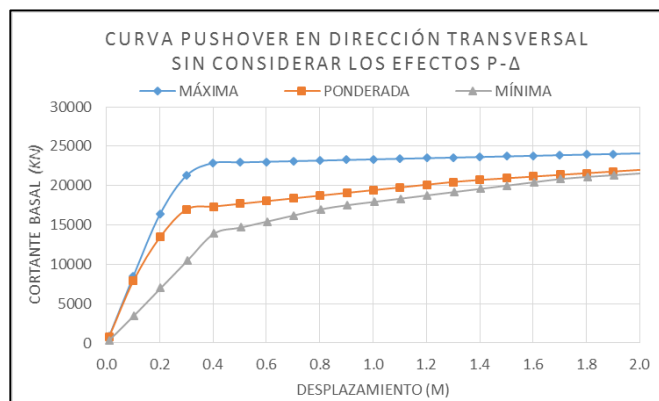


Figura 12. Curvas Pushover aplicando la carga en la Pila 3 en dirección longitudinal, en los modelos de sección crítica, ponderada y máxima considerando los efectos P- Δ

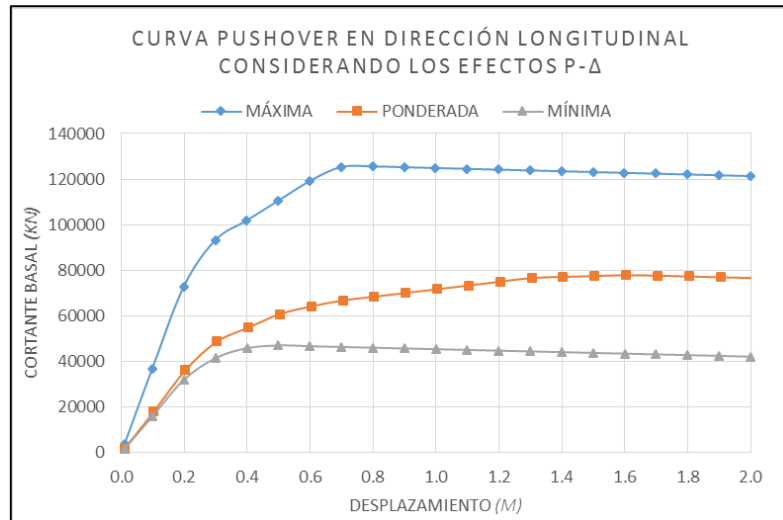
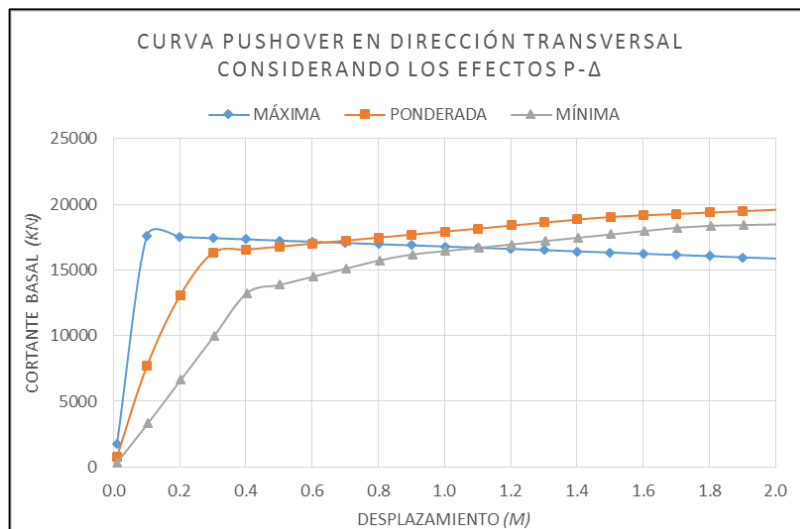


Figura 13. Curvas Pushover aplicando la carga en la Pila 3 en dirección Transversal, en los modelos de sección crítica, ponderada y máxima considerando los efectos P- Δ



4.2 VARIACIÓN EN LA RESPUESTA AL CAMBIAR LA PILA PARA LA APLICACIÓN DE CARGA.

Figura 14. Curvas Pushover aplicando la carga en las Pilas 2, 3 y 4 en dirección longitudinal, en el modelo ponderado considerando los efectos P- Δ

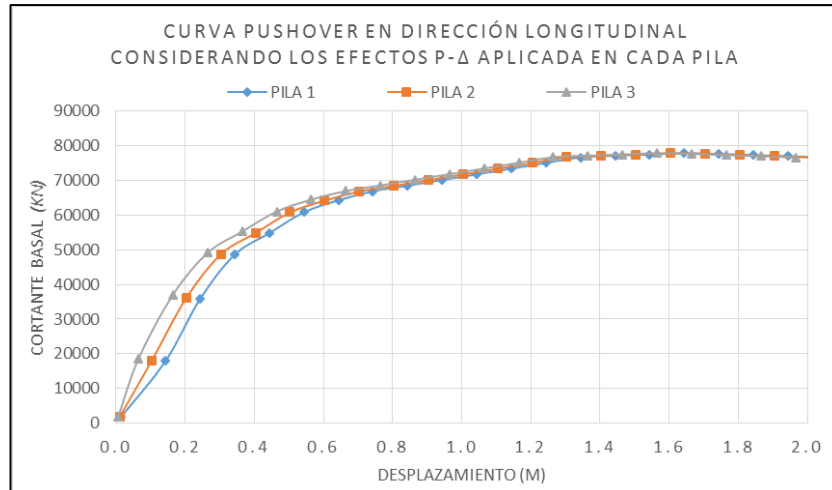
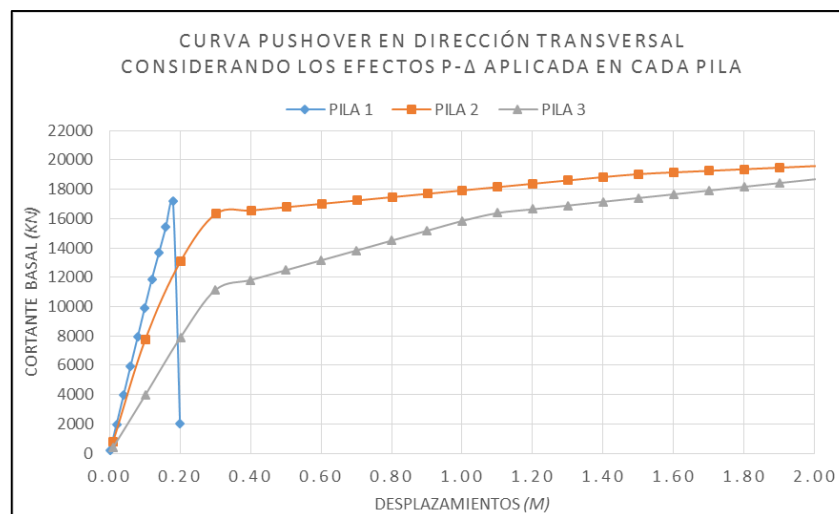


Figura 15. Curvas Pushover aplicando la carga en las Pilas 2, 3 y 4 en dirección transversal, en el modelo ponderado considerando los efectos P- Δ



4.3 COMPARACIÓN ENTRE LOS MODELOS MÍNIMO, PONDERADO Y DISCRETIZADO.

Figura 16. Curvas Pushover aplicando la carga en la Pila 3 en dirección longitudinal, en los modelos de sección crítica, ponderada, máxima y discretizada variable considerando los efectos P- Δ .

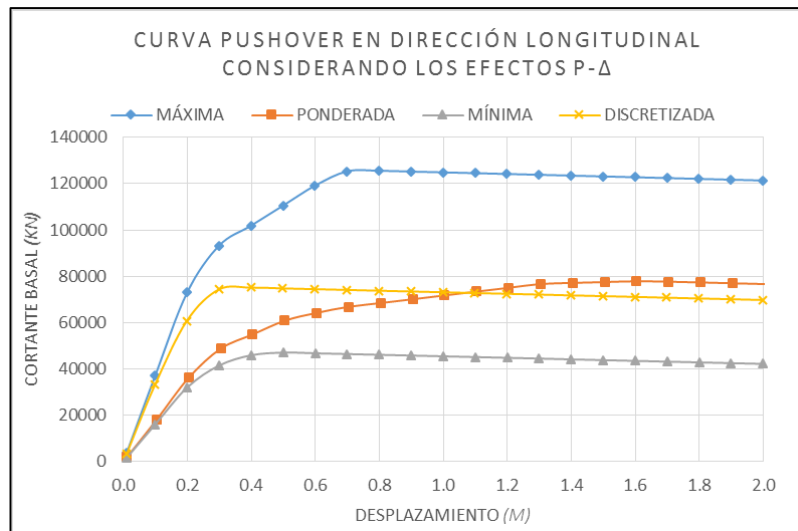
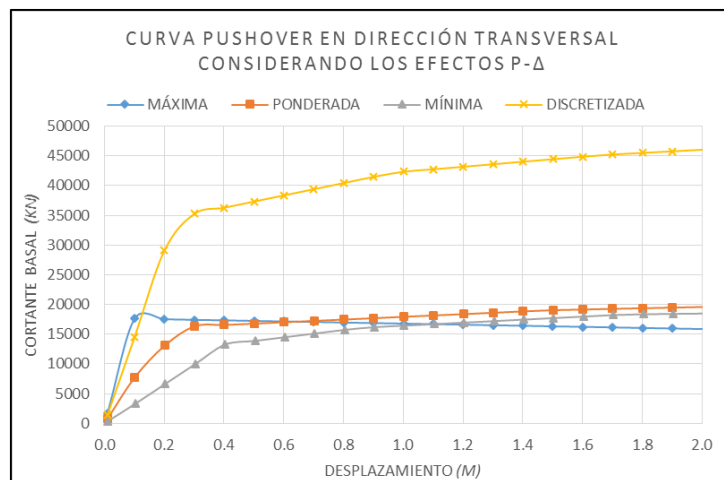


Figura 17. Curvas Pushover aplicando la carga en la Pila 3 en dirección transversal, en los modelos de sección crítica, ponderada, máxima y discretizada variable considerando los efectos P- Δ .



5. CONCLUSIONES

Del análisis de la bibliografía existente, se concluye la importancia de incluir la metodología Pushover en los códigos de diseño. Sin embargo, se puede observar que existen temas que merecen un grado de detalle mayor que el tratado en esta investigación. La especificación de unos estados límites para secciones huecas variables, la correcta definición de una longitud de plastificación de acuerdo con análisis a escala real, y la inclusión de un detallado efecto de interacción suelo estructura son temas que pueden ser objetivo para nuevas investigaciones, con el fin de conocer el comportamiento de los puentes diseñados con códigos antiguos. En este grado de conocimiento, factores como el coeficiente R se tornan obsoletos, debido a que se tiene un criterio de lo que va a ocurrir en el puente ante futuras cargas sísmicas con altos periodos de retorno.

Debido a la irregularidad de la estructura tanto en perfil como en transversalmente, los modos fundamentales en dirección longitudinal y transversal, no alcanzaron a obtener un valor mayor al 90% de participación de masa, como lo establece la FEMA 356.

Se establece un rango de fluencia en el que se puede encontrar la capacidad de la estructura, considerando o no, los efectos P- Δ . El rango de fluencia varía entre 5 – 20 cm con cargas de 42000 – 64000 KN en dirección longitudinal y 15 – 40 cm con cargas 47000 – 85000 KN en dirección transversal. Sin embargo se observa que es importante considerar los efectos P- Δ , puesto que cuando entran al rango de plasticidad, la capacidad del puente decae considerablemente. Los efectos P- Δ , serán significativos según el tamaño de la subestructura en la medida que se restringe el desplazamiento lateral. Basado en las curvas pushover, se puede

considerar que, para el mismo nivel de desplazamiento horizontal, los valores más bajos de cortante basal son obtenidos si los efectos $P-\Delta$ son considerados. Esto se evidencia en las secciones con mayor dimensión transversal.

La aplicación de la carga a cada pila de forma independiente, en sentido longitudinal, no influye en el comportamiento de la estructura, debido a que el sistema trabaja como pórtico. Sin embargo, la curva pushover es dependiente de la pila a la cual está sometida la carga de empuje en el eje transversal. Esto evidencia que la estructura llega al colapso más rápido cuando se aplica la carga en la pila más corta, ya que absorbe gran parte de la energía sísmica. Por otro lado, las pilas esbeltas transmiten proporcionalmente las fuerzas y momentos internos en pilas y estribos adyacentes.

Para la curva de capacidad para las pilas máxima, ponderada y mínima con la curva de capacidad de la pila discretizada en el sentido transversal, el resultado no fue consistente. Aunque inicialmente las curvas parten con la misma pendiente, a medida que se desplazan las pilas, difieren considerablemente. Esto era de esperarse, debido a que las particiones de la pila discretizada no son suficientes para modelar una pila variable. Al mismo tiempo, el programa MIDAS CIVIL asume la rigidez de la pila como si fueran pilas pequeñas juntas, que se deforman de manera independiente. Una ayuda sistemática posible para la solución de este problema, sería aplicar la metodología pushover usando elementos finitos, que representan mejor la geometría y el comportamiento real de la pila.

Es necesario tener un conocimiento más acertado de las estructuras ante cargas inciertas, como es el caso de las cargas sísmicas. Al realizarse un análisis no lineal de la estructura, se tiene dominio sobre los conceptos de capacidad aplicables, garantizando un adecuado y ante todo, un óptimo desempeño estructural resistente

a sismos. Según lo anterior, es necesario hacer una revisión detallada de la verdadera capacidad de los puentes existentes y sus mecanismos de falla.

CITAS.

- [1] Nickman A., Molesh A., y Jamnani H. (2011). "Seismic Performance Evaluation of Urban Bridge using Static Nonlinear Procedure, Case Study. Hafez Bridge", Elsevier, Tehran, Iran.
- [2] Ahmed M.S., Fu C.C. (2010). "Seismic Assessment of Long Curved Bridges using Modal Pushover Analysis using Modal Pushover Analysis" Tesis de Doctorado. Department of Civil and Environmental Engineering, University of Maryland, Estados Unidos,
- [3] Cheng F., Ger J. (2012). "Seismic Design Aids for Nonlinear Pushover Analysis of Reinforced Concrete and Steel Bridges". CRC Press, New York, USA.
- [4] Newmark N. M., Hall W. J. (1973). "Seismic Design Criteria for Nuclear Reactor Facilities, Report No.95", Building Practices for disaster Mitigation, National Bureau of Standards U.S. Estados Unidos.
- [5] Arroyave F. (2013). "Evaluación del coeficiente de Capacidad de Disipación de Energía Dado por el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puente de 1995 para Columnas y pórticos en Puentes Típicos", Tesis de Maestría, Universidad Nacional de Colombia, Bogotá D.C, Colombia.
- [6] Miranda E., Bertero V. (1994). "Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design", Earthquake Spectra Journal.

- [7] Priestley M.J.N., Calvi G.M., y Kowalsky M.J. (2007). “Displacement-Based Seismic Design of structures, IUSS Press, Pavia, Italia.
- [8] Housner G. (1990). “Competing against Time: Report to Governor George Deukmejian from Governor’s Board of Inquiry on the 1989 Loma Prieta Earthquake”, State of California, Estados Unidos.
- [9] Jusbón N. (2005). “Modelamiento No Lineal de Puentes rectos de Viga y Losa de Hormigón Reforzado ante Acciones Sísmicas” Tesis de Grado. Universidad Industrial de Santander (UIS), Bucaramanga, Colombia.
- [10] Freeman S. A., Nicoletti J. P., y Tyrell J. V. (1975). “Evaluation of existing Bridges for seismic-A case study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington”, U.S National Conference on Earthquake Engineering, Berkley, California, Estados Unidos,.
- [11] Fajfar P., Fischinger M. (1988). “N2- A method for nonlinear seismic analysis of regular buildings”, Proc. 9th WCEE, Tokyo, Japón.
- [12] Mora M. A., Villalba J.D. (2005). “Análisis sísmico inelástico y cálculo de índices de daño en una edificación de mediana altura utilizando diferentes metodologías”, Tesis de Grado. Universidad Industrial de Santander (UIS), Bucaramanga, Colombia.
- [13] Applied Technology Council, (1996). “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings”, Vol. I, California Seismic Safety Commission, Sacramento, Estados Unidos.
- [14] Ospina A., Urrego H, Botero J.C. (2013). “Aplicación de un método basado en el desempeño para el análisis y diseño sismoresistente de

puentes de concreto reforzado”, Ingeniería y Ciencia, Medellín, Colombia, 2013.

- [15] Sungjin B., Oguzhan B. (2008). “Plastic Hinge Length of Reinforced Concrete Columns”, ACI Structural Journal, Estados Unidos.
- [16] Aurélie V, Dayae S., Serge M. (2012). “Influence of cracked inertia and moment-curvature curve idealization on Pushover analysis”, 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa, Portugal.
- [17] Fardis M., Koliias V., Panagiotakos T. Katsaras C. Psychogios T. (2012) “Guide for Bridges Design with emphasis on Seismic Aspects”, Department of Civil Engineering, University of Patras, Patras, Grecia.
- [18] Dutta S., Das S. (2013). “A case Study on the P- Δ effect on inelastic seismic behaviour of a bridge pier”. Bridge Engineering, Vol 167 Issue BE2, ICE Publishing, Londres, Inglaterra.
- [19] Yashinsky M and Kardenas MJ. (2003). “Fundamentals of seismic protection of Bridges”. Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, Estados Unidos.
- [20] Sung Y., Liu K., Su C, Tsai I., Chang K. (2005). “A study on pushover analyses of reinforced concrete columns”, Structural Engineering and Mechanics, Vol 21, Taiwan.
- [21] Shafiei-Tehrany R, Elgawady, Coffey W. (2011) “Pushover Analysis of I-5 Ravenna Bridge”, Electronic Journal of Structural Engineering, Estados Unidos.

- [22] Ospina A. (2012) “Método Basado En Desplazamientos para el Diseño y Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes Reforzado”, Tesis de Maestría, Universidad EAFIT, Medellín, Colombia.
- [23] Simon J., Gergely L. (2012). “Seismic assessment of an existing Hungarian Highway Bridge”, First International Conference for PhD Students in Civil Engineering, Cluj-Napoca, Rumania.
- [24] Moschonas I., Kappos J. (2012.) “Assessment of concrete bridge subjected to ground motion with arbitrary angle of incidence: Static and Dynamic Approach”, Bull Earthquake Engineering, Thessaloniki, Grecia.
- [25] Dozlev I., Ladjinovic D., Raseta A., Radujkovic A. (2014). “Pushover Analysis of RC Bridge designed according to EN 1998-2”, Construction of Unique Buildings and Structures, University of Novi Sad, Novi Sad, Serbia.
- [26] Guirguis J.E.B., Mehanny S.S.F. (2013). “Evaluating Code Criteria for Regular SEismic Behavior of Continuous Concrte Box Girder Bridges with Unequal Height Piers”, Journal of Bridges Engineering, Estados Unidos.
- [27] Dutta S. (2008), “Assessing the additional seismic vulnerability in post-elastic due to P- Δ effects”. Journal of Structural Engineering 35(2), Madrass, India.
- [28] Vivier A., Sekkat D., Montens S. (2012). “Application of the pushover method to the Warth Bridge”, 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa, Portugal.
- [29] FEMA 356 (2000). “Preestahdar and Comentario for the Seismic Rehabilitation of Buildings” Washintong, D.C. Estados Unidos.

- [30] Isakovic T., Fischinger M., Kante P. (2002) “Bridges: When is single mode seismic analysis adequate?”, Structures & Buildings 156 Issue 2, Eslovenia.
- [31] Mander, Priestley y Park. (1988). “Seismic Design of Bridge Piers”, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Nueva Zelanda.
- [32] EN1998-2 Eurocode 8 “Design of Structures for earthquake resistance – Part 2: Bridges” (2005).
- [33] MIDAS CIVIL 2015. Pushover Load Case.
http://manual.midasuser.com/EN_Common/Civil/835/index.htm.

BIBLIOGRAFÍA

AHMED IBRAHIM, Mohamed Salad Eldin y FU, Chung C. (). Seismic Assessment of Long Curved Bridges using Modal Pushover Analysis using Modal Pushover Analysis. Department of Civil and Environmental Engineering, University of Maryland, Estados Unidos, 2010. 16 p.

ARROYAVE FRANCO, Humberto. Evaluación del coeficiente de Capacidad de Disipación de Energía Dado por el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puente de 1995 para Columnas y pórticos en Puentes Típicos, Tesis de Maestría, Bogotá: Universidad Nacional de Colombia, 2013.

CHENG, Franklin Y. y GER, Jeffrey. Seismic Design Aids for Nonlinear Pushover Analysis of Reinforced Concrete and Steel Bridges. New York: CRC Press, USA, 2012.

FREEMAN S. A., NICOLETTI, J. P. y TYRELL J. V. Evaluation of existing Bridges for seismic-A case study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington. Berkley: U.S National Conference on Earthquake Engineering, California, Estados Unidos, 1975.

HOUSNER, G. Competing against Time: Report to Governor George Deukmejian from Governor's Board of Inquiry on the 1989 Loma Prieta Earthquake, State of California, Estados Unidos, 1990.

JASBÓN CARVAJAL, Neyid Mauricio. Modelamiento No Lineal de Puentes rectos de Viga y Losa de Hormigón Reforzado ante Acciones Sísmicas. Tesis de Grado. Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia, 2005.

MIRANDA E., BERTERO V. Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design, En: Earthquake Spectra Journal, 1994.

NEWMARK, N. M. y HALL, W. J. Seismic Design Criteria for Nuclear Reactor Facilities, Report No.95, Building Practices for disaster Mitigation, National Bureau of Standards U.S. Estados Unidos, 1973.

NICKMAN, A., MOLESH. A. y JAMNANI, H. Seismic Performance Evaluation of Urban Bridge using Static Nonlinear Procedure, Case Study. En: Elsevier. 2011, Procedia Engineering 14, p. 2350-2357.

PRIESTLEY, M.J.N., CALVI, G.M. y KOWALSKY, M.J. Displacement-Based Seismic Design of structures, Pavia: IUSS Press, Italia, 2007.

ANEXOS

ANEXO A.

INFORMACIÓN CORRESPONDIENTE A LOS PLANOS DEL PUENTE GÓMEZ ORTIZ

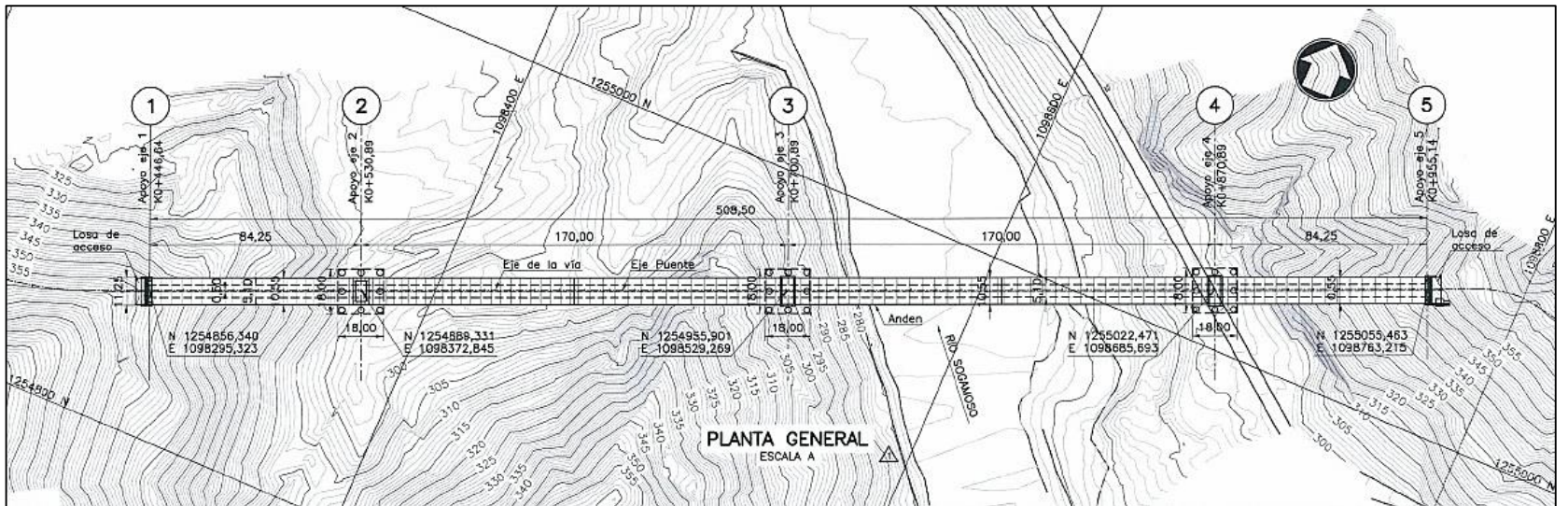


Figura A.1. Planta General Puente Gómez Ortiz.

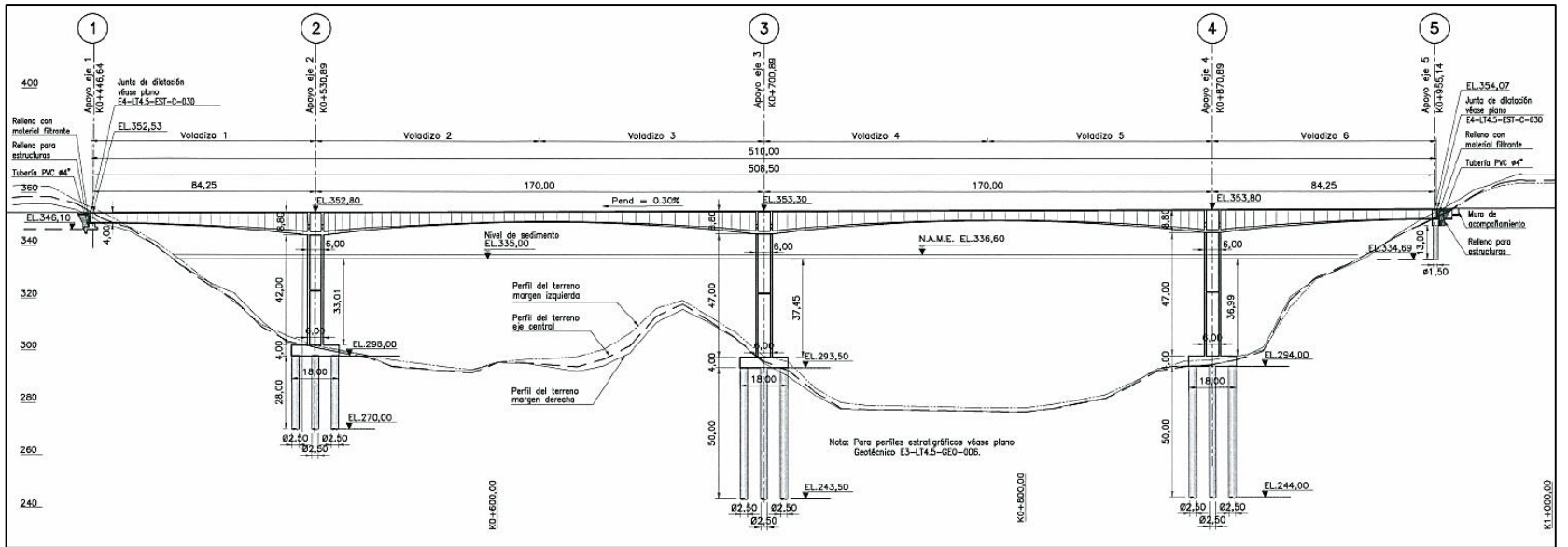


Figura A.2. Perfil General Puente Gómez Ortiz.

CANTIDADES DE OBRA			
INVS ARTÍCULO	ITEM DE PAGO	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD
BARANDA			
650-07	23.1	Acero ASTM-A500C en perfilera para barandas (Incluye accesorios)	5984kg
650-07	23.2	Acero ASTM-A53B en tubería para travesaños (Incluye accesorios)	14083kg
PARAPETO			
630-07	18.16	Concreto Clase D f'c=21MPa T.M.A.=19mm	180m3
640-07	20.1	Acero de refuerzo fy=420MPa ASTM A-706 Gr 60	31006kg
650-07	23.3	Acero ASTM-A53B en tubería para barandas (Incluye accesorios)	5062kg
△ SUPERESTRUCTURA			
630-07	18.2	Concreto Clase A f'c=35MPa T.M.A.=19mm para vigas de puentea con dovelas	5876 m3
640-07	20.7	Acero de refuerzo fy=420MPa ASTM A-706 Gr 60	946073 kg
641-07	21.2	Acero de preesfuerzo ASTM A-416 Gr 270 fu=1860MPa Baja Relajación (Incluye accesorios)	3732414 la-m
450-07	12.2	Mezcla densa en caliente tipo MDC-2, para capa de rodadura	230 m3
APOYOS			
642-07	22.4	Apoyo para Viga Cajón Tipo FL-VSL o equivalente (Incluye accesorios)	4 u
642-07	22.2.A	Apoyo Elastomérico en Neopreno Reforzado Dureza 60 para topes sísmicos (50x50x5)	4 u
JUNTA DE DILATACIÓN			
642-07	22.P.1	Junta de dilatación tipo FREYSSINET WP 550 o equivalente (Incluye accesorios)	21m
SUBESTRUCTURA			
630-07	18.22	Concreto Clase F f'c=14MPa T.M.A.=12.5mm para salidas de limpieza	47m3
621-07	17.4	Pilote de concreto reforzado fundido in situ, de diámetro 1.50m en Concreto Clase D f'c=21MPa T.M.A.=25mm	39m
621-07	17.5	Pilote de concreto reforzado fundido in situ, de diámetro 2.50m en Concreto Clase C f'c=28MPa T.M.A.=25mm	1024m
630-07	18.13	Concreto Clase C f'c=28MPa T.M.A.=19mm para estribo, pilas, vigas cabezal, topes sísmicos, oletas y dados.	6700m3
640-07	20.11	Acero de refuerzo fy=420MPa ASTM A-706 Gr 60 para pilotes	646635kg
640-07	20.8	Acero de refuerzo fy=420MPa ASTM A-706 Gr 60 para estribo, pilas, viga cabezal, topes sísmicos, oletas y dados.	1146572kg
600-07	13	Excavaciones varias sin clasificar	**
610-07	14.1	Relleno para estructuras	**
610-07	14.2	Rellenos con material filtrante (Incluye Geotextil NT, Tubería para drenaje en PVC y Accesorios según planos)	45m3
LOSA DE ACCESO			
630-07	18.19	Concreto Clase D f'c=21MPa T.M.A.=19mm	25m3
640-07	20.4	Acero de refuerzo fy=420MPa ASTM A-706 Gr 60	3510kg
MUROS DE CONTENCIÓN			
630-07	18.20	Concreto Clase D f'c=21MPa T.M.A.=19mm para muros de contención (Incluye junta de dilatación y junta de construcción)	14m3
640-07	20.5	Acero de refuerzo fy=420MPa ASTM A-706 Gr 60	947kg
* Las especificaciones y recomendaciones serán dadas por el proveedor y/o fabricante del producto.			
** Las cantidades de excavación y rellenos serán presentadas en los planos de Geotécnia.			
NOTAS			
1. Carga viva de diseño: Carga Vehicular C40-85 definida en CCP 200-94.			
2. Normas utilizadas: - Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes CCP 200-94. - Guide Specifications for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges AASHTO.			
3. Dimensiones: En metros, excepto en la que se indica otra unidad.			
4. Elevaciones: En metros			
5. Especificaciones técnicas y calidad de los materiales: Véase especificaciones de los materiales utilizados del proyecto en el cuadro de cantidades de obra.			

Se usarán torones de ϕ nominal = 5/8", Área = 1,40cm² resistencia a la tracción última fu=1860 MPa Baja Relajación y módulo de elasticidad Esp=1'950.000 kg/cm². Los torones conformarán cables de 19 y 12 torones, que estarán colocados en ductos semirrígidos de diámetro de 0,11m y 0,08m respectivamente.

Los valores de la tensión en el gato, las pérdidas por fricción y curvatura, las pérdidas diferidas y los alargamientos han sido calculadas con valor de $\mu=0,25$ y $K=0,0025/m$.

La penetración de cuña considerada es de 0,007m.

Figura A.3. Especificaciones de diseño y construcción.

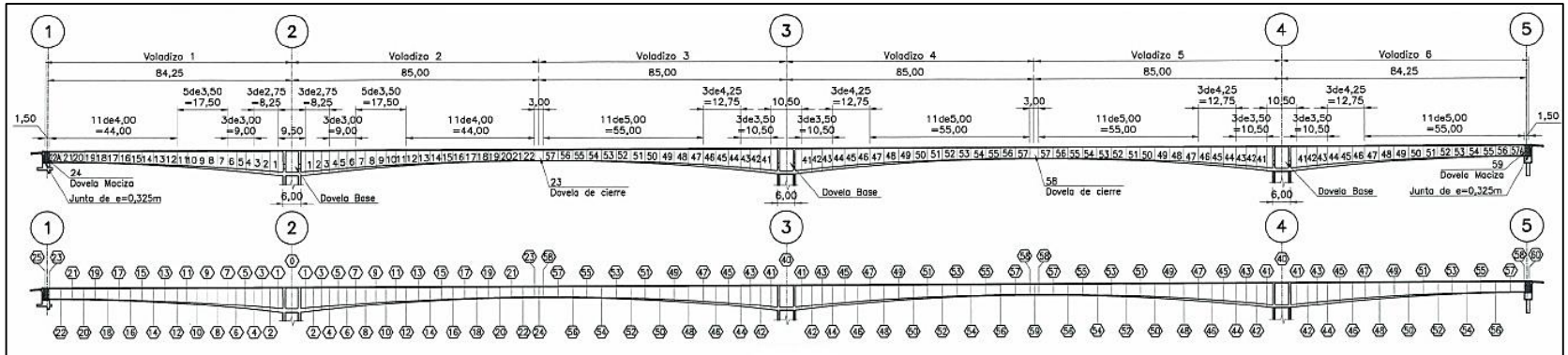


Figura A.4. Dovelas según la sección para Voladizo 1-6.

SECCIÓN		①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮	⑯	⑰	⑱	⑲	⑳	㉑	㉒	㉓	㉔
H1	8,800	8,597	8,288	7,989	7,701	7,399	7,110	6,833	6,527	6,239	5,968	5,714	5,478	5,229	5,004	4,801	4,621	4,464	4,330	4,219	4,130	4,064	4,022	4,002	4,000
H3	7,220	7,068	6,837	6,615	6,402	6,180	5,968	5,767	5,545	5,336	5,141	4,959	4,789	4,610	4,445	4,291	4,141	3,984	3,850	3,739	3,650	3,584	3,542	3,522	3,520
H4	1,320	1,269	1,190	1,113	1,038	0,959	0,881	0,806	0,723	0,642	0,568	0,495	0,428	0,359	0,299	0,250	0,220	0,220	0,220	0,220	0,220	0,220	0,220	0,220	0,220
H5	0,550	0,550	0,550	0,550	0,550	0,550	0,550	0,550	0,550	0,550	0,550	0,550	0,550	0,550	0,550	0,550	0,550	0,550	0,550	0,550	0,550	0,550	0,550	0,550	0,550
H6	8,199	7,996	7,687	7,388	7,100	6,798	6,509	6,232	5,926	5,638	5,367	5,113	4,877	4,628	4,403	4,200	4,020	3,863	3,729	3,618	3,529	3,463	3,421	3,401	3,399
H7	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250
H9	0,550	0,550	0,541	0,532	0,524	0,514	0,505	0,495	0,484	0,473	0,462	0,450	0,439	0,428	0,414	0,401	0,388	0,375	0,363	0,350	0,350	0,350	0,350	0,350	0,350
B10	4,000	4,000	4,018	4,035	4,053	4,072	4,091	4,110	4,132	4,155	4,177	4,199	4,222	4,247	4,273	4,298	4,324	4,349	4,375	4,400	4,400	4,400	4,400	4,400	4,400
C2	0,326	0,326	0,326	0,326	0,326	0,326	0,326	0,326	0,326	0,326	0,324	0,324	0,324	0,324	0,324	0,323	0,323	0,323	0,322	0,322	0,322	0,322	0,322	0,322	0,322
C3	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,247	0,529	0,811	1,093	1,375	1,375	1,375	1,375	1,375	1,375	1,375	1,375	1,375
C4	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,049	0,106	0,162	0,219	0,275	0,275	0,275	0,275	0,275	0,275	0,275	0,275	0,275

SECCIÓN		⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮	⑯	⑰	⑱	⑲	㉑	㉒	㉓	㉔	㉕	㉖	㉗	㉘	㉙	㉚	㉛	㉜	㉝
H1	8,800	8,540	8,150	7,778	7,423	7,016	6,635	6,279	5,893	5,544	5,229	4,951	4,708	4,401	4,330	4,194	4,094	4,030	4,002	4,002	4,000	4,000	4,000	4,000
H3	7,490	7,261	6,919	6,595	6,288	5,939	5,616	5,319	5,002	4,721	4,475	4,265	4,091	3,953	3,850	3,714	3,614	3,550	3,522	3,522	3,520	3,520	3,520	3,520
H4	1,050	1,019	0,971	0,923	0,875	0,817	0,758	0,700	0,632	0,563	0,494	0,428	0,357	0,289	0,220	0,220	0,220	0,220	0,220	0,220	0,220	0,220	0,220	0,220
H5	0,700	0,700	0,700	0,700	0,700	0,700	0,700	0,700	0,700	0,700	0,700	0,700	0,700	0,700	0,700	0,700	0,700	0,700	0,665	0,630	0,595	0,560	0,550	0,550
H6	8,049	7,789	7,399	7,027	6,672	6,265	5,864	5,528	5,142	4,793	4,478	4,200	3,957	3,750	3,579	3,478	3,413	3,364	3,390	3,399	3,399	3,399	3,399	3,399
H7	0,300	0,300	0,300	0,300	0,300	0,300	0,300	0,300	0,300	0,300	0,300	0,300	0,300	0,300	0,300	0,288	0,277	0,265	0,265	0,265	0,265	0,265	0,265	0,265
B9	0,550	0,550	0,538	0,526	0,514	0,499	0,485	0,470	0,453	0,438	0,419	0,402	0,384	0,367	0,350	0,350	0,350	0,350	0,350	0,350	0,350	0,350	0,350	0,350
B10	4,000	4,000	4,024	4,048	4,072	4,101	4,130	4,160	4,194	4,228	4,263	4,297	4,331	4,366	4,400	4,400	4,400	4,400	4,400	4,400	4,400	4,400	4,400	4,400
C2	0,476	0,476	0,476	0,476	0,475	0,475	0,475	0,474	0,474	0,474	0,473	0,473	0,473	0,473	0,472	0,472	0,472	0,472	0,472	0,472	0,472	0,472	0,472	0,472
C3	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,275	0,550	0,825	1,100	1,375	1,375	1,375	1,375	1,375	1,375	1,375	1,375	1,375	1,375
C4	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,055	0,110	0,165	0,220	0,275	0,275	0,275	0,275	0,275	0,275	0,275	0,275

Figura A.5. Variables de las dovelas según la sección.

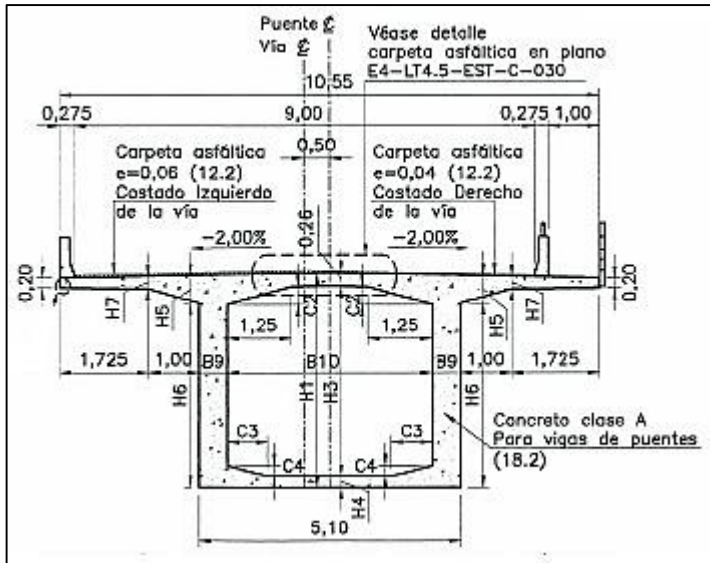


Figura A.6. Sección Transversal Dovela Típica.

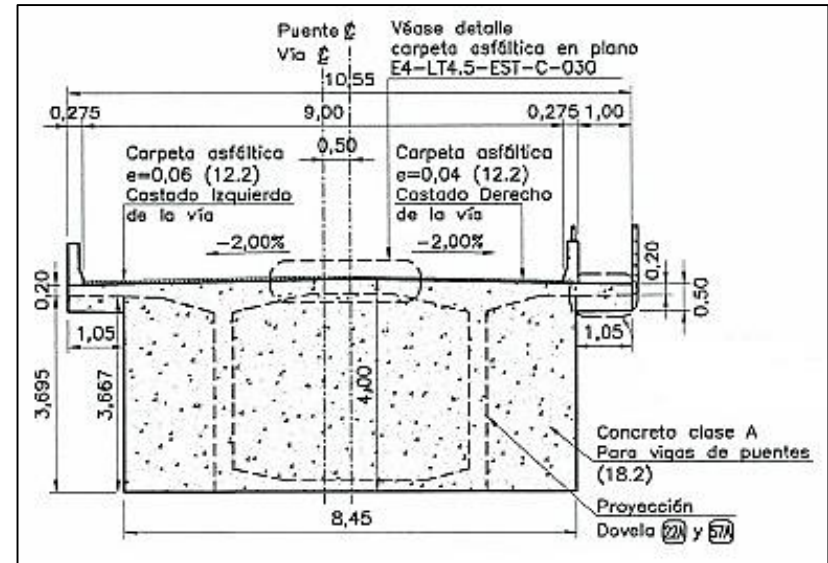


Figura A.7. Sección Transversal Dovela Maciza.

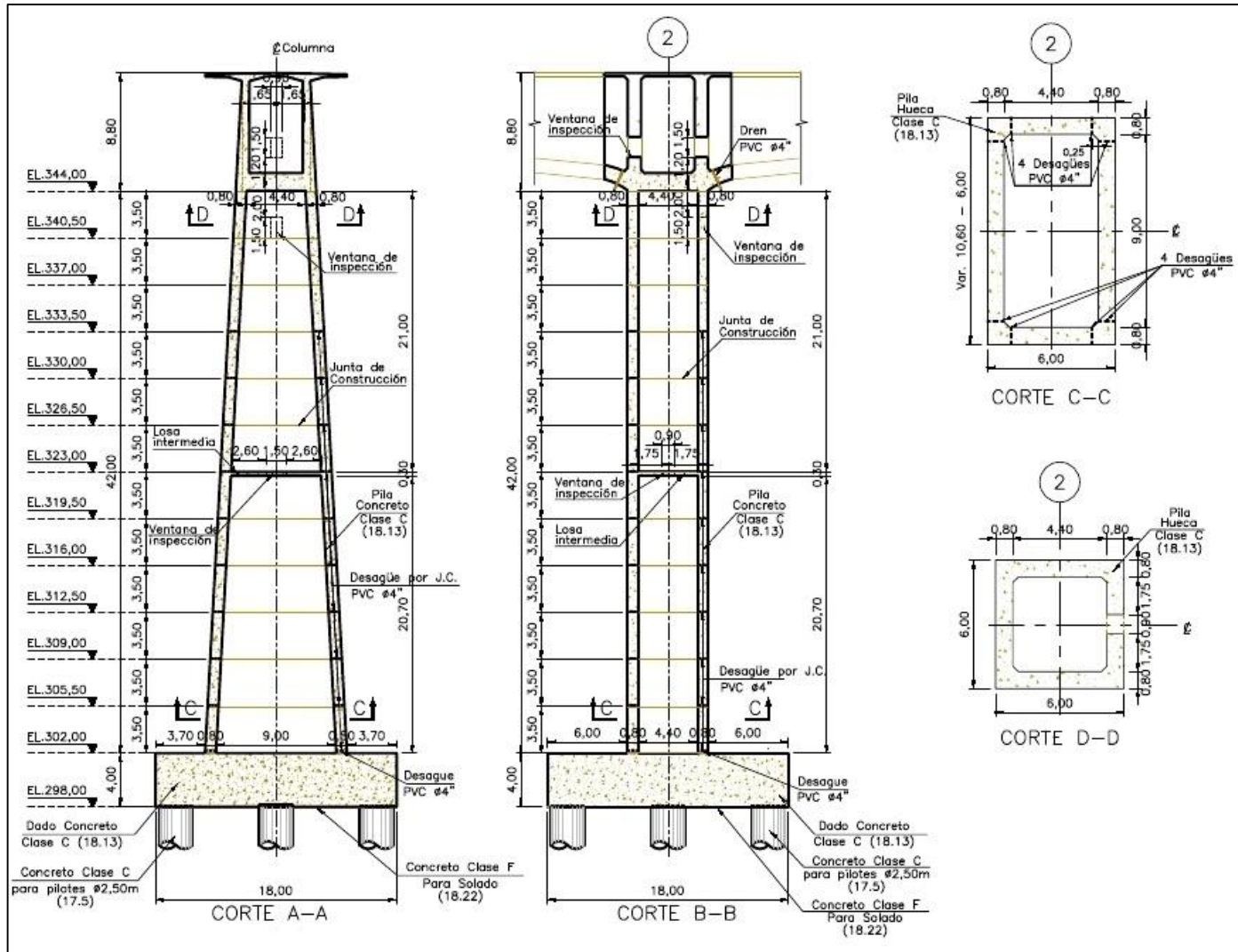


Figura A.8. Perfil de la Pila 1 - Eje 2 en dirección longitudinal y transversal.

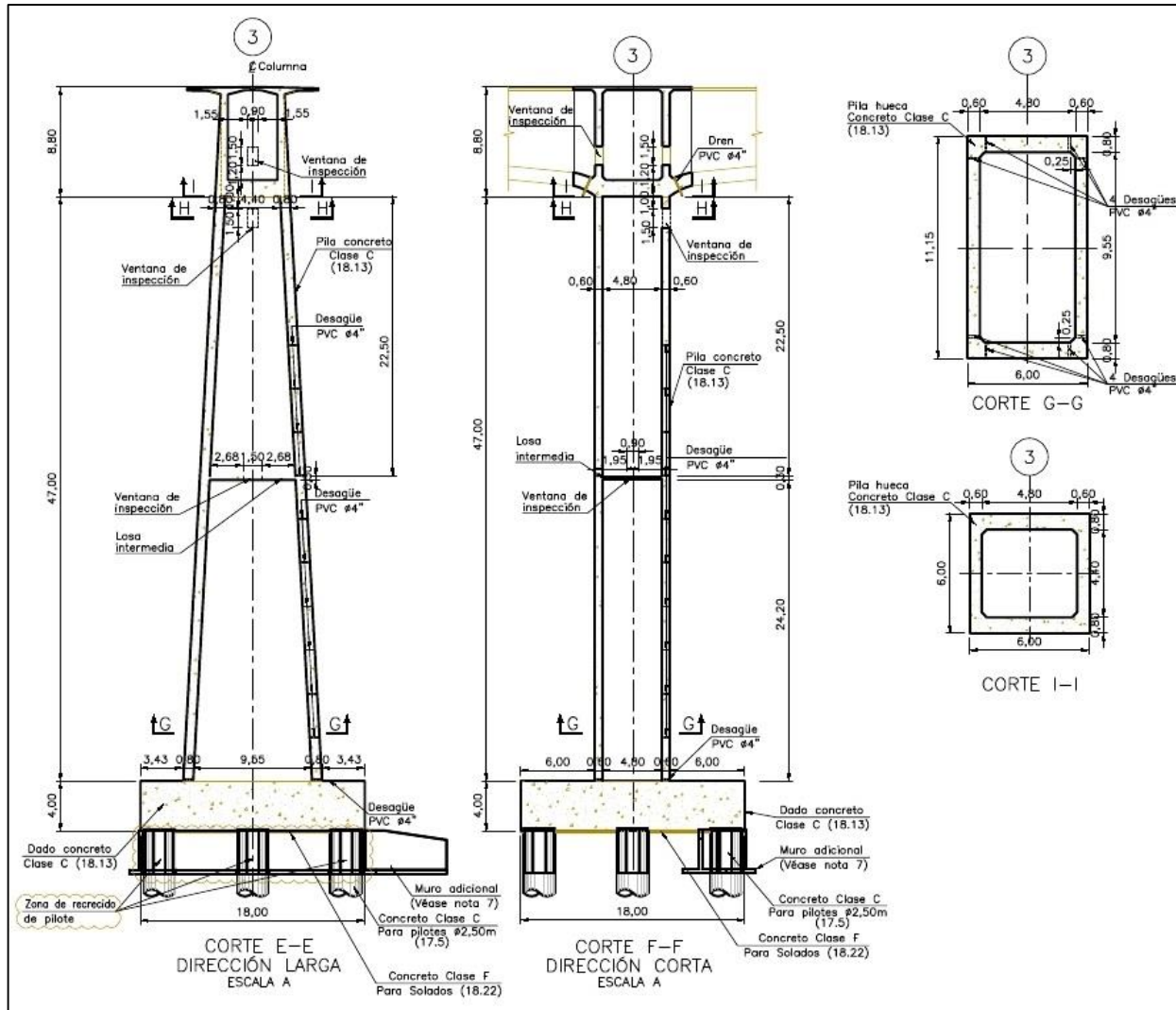


Figura A.9. Perfil de las Pilas 2, 3 - Ejes 3, 4 respectivamente, en dirección longitudinal y transversal.

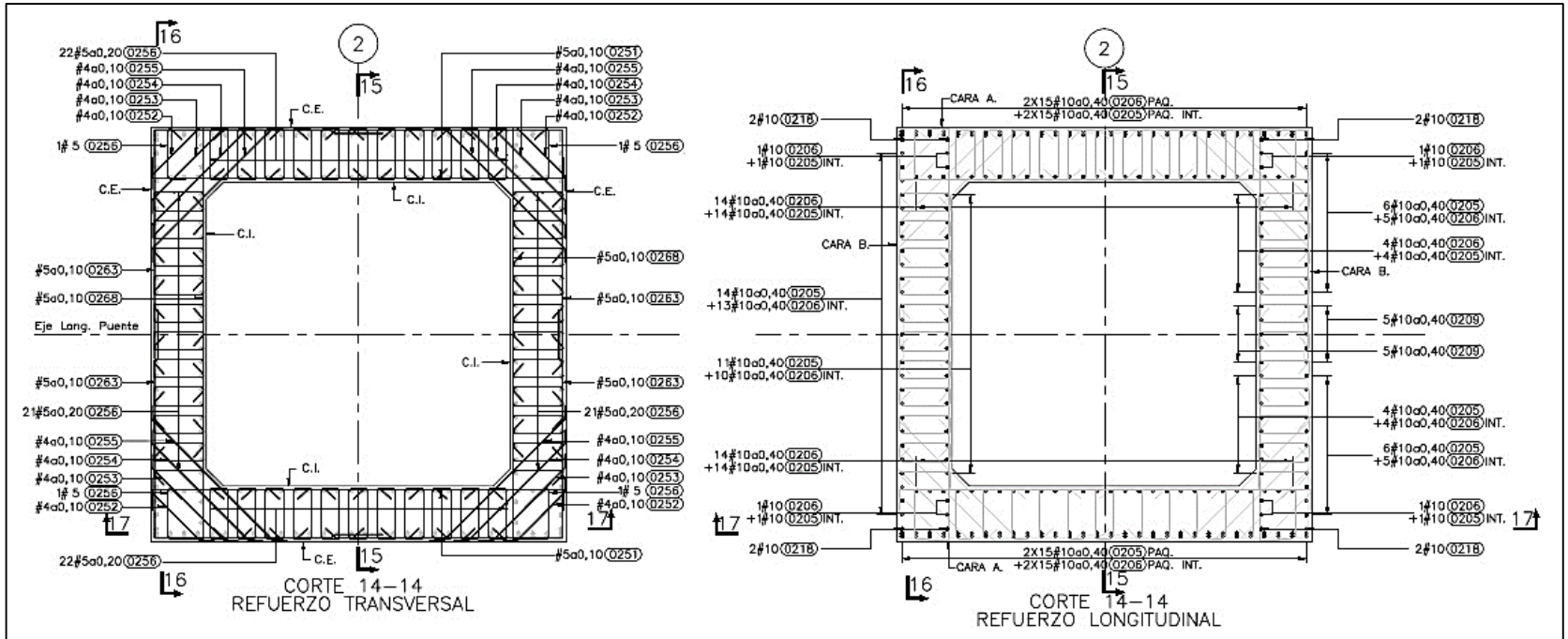


Figura A.10. Sección Transversal Superior para pilas con refuerzo longitudinal y transversal.

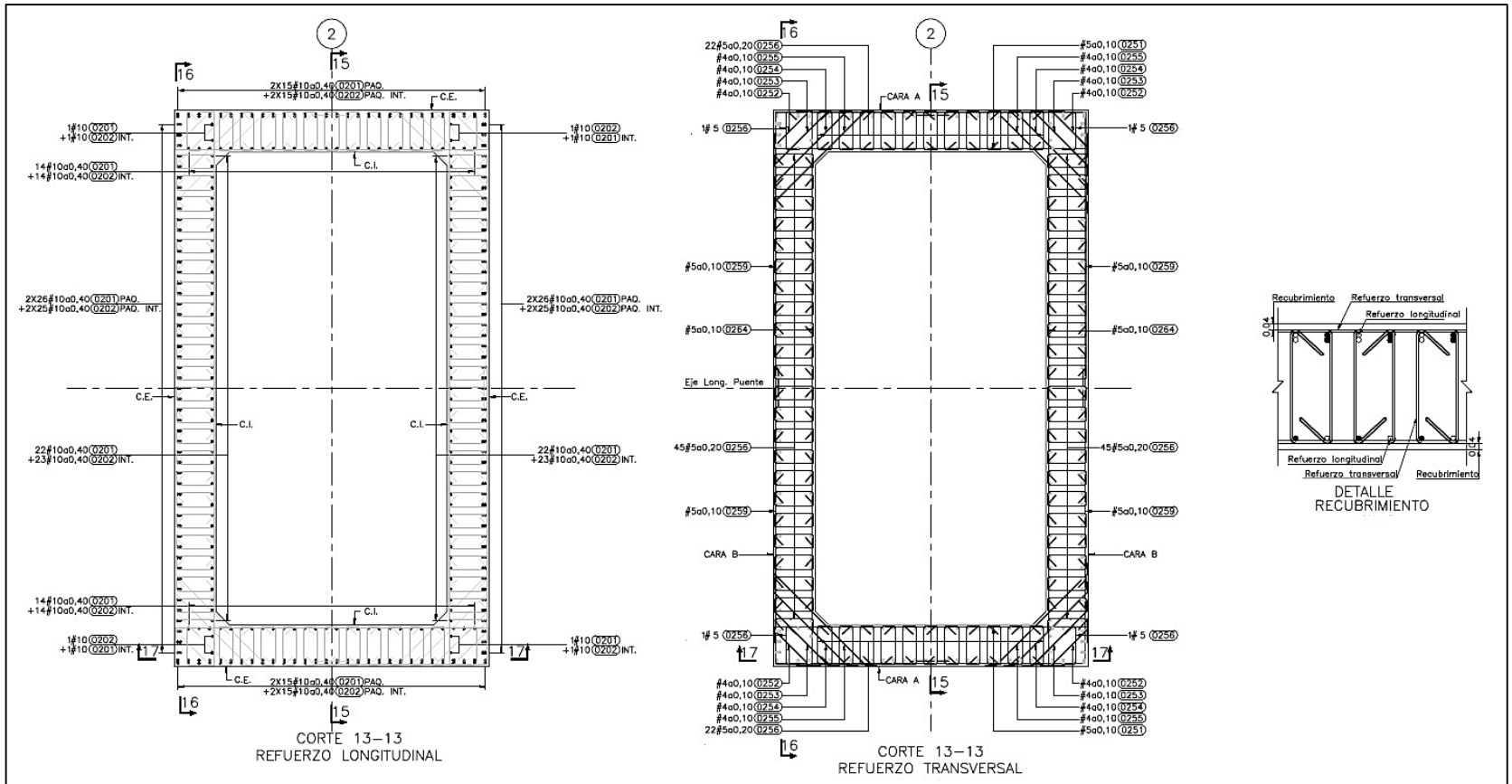


Figura A.11. Sección Transversal Inferior para pilas con refuerzo longitudinal y transversal.

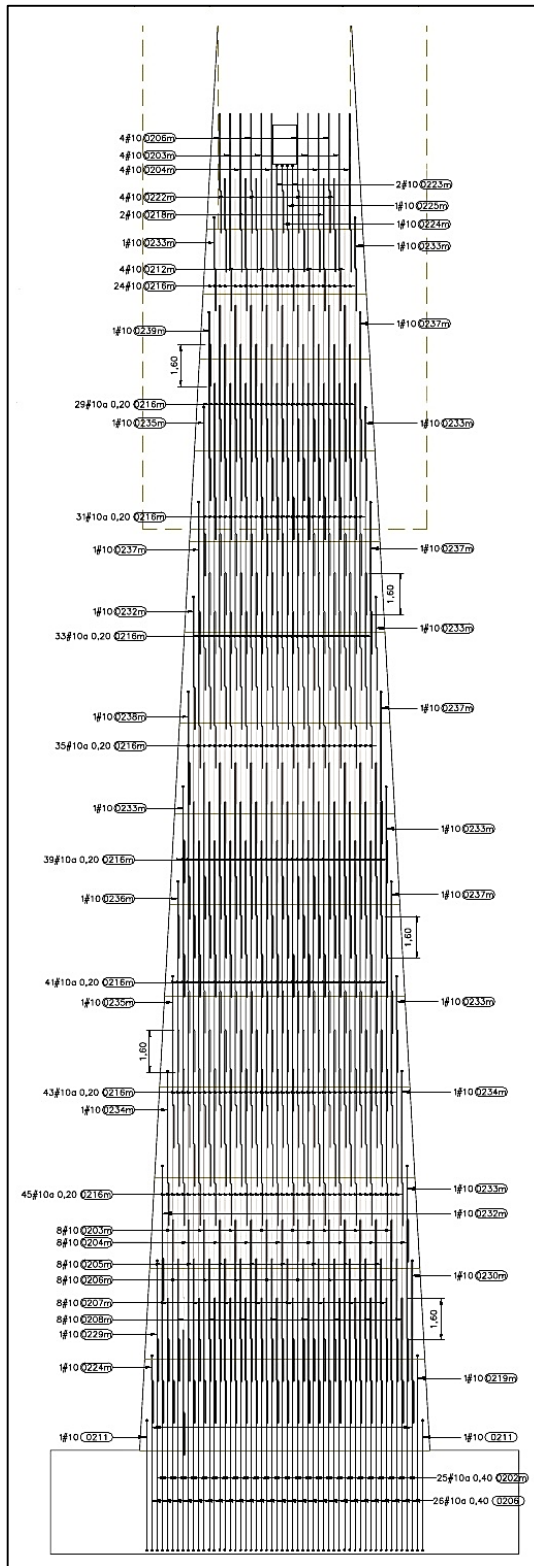


Figura A.12. Refuerzo longitudinal para pilas en dirección transversal.

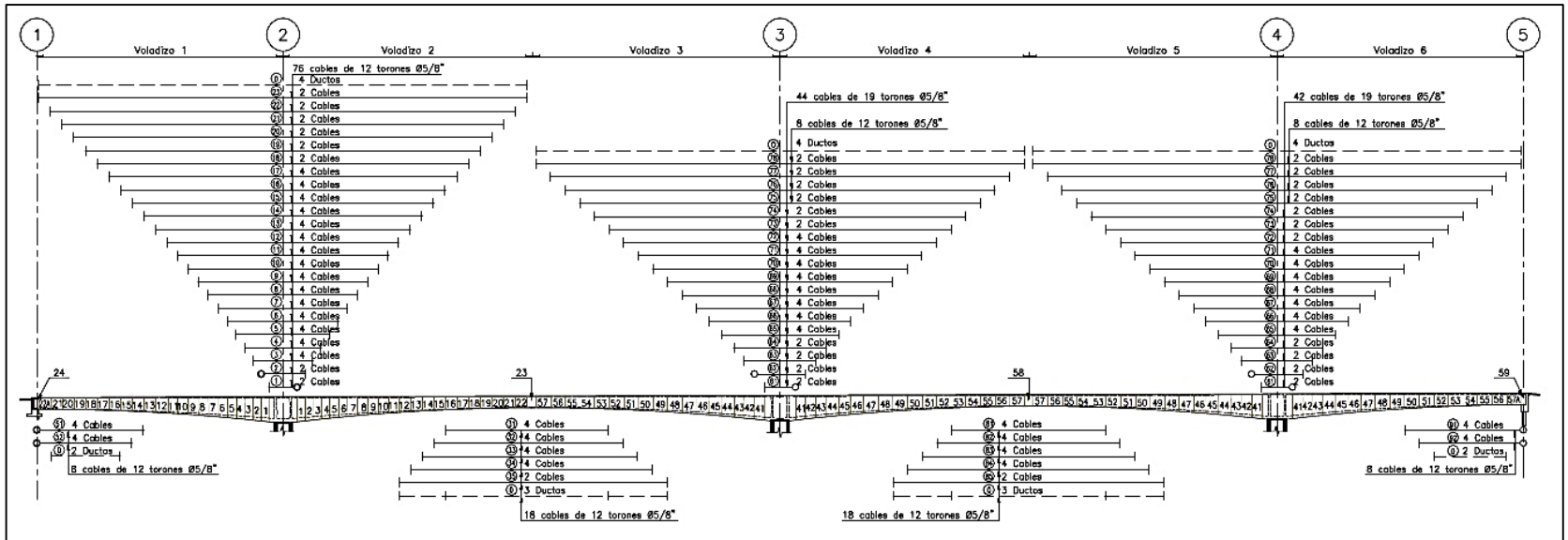


Figura A.14. Esquema General de Tensionamiento de Torones de Preesfuerzo

TENSIONAMIENTO DE CABLES-TABLERO SUPERIOR-EJES 2							
NOMBRE CABLES	CANTIDAD CABLES	TORONES Ø5/8" POR CABLE	TENSIÓN EN EL GATO [ton]	TENSIÓN SOBRE PILA t=0 [ton]	TENSIÓN SOBRE PILA t=∞ [ton]	LONGITUD DEL CABLE ENTRE ANCLAJES [m]	ALARGAMIENTO TEÓRICO [cm]
23	2	12	246,0	186,4	164,2	167,162	106,8
22	2	12	246,0	188,3	166,1	159,162	102,2
21	2	12	246,0	190,1	168,0	151,142	97,6
20	2	12	246,0	192,1	169,9	143,142	92,9
19	2	12	246,0	194,0	171,8	135,124	88,2
18	2	12	246,0	197,2	175,1	127,114	83,8
17	4	12	246,0	198,6	176,5	119,104	78,8
16	4	12	246,0	200,8	178,6	111,094	73,9
15	4	12	246,0	202,8	180,6	103,080	68,8
14	4	12	246,0	205,8	183,6	95,068	64,0
13	4	12	246,0	207,1	184,9	87,056	58,7
12	4	12	246,0	208,5	186,3	79,048	53,4
11	4	12	246,0	211,1	188,9	72,038	49,0
10	4	12	246,0	210,7	188,5	65,044	44,1
9	4	12	246,0	212,3	190,2	58,034	39,4
8	4	12	246,0	210,0	187,8	51,042	34,5
7	4	12	246,0	195,4	173,2	44,024	27,9
6	4	12	246,0	198,4	176,2	38,026	24,5
5	4	12	246,0	227,8	205,7	32,000	22,8
4	4	12	246,0	225,9	203,8	26,000	18,4
3	4	12	246,0	227,5	205,3	20,500	14,5
2	2	12	246,0	223,9	201,7	15,000	10,5
1	2	12	246,0	233,4	211,2	9,500	7,0

TENSIONAMIENTO DE CABLES - TABLERO SUPERIOR - EJE 3							
NOMBRE CABLES	CANTIDAD CABLES	TORONES Ø5/8" POR CABLE	TENSIÓN EN EL GATO [ton/CABLE]	TENSIÓN SOBRE PILA t=0 [ton/CABLE]	TENSIÓN SOBRE PILA t=∞ [ton/CABLE]	LONGITUD TEÓRICA DEL CABLE ENTRE ANCLAJES [m]	ALARGAMIENTO TEÓRICO [cm]
78	2	12	246,0	182,6	157,8	167,16	104,9
77	2	12	246,0	186,9	162,2	157,14	100,2
76	2	12	246,0	188,2	163,5	147,14	93,9
75	2	12	246,0	190,8	166,1	137,13	88,3
74	2	19	389,5	303,1	278,3	127,12	81,7
73	2	19	389,5	310,8	286,0	117,11	76,6
72	4	19	389,5	313,9	289,2	107,11	70,2
71	4	19	389,5	314,5	289,8	97,09	63,6
70	4	19	389,5	316,4	291,6	87,07	57,2
69	4	19	389,5	324,3	299,6	77,05	51,3
68	4	19	389,5	330,7	305,9	67,06	45,2
67	4	19	389,5	315,5	290,7	57,05	36,9
66	4	19	389,5	321,1	296,3	48,55	31,9
65	4	19	389,5	361,3	336,5	40,00	28,7
64	2	19	389,5	354,7	330,0	31,51	22,2
63	2	19	389,5	351,3	326,6	24,51	17,2
62	2	19	389,5	362,1	337,4	17,50	12,5
61	2	19	389,5	379,2	354,5	10,50	7,8

TENSIONAMIENTO DE CABLES - TABLERO SUPERIOR-EJE 4							
NOMBRE CABLES	CANTIDAD CABLES	TORONES Ø5/8" POR CABLE	TENSIÓN EN EL GATO [ton/CABLE]	TENSIÓN SOBRE PILA t=0 [ton/CABLE]	TENSIÓN SOBRE PILA t=∞ [ton/CABLE]	LONGITUD TEÓRICA DEL CABLE ENTRE ANCLAJES [m]	ALARGAMIENTO TEÓRICO [cm]
78	2	12	246,0	182,6	157,8	167,16	104,9
77	2	12	246,0	186,1	163,1	157,13	99,8
76	2	12	246,0	188,2	165,2	147,14	93,9
75	2	12	246,0	191,9	168,9	137,11	88,5
74	2	19	389,5	303,1	280,1	127,12	81,7
73	2	19	389,5	309,7	286,7	117,09	76,3
72	2	19	389,5	313,9	290,9	107,11	70,2
71	4	19	389,5	314,5	291,5	97,09	63,6
70	4	19	389,5	316,4	293,3	87,07	57,2
69	4	19	389,5	324,3	301,3	77,05	51,3
68	4	19	389,5	330,7	307,6	67,06	45,2
67	4	19	389,5	315,5	292,4	57,05	36,9
66	4	19	389,5	321,1	298,0	48,55	31,9
65	4	19	389,5	361,3	338,2	40,00	28,7
64	2	19	389,5	354,7	331,7	31,51	22,2
63	2	19	389,5	351,3	328,2	24,51	17,2
62	2	19	389,5	362,1	339,1	17,50	12,5
61	2	19	389,5	379,2	356,2	10,50	7,8

TENSIONAMIENTO DE CABLES - TABLERO INFERIOR - VOLADIZOS 2 Y 3							
NOMBRE CABLES	CANTIDAD CABLES	TORONES Ø5/8" POR CABLE	TENSIÓN EN EL GATO [ton/CABLE]	TENSIÓN EN t=0 [ton/CABLE]	TENSIÓN EN t=∞ [ton/CABLE]	LONGITUD TEÓRICA DEL CABLE ENTRE ANCLAJES [m]	ALARGAMIENTO TEÓRICO [cm]
31	4	12	246,0	228,1	198,6	55,54	38,4
32	4	12	246,0	224,8	195,4	64,55	45,3
33	4	12	246,0	221,6	192,2	73,57	52,2
34	4	12	246,0	218,5	189,1	82,58	58,9
35	2	12	246,0	215,4	186,0	91,60	65,5

TENSIONAMIENTO DE CABLES-TABLERO INFERIOR - VOLADIZOS 4 Y 5							
NOMBRE CABLES	CANTIDAD CABLES	TORONES Ø5/8" POR CABLE	TENSIÓN EN EL GATO [ton/CABLE]	TENSIÓN EN t=0 [ton/CABLE]	TENSIÓN EN t=∞ [ton/CABLE]	LONGITUD TEÓRICA DEL CABLE ENTRE ANCLAJES [m]	ALARGAMIENTO TEÓRICO [cm]
81	4	12	246,0	228,1	200,9	55,54	38,4
82	4	12	246,0	224,8	197,6	64,55	45,3
83	4	12	246,0	221,6	194,5	73,56	52,2
84	4	12	246,0	218,5	191,3	82,58	58,9
85	2	12	246,0	215,4	188,2	91,60	65,5

TENSIONAMIENTO DE CABLES - TABLERO INFERIOR - VOLADIZO 6							
NOMBRE CABLES	CANTIDAD CABLES	TORONES Ø5/8" POR CABLE	TENSIÓN EN EL GATO [ton/CABLE]	TENSIÓN EN t=0 [ton/CABLE]	TENSIÓN EN t=∞ [ton/CABLE]	LONGITUD TEÓRICA DEL CABLE ENTRE ANCLAJES [m]	ALARGAMIENTO TEÓRICO [cm]
91	4	12	246,0	218,5	193,7	41,08	29,4
92	4	12	246,0	221,6	196,9	36,07	26,1

TENSIONAMIENTO DE CABLES - TABLERO INFERIOR - VOLADIZO 1							
NOMBRE CABLES	CANTIDAD CABLES	TORONES Ø5/8" POR CABLE	TENSIÓN EN EL GATO [ton/CABLE]	TENSIÓN EN APOYOS t=0 [ton/CABLE]	TENSIÓN EN APOYOS t=∞ [ton/CABLE]	LONGITUD TEÓRICA DEL CABLE ENTRE ANCLAJES [m]	ALARGAMIENTO TEÓRICO [cm]
51	4	12	246,0	221,0	194,5	37,06	26,7
52	4	12	246,0	223,5	197,1	33,08	24,0

Figura A.15. Tensionamiento de Cables de Preesfuerzo

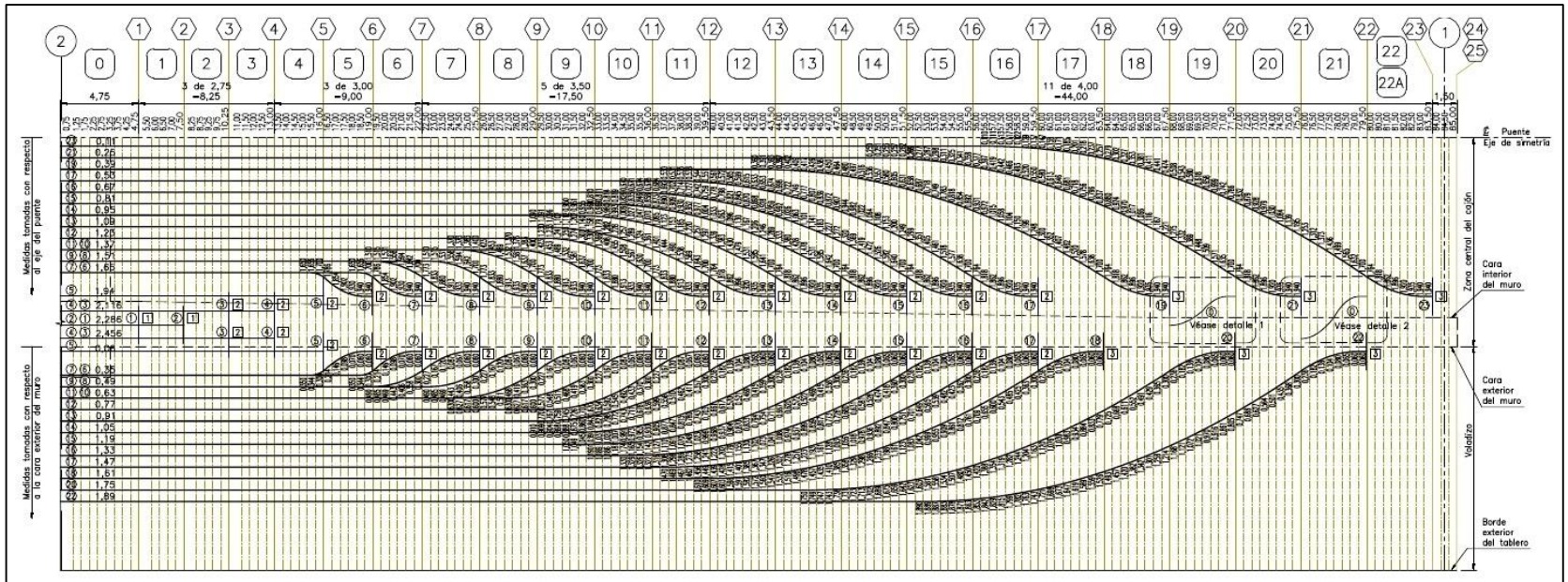


Figura A.16. Trayectoria de los cables en Semiplanta Superior de los Voladizos 1 y 2.

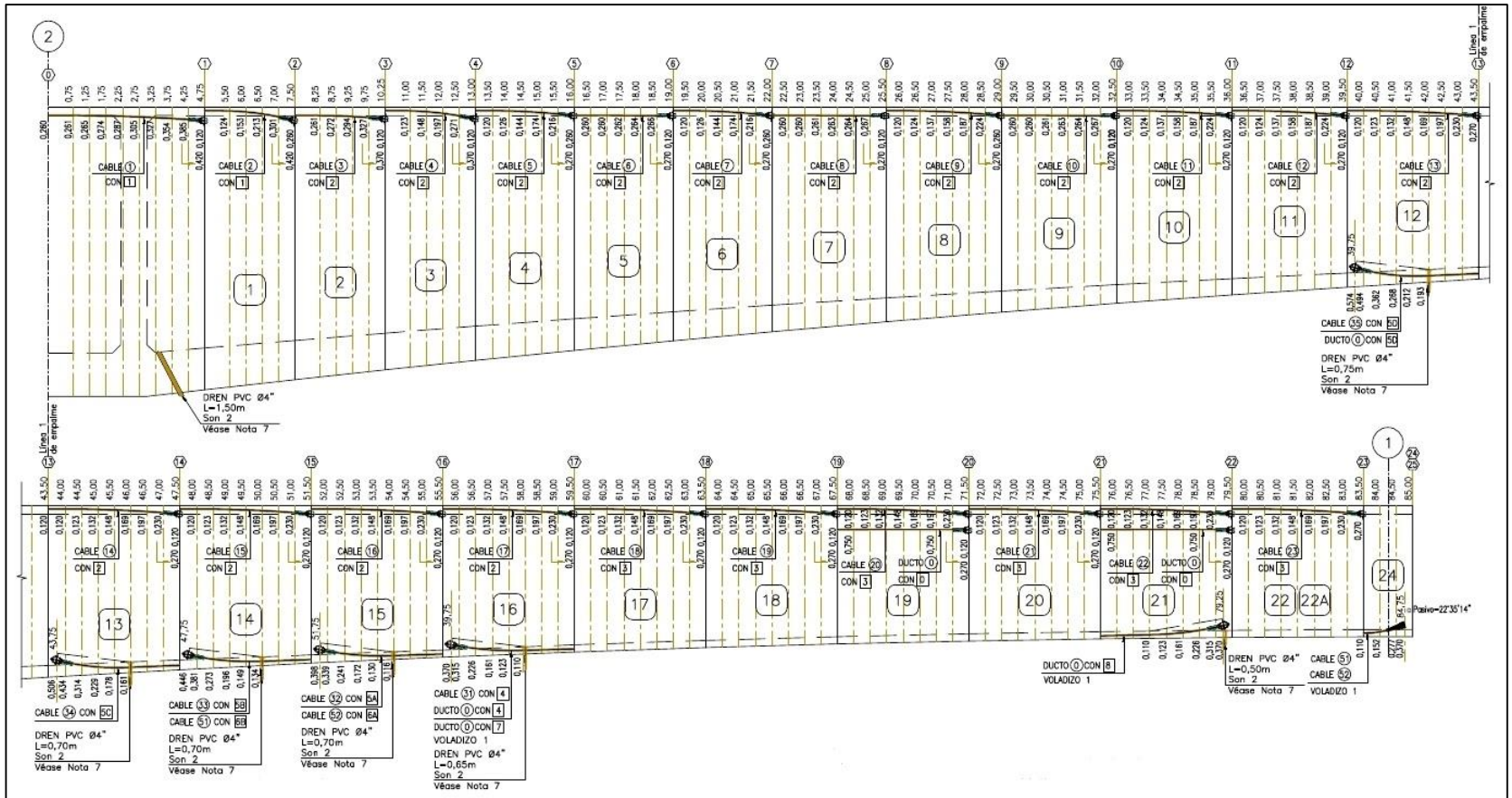


Figura A.17. Trayectoria de los cables en Perfil de los Voladizos 1 y 2.

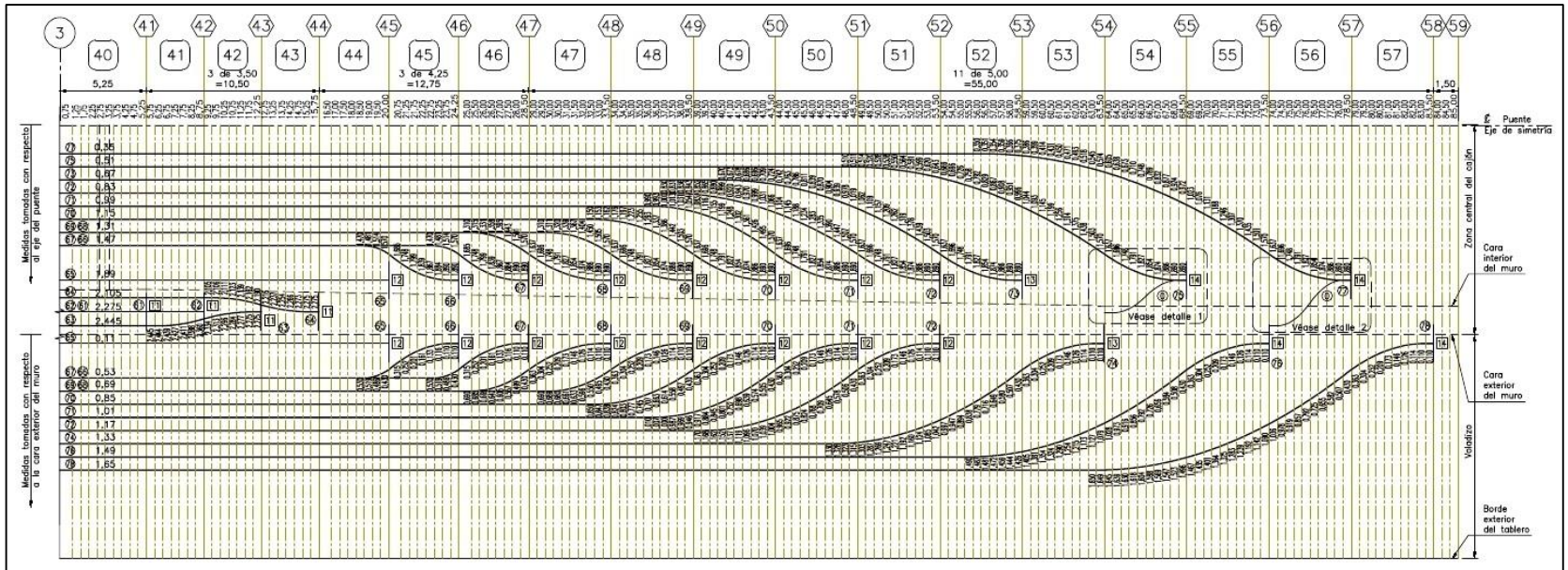


Figura A.18. Trayectoria de los cables en Semiplanta Superior de los Voladizos 3 y 4.

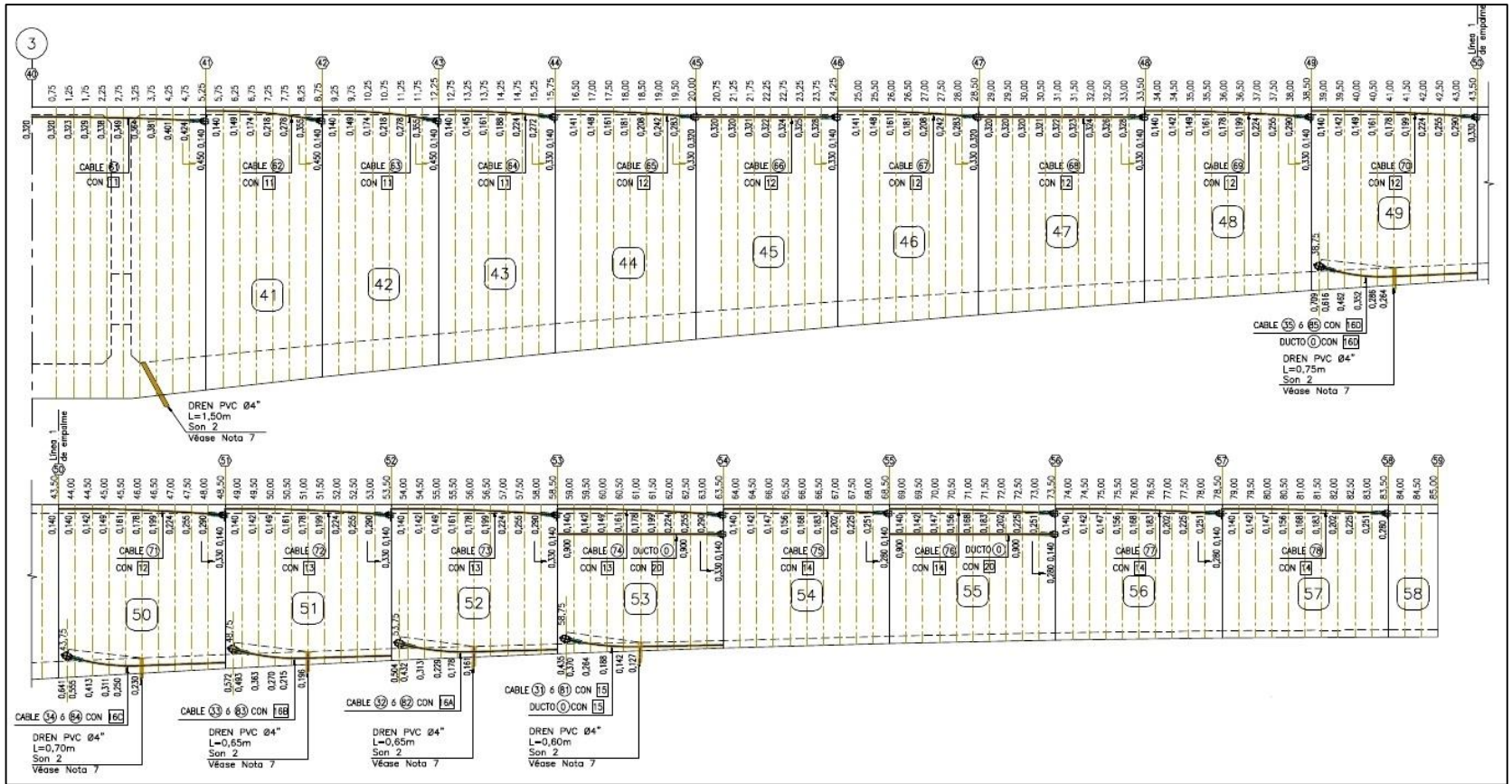


Figura A.19. Trayectoria de los cables en Perfil de los Voladizos 3 y 4.

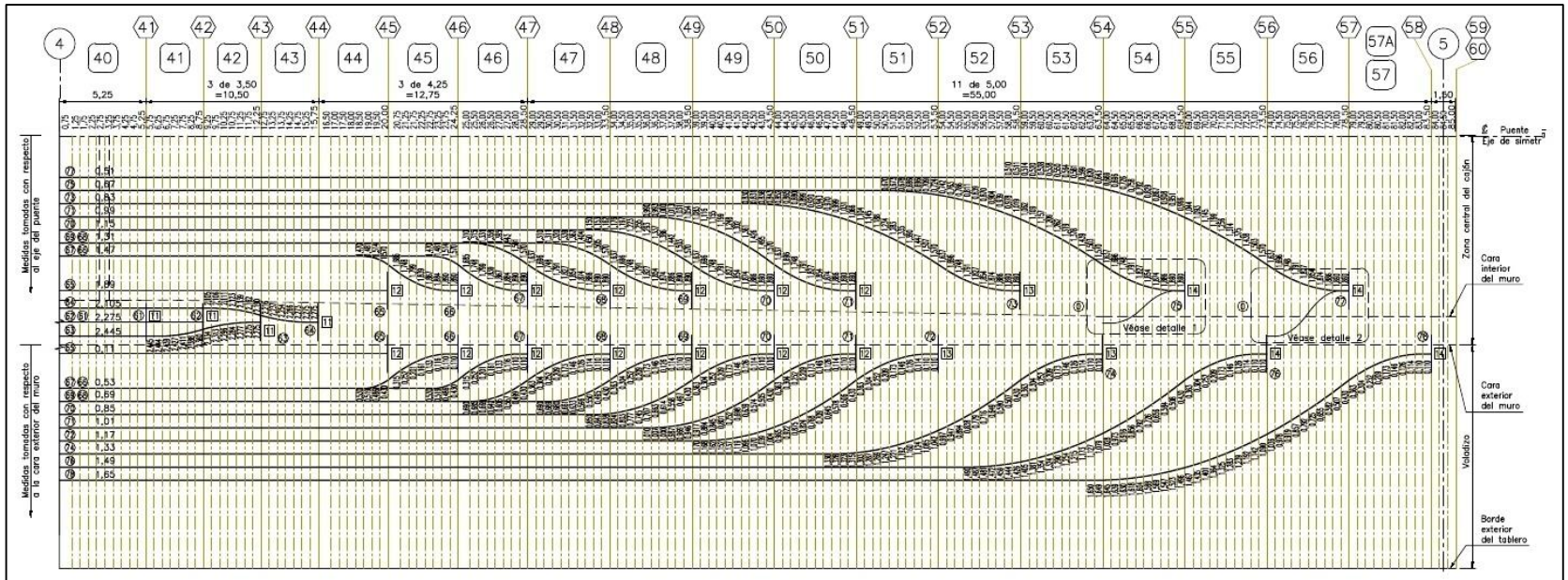


Figura A.20. Trayectoria de los cables en Semiplanta Superior de los Voladizos 5 y 6.

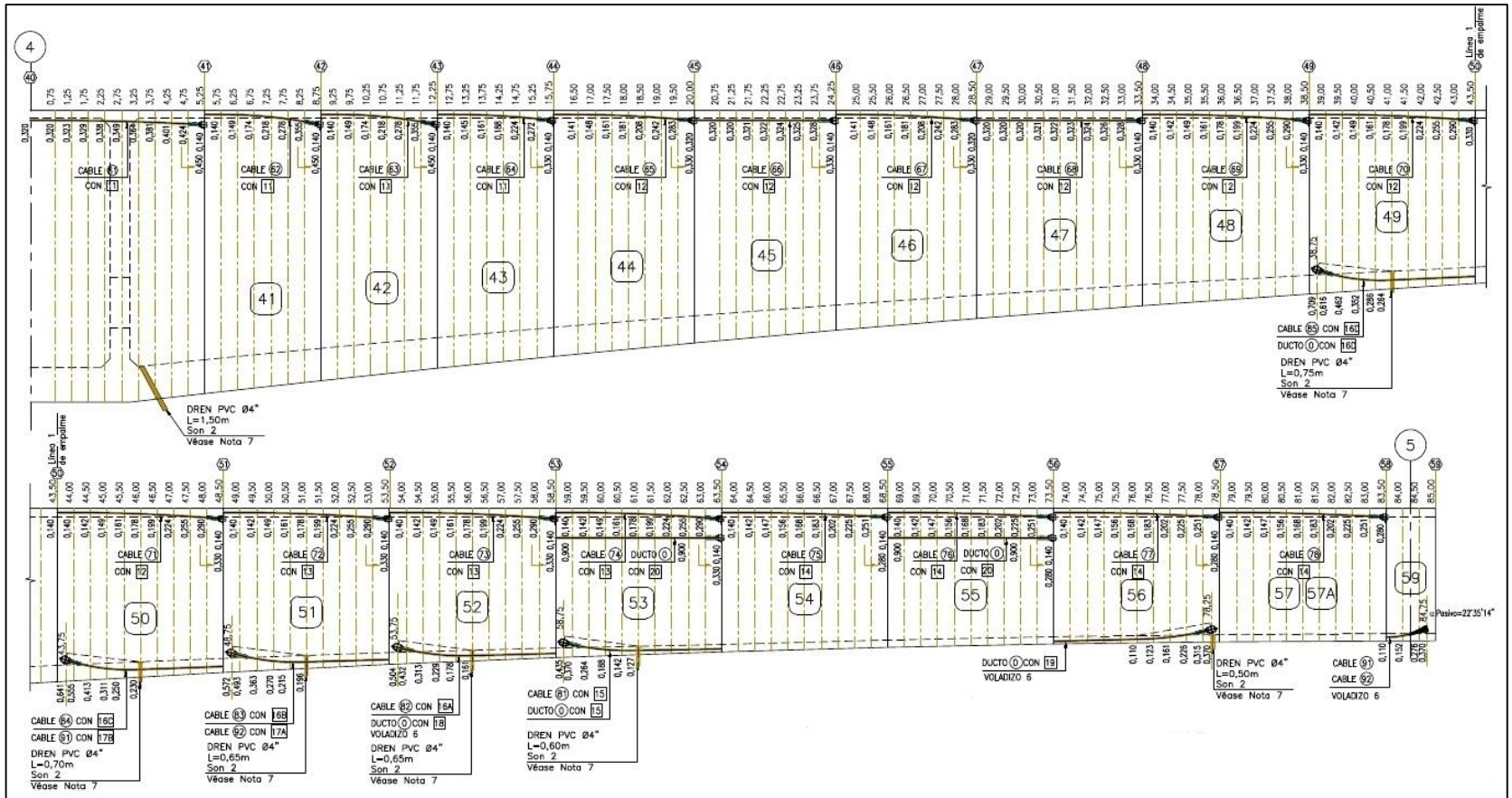


Figura A.21. Trayectoria de los cables en Perfil de los Voladizos 5 y 6.

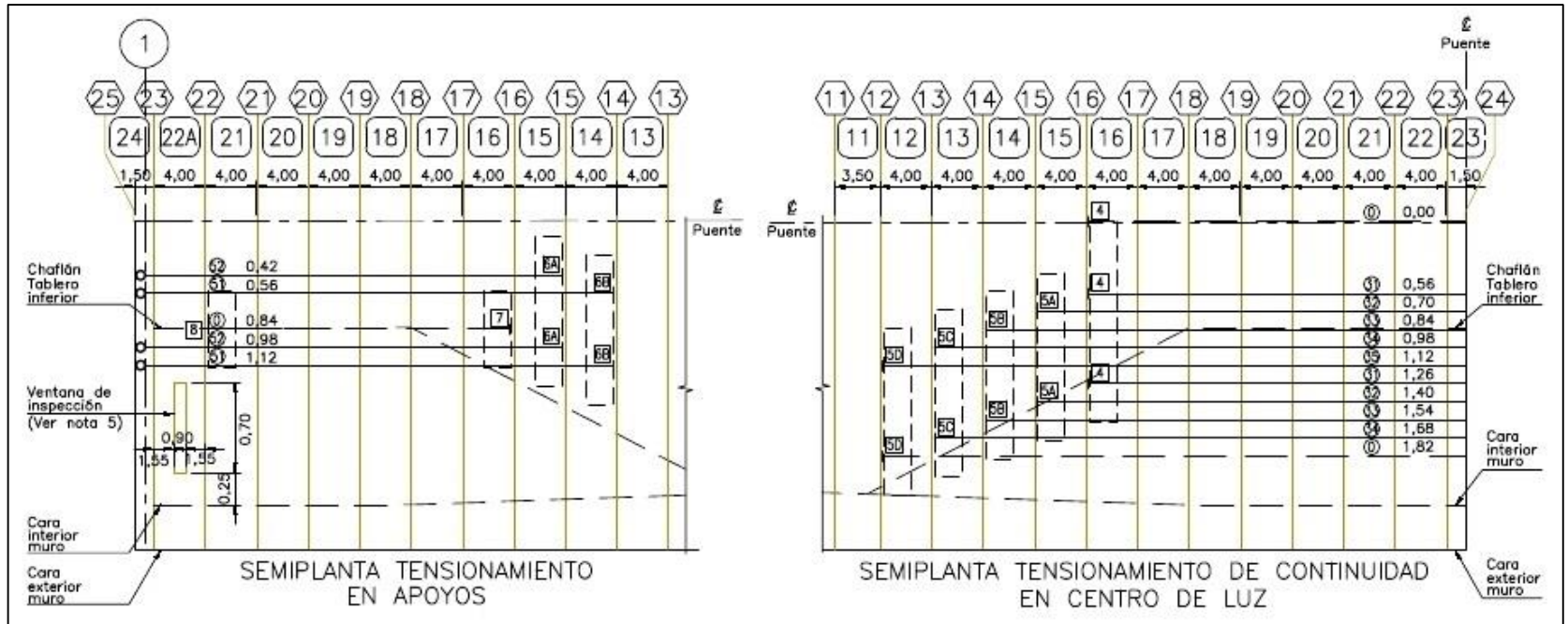


Figura A.22. Trayectoria de los cables en Semiplanta Inferior en el Apoyo 1 del Eje 1 y centro de luz en los Voladizos 2 y 3.

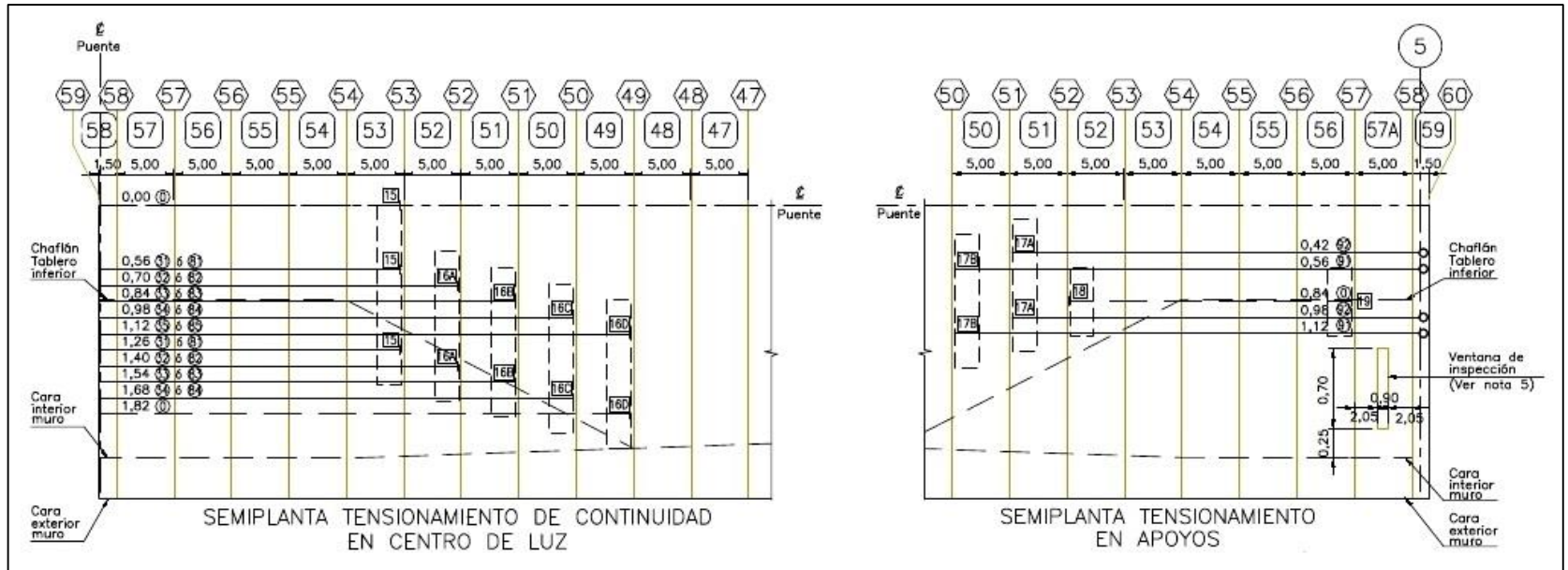
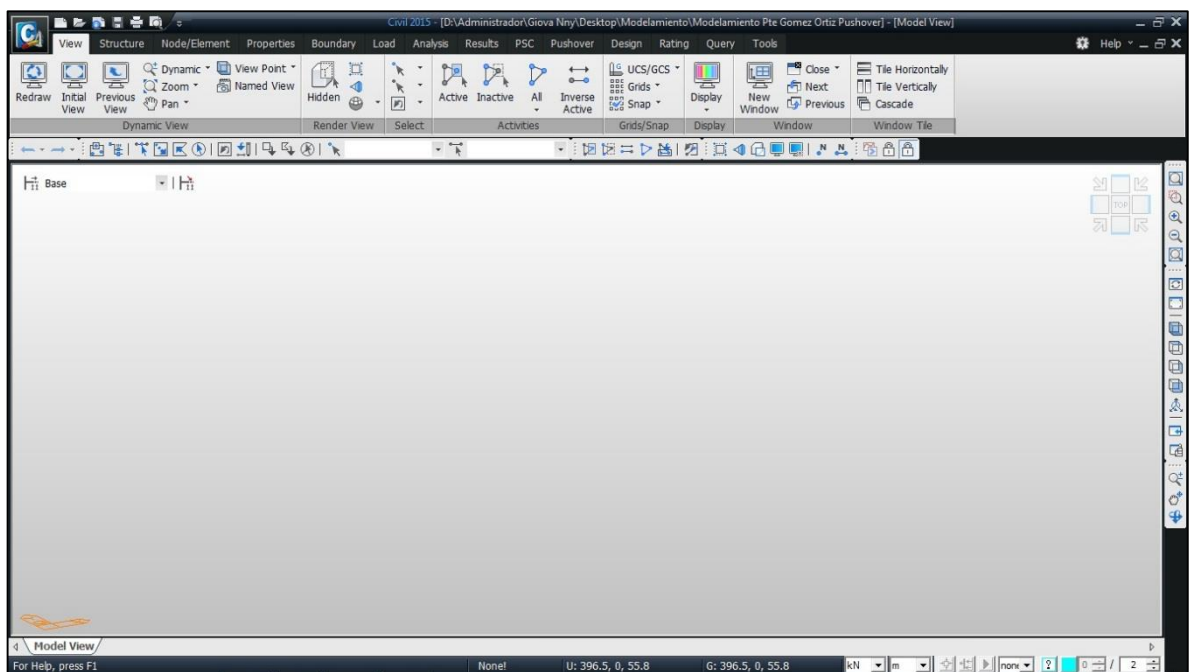


Figura A.23. Trayectoria de los cables en Semiplanta Inferior en el Apoyo 2 del Eje 5 y centro de luz en los Voladizos 4 y 5.

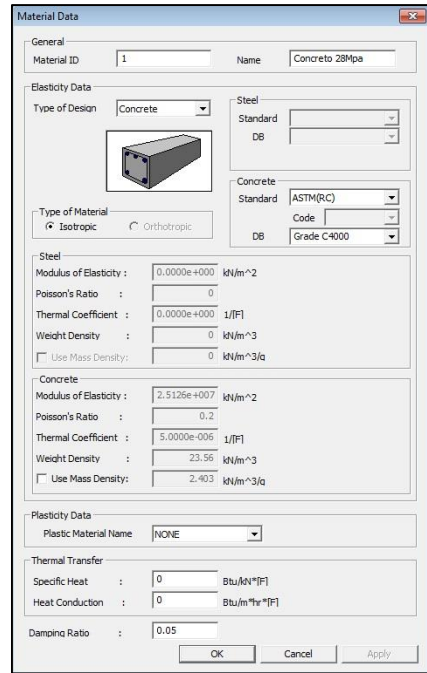
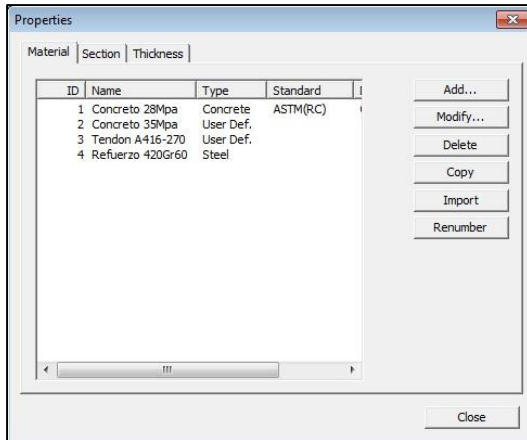
ANEXO B.

MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA EN MIDAS CIVIL 2015

B.1. *Crear el espacio de trabajo:* Para la creación del espacio de trabajo en MIDAS Civil 2015 se debe llevar a cabo los siguientes pasos: abrir el programa, crear un nuevo documento, escoger las unidades de interés (KN, m) y guardar el documento en un directorio o carpeta.



B.2. *Definir los materiales:* Esta estructura consta de cuatro materiales, un concreto de 35 MPa para la superestructura, un concreto de 28 MPa para la subestructura, un acero de Gr 60 para refuerzo longitudinal y transversal, y un acero de Gr 270 de baja relajación para los torones de preesfuerzo. Ver figura 3, Anexo A.

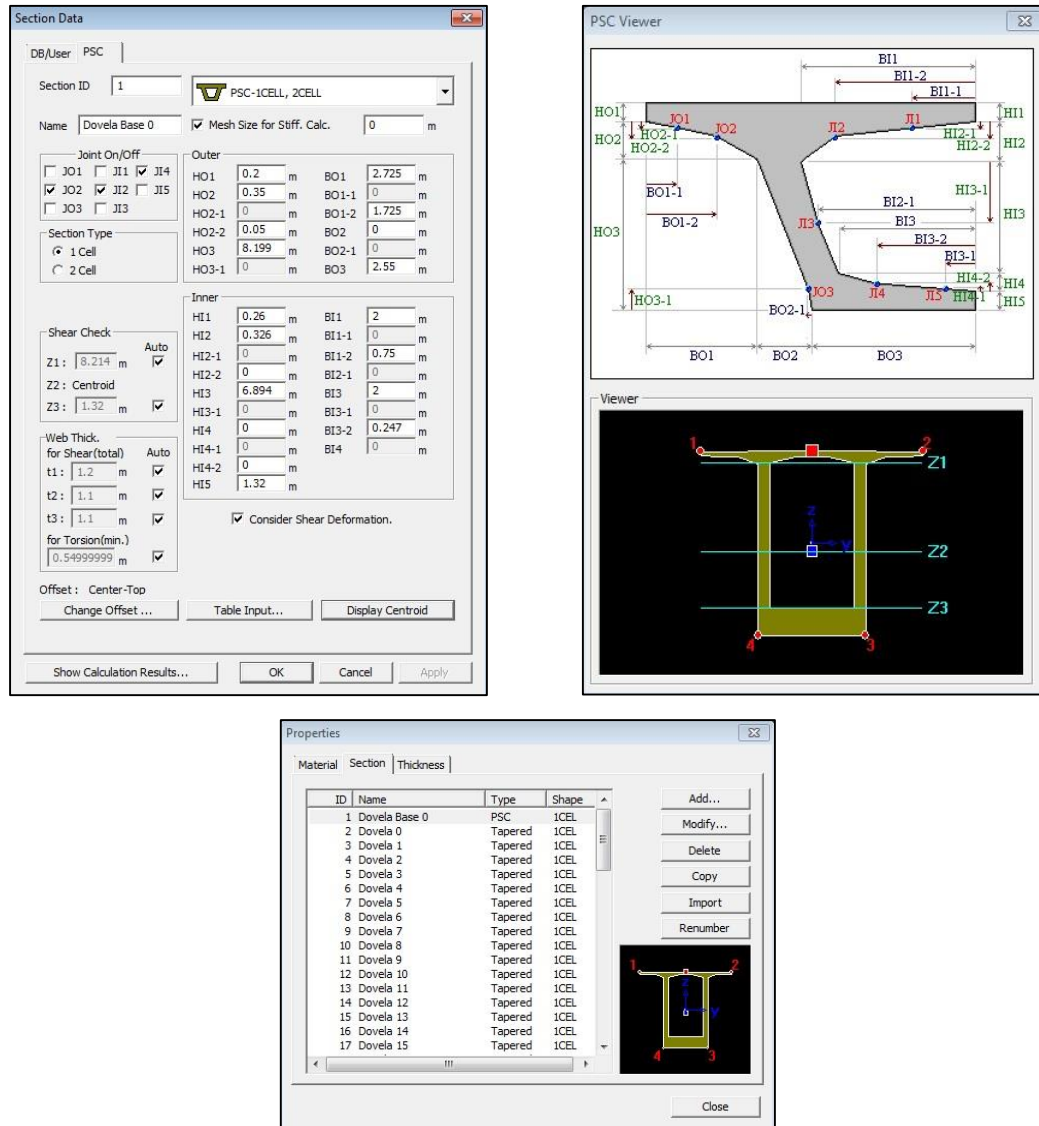


B.3. *Definir secciones transversales Viga Cajón:* Al definir las secciones transversales viga cajón, se debe hacer la conversión de variables que se utilizan en los planos (ver figura 7, anexo A) a las variables que utiliza MIDAS Civil.

SECCION	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
HO1	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200
HO2	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350
HO2-2	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050
HO3	8.199	7.996	7.687	7.388	7.100	6.798	6.509	6.232	5.926	5.638	5.367	5.113	4.877	4.628	4.403	4.200	4.020	3.863	3.729	3.618	3.529	3.463	3.421	3.401	3.399
BO1	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725
BO1-2	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725
BO2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BO3	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550
HI1	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260
HI2	0.326	0.326	0.326	0.326	0.326	0.326	0.326	0.326	0.326	0.326	0.326	0.326	0.326	0.326	0.326	0.326	0.326	0.326	0.326	0.326	0.326	0.326	0.326	0.326	0.326
HI2-2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
HI3	6.894	6.742	6.511	6.289	6.077	5.855	5.643	5.442	5.220	5.012	4.817	4.635	4.416	4.180	3.960	3.749	3.543	3.386	3.253	3.142	3.053	2.987	2.945	2.925	2.923
HI4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
HI4-2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
HI5	1.320	1.269	1.190	1.113	1.038	0.959	0.881	0.806	0.723	0.642	0.566	0.495	0.428	0.359	0.299	0.250	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220
BI1	2.000	2.000	2.009	2.018	2.026	2.036	2.045	2.055	2.066	2.077	2.088	2.100	2.111	2.124	2.136	2.149	2.162	2.175	2.187	2.200	2.200	2.200	2.200	2.200	2.200
BI1-2	0.750	0.750	0.759	0.768	0.776	0.786	0.795	0.805	0.816	0.827	0.838	0.850	0.861	0.874	0.886	0.899	0.912	0.925	0.937	0.950	0.950	0.950	0.950	0.950	0.950
BI3	2.000	2.000	2.009	2.018	2.026	2.036	2.045	2.055	2.066	2.077	2.088	2.100	2.111	2.124	2.136	2.149	2.162	2.175	2.187	2.200	2.200	2.200	2.200	2.200	2.200
BI3-2	0.247	0.247	0.247	0.247	0.247	0.247	0.247	0.247	0.247	0.247	0.247	0.247	0.247	0.247	0.247	0.247	0.247	0.247	0.247	0.247	0.247	0.247	0.247	0.247	0.247

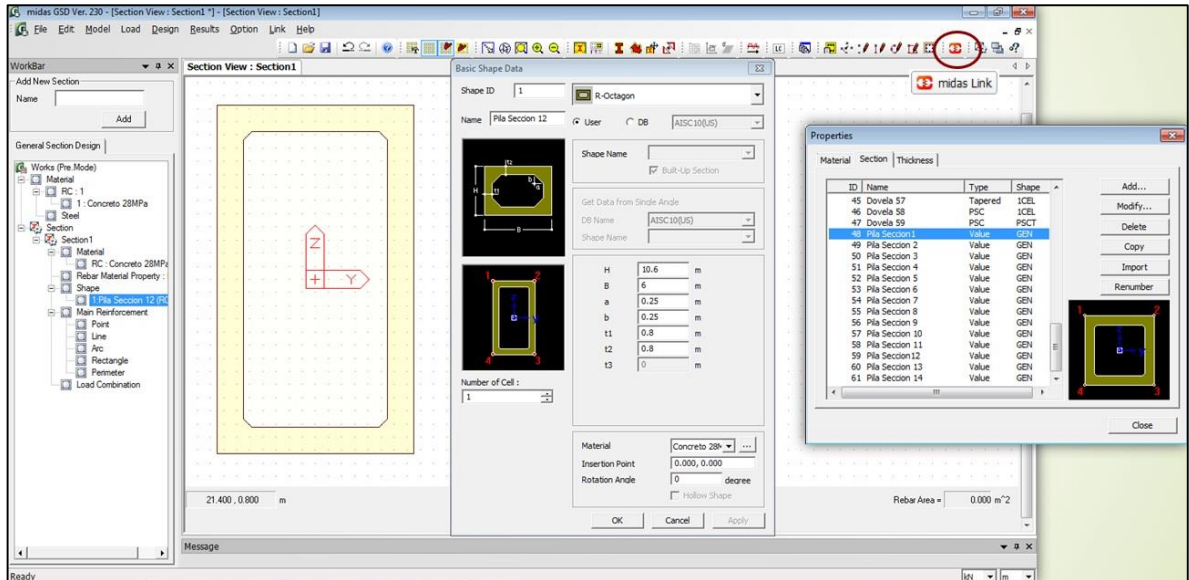
SECCION	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59
HO1	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200
HO2	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.465	0.430	0.395	0.360	0.350
HO2-2	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.088	0.077	0.065	0.053	0.050	
HO3	8.049	7.789	7.399	7.027	6.672	6.265	5.884	5.528	5.142	4.793	4.478	4.200	3.957	3.750	3.579	3.478	3.413	3.384	3.390	3.399
BO1	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725
BO1-2	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725
BO2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BO3	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550
HI1	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260
HI2	0.476	0.476	0.476	0.476	0.475	0.475	0.475	0.474	0.474	0.474	0.473	0.473	0.473	0.473	0.472	0.472	0.437	0.402	0.367	0.332
HI2-2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
HI3	7.014	6.785	6.443	6.119	5.813	5.464	5.141	4.845	4.528	4.247	3.947	3.682	3.453	3.261	3.103	3.002	2.937	2.908	2.915	2.923
HI4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.055	0.110	0.165	0.220	0.275	0.275	0.275	0.275	0.275	0.275
HI4-2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
HI5	1.050	1.019	0.971	0.923	0.875	0.817	0.758	0.700	0.632	0.563	0.494	0.426	0.357	0.289	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220
BI1	2.000	2.000	2.012	2.024	2.036	2.051	2.065	2.080	2.097	2.114	2.131	2.148	2.166	2.183	2.200	2.200	2.200	2.200	2.200	2.200
BI1-2	0.750	0.750	0.762	0.774	0.786	0.801	0.815	0.830	0.847	0.864	0.881	0.898	0.916	0.933	0.950	0.950	0.950	0.950	0.950	0.950
BI3	2.000	2.000	2.012	2.024	2.036	2.051	2.065	2.080	2.097	2.114	2.131	2.148	2.166	2.183	2.200	2.200	2.200	2.200	2.200	2.200
BI3-2	0.275	0.275	0.275	0.275	0.275	0.275	0.275	0.275	0.275	0.275	0.275	0.275	0.275	0.275	0.275	0.275	0.275	0.275	0.275	0.275

Luego se ingresa cada uno de estos parámetros para crear secciones PSC, pero debido a que las secciones de las dovelas no son constantes (ver figuras 4 y 5, anexo A) se procede a crear secciones tipo TAPERED. Este proceso se aplica para cada una de las dovelas.



B.4. Definir secciones transversales para las Pilas: Las secciones de las pilas son rectangulares en el exterior, octogonales en el interior y variables en sentido longitudinal (ver figuras 8 y 9, anexo A), debido a que en un paso posterior estas

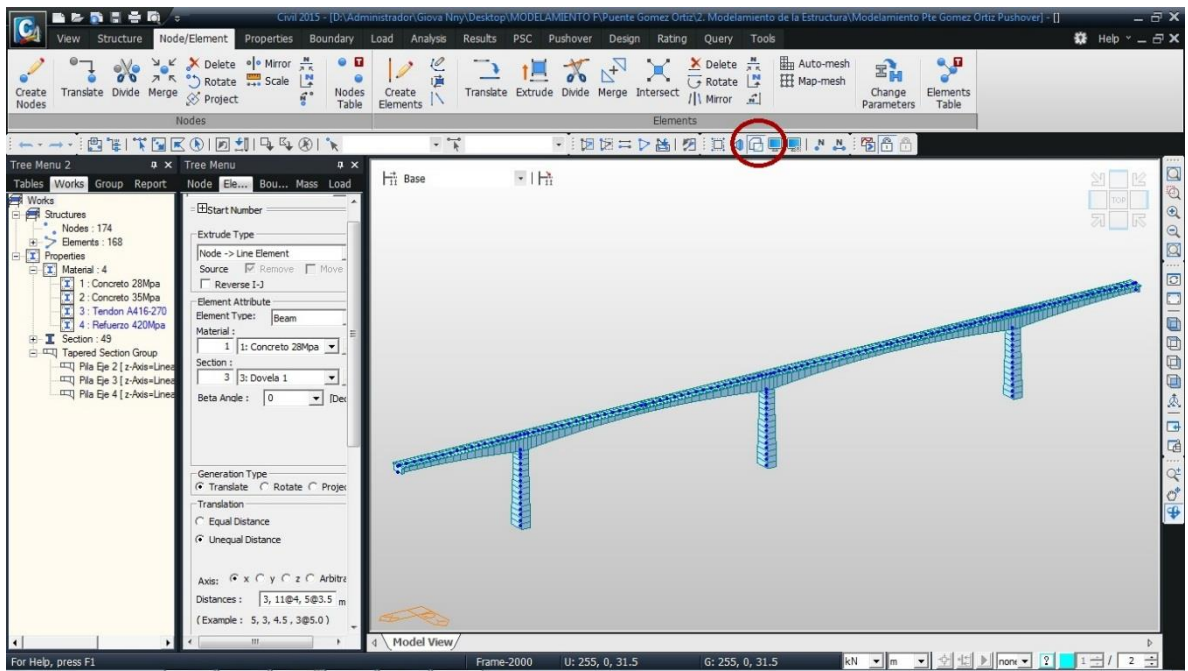
son reforzadas se utiliza un subprograma de MIDAS conocido como GSD (General Section Designer) para definir dichas secciones.



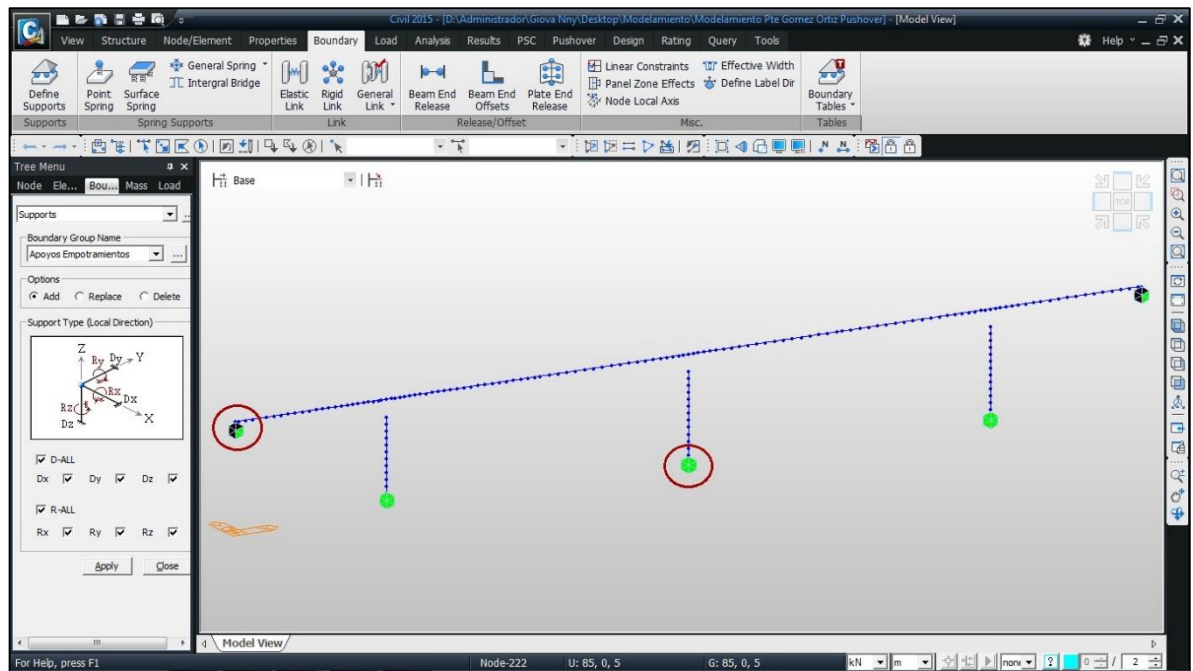
GSD cuenta con un enlace hacia MIDAS Civil (midas Link), el cual transfiere las secciones creadas en éste y las reconoce en Propiedades-Secciones. Este proceso se aplica para cada una de las secciones de las pilas.

B.5. Modelar la estructura: La estructura se modela con elementos tipo NODE y ELEMENT; por medio de la herramienta EXTRUDE, tipo Node -> Line Element se trasladan los nodos con diferentes distancias (ver figura 4, anexo A) para generar la superestructura, este procedimiento también se aplica para crear la subestructura; sin embargo las pilas son divididas en doce secciones iguales de 3.5m y dos secciones adicionales de 2.5m para las pilas 2 y 3.

A continuación, se cambian los nombres a los nodos y a los elementos, y se asignan las propiedades del material y de las secciones correspondientes a cada uno, obteniendo como resultado una estructura similar a la presentada en los planos.

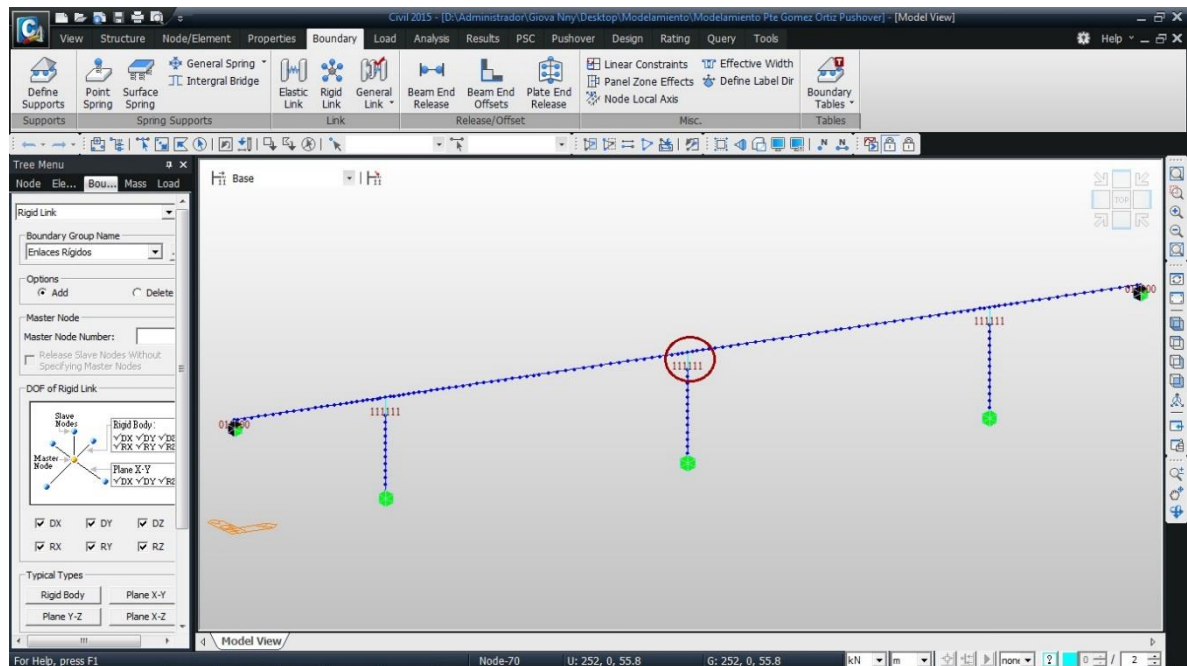


B.6. Definir las Condiciones de Apoyo: De acuerdo con el alcance del proyecto no se considera la interacción entre el suelo y la estructura, por consiguiente, se considera empotramiento en las pilas y apoyos de primer grado en los estribos.



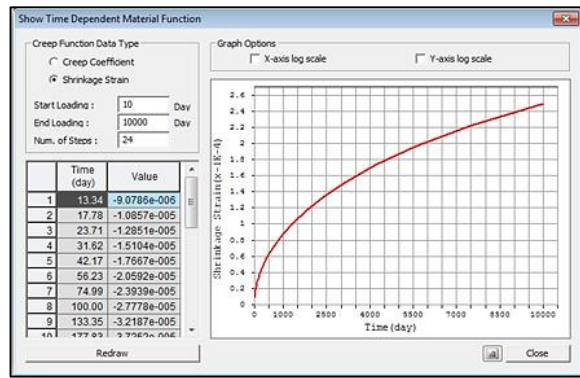
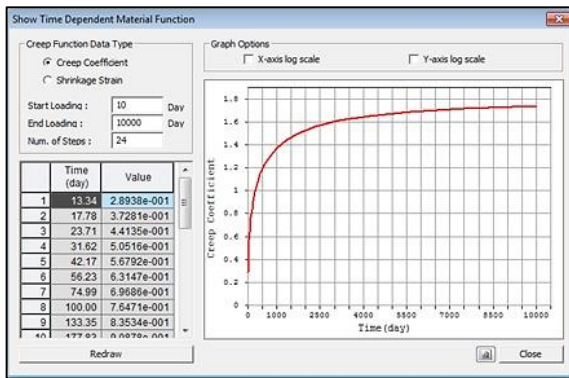
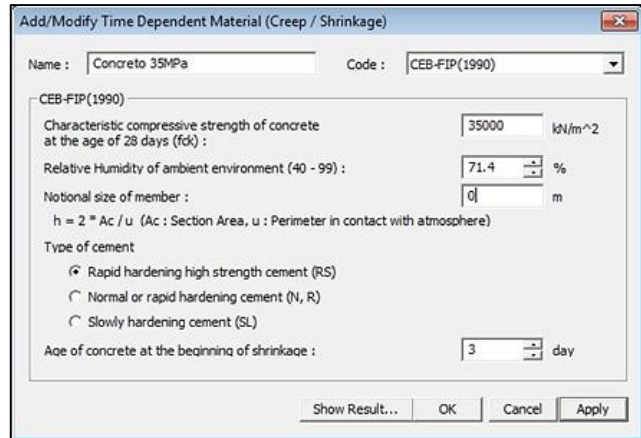
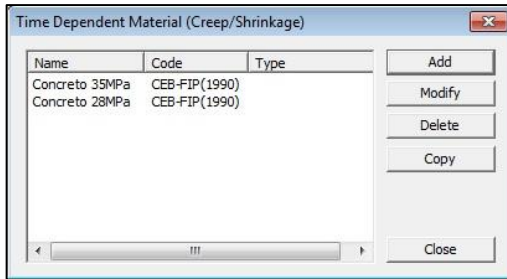
En los empotramientos se restringe Dx, Dy, Dz, Rx, Ry y Rz, y en los apoyos de primer orden se restringe Dy y Dz.

B.7. Definir Enlaces Rígidos: La tipología del puente es aporticada, para modelar dicho parámetro en MIDAS se debe definir un RIGID LINK que une la superestructura con la infraestructura.

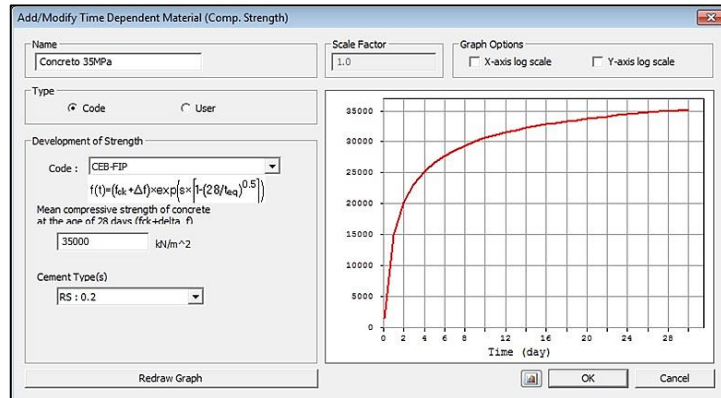
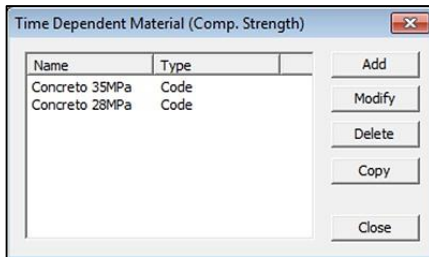


B.8. Propiedades Dependientes del Tiempo: Se definen las propiedades dependientes del tiempo como lo es la fluencia, la retracción y la resistencia a compresión del concreto.

- **Fluencia y Retracción del concreto (Creep and Shrinkage):** Se define estas propiedades para un concreto de resistencia a compresión de 28 MPa y uno de 35 MPa de rápido endurecimiento, con una humedad relativa del entorno de 71.4% y el cual comienza su fluencia al tercer día de vertido. El cálculo de estas propiedades se hace bajo el código CEB-FIP 1990.



➤ *Resistencia a compresión (Compressive Strength)*: El cálculo de estas propiedades se hace bajo el código CEB-FIP 1990.



- **Tamaño Nocional (Notational Size):** Debido a que las secciones de las dovelas y de las pilas son variables el tamaño nocional no es constante, por ello lo calculamos bajo el código CEB-FIP 1990 para cada una.

The screenshot shows a software window with a configuration panel on the left and a data table on the right. The configuration panel includes options for 'Element Dependent Material' (set to 'Notational Size of Member'), 'Code' (set to 'CEB-FIP'), and a formula for calculating 'h' based on 'Lo' and 'a'. The data table lists elements from 20 to 118, all of which are 'Notational Size of' with varying 'h (m)' and 'v/s (m)' values.

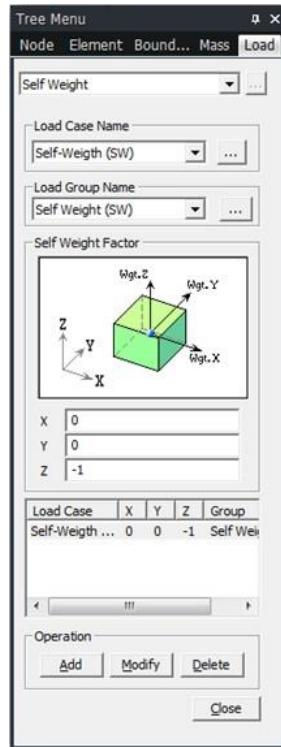
Elem	Type	h (m)	v/s (m)
20	Notational Size of	0.74	0.00
21	Notational Size of	0.74	0.00
23	Notational Size of	0.41	0.00
24	Notational Size of	2.40	0.00
30	Notational Size of	0.71	0.00
31	Notational Size of	0.71	0.00
40	Notational Size of	0.71	0.00
41	Notational Size of	0.71	0.00
58	Notational Size of	0.41	0.00
59	Notational Size of	2.40	0.00
100	Notational Size of	0.73	0.00
101	Notational Size of	0.72	0.00
102	Notational Size of	0.70	0.00
103	Notational Size of	0.68	0.00
104	Notational Size of	0.66	0.00
105	Notational Size of	0.63	0.00
106	Notational Size of	0.61	0.00
107	Notational Size of	0.59	0.00
108	Notational Size of	0.57	0.00
109	Notational Size of	0.54	0.00
110	Notational Size of	0.52	0.00
111	Notational Size of	0.50	0.00
112	Notational Size of	0.47	0.00
113	Notational Size of	0.46	0.00
114	Notational Size of	0.44	0.00
115	Notational Size of	0.43	0.00
116	Notational Size of	0.42	0.00
117	Notational Size of	0.42	0.00
118	Notational Size of	0.41	0.00
119	Notational Size of	0.41	0.00

- B.9. Definir Casos de Cargas Permanentes:** Las cargas permanentes que actúan en el puente son el peso propio de la estructura, la carga sobrepuesta y la carga de los tendones de preesfuerzo.

The screenshot shows the 'Static Load Cases' dialog box. It contains input fields for 'Name' (Self-Weigth (SW)), 'Case' (All Load Case), and 'Type' (Dead Load (D)). Below these is a table listing three load cases: Self-Weigth (SW), Prestress Load (PS), and Superimposed Load. The 'Description' field contains 'Peso propio de la estructura'.

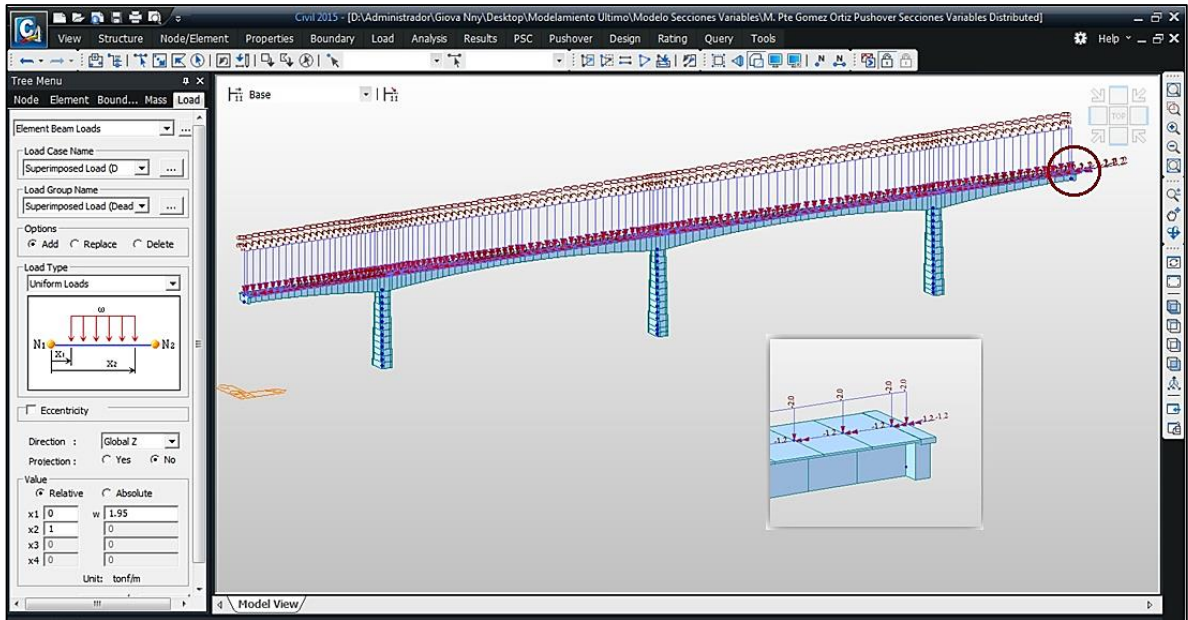
N	Name	Type	Description
1	Self-Weigth (SW)	Dead Load (D)	Peso propio de la estructura
2	Prestress Load (PS)	Prestress (PS)	Carga del acero de preesfuerzo
3	Superimposed Load	Dead Load (D)	Carga superimpuesta a la estructura

B.10. *Peso Propio de la Estructura (SW)*: El peso propio de la estructura es auto-calculado por el programa.

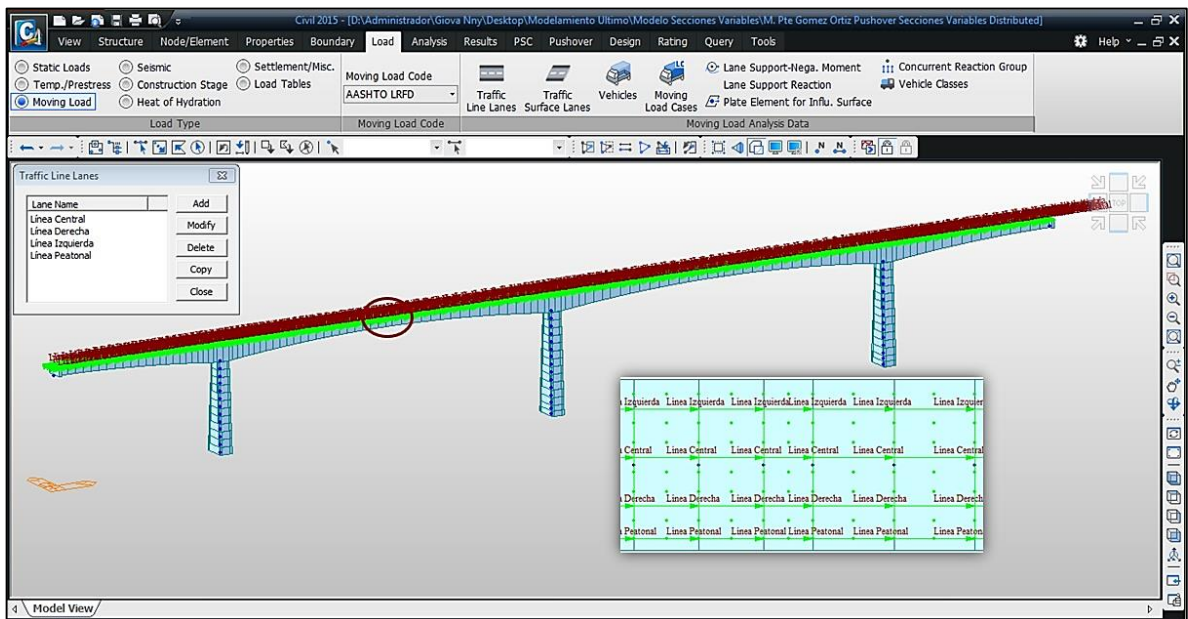


B.11. *Carga Sobreimpuesta (D)*: La conforman el peso del pavimento, las barandas y los parapetos (ver figura 3, anexo A). La sección transversal de las vigas cajón no es simétrica con el eje de la vía, y tan solo hay paso peatonal hacia una calzada de la vía por consiguiente se genera un momento torsor permanente aplicada a la estructura, el cual se calcula a continuación.

CARGA PERMANENTE SOBREIMPUESTA				
	CANTIDAD	CARGA	X	MOMENTO
BARANDA		0.039 Ton/m		
Acero ASTM - A500C en perfleria para parales (incluye accesorios)	5984 Kg	0.012 Ton/m	5.275	0.208 Ton*m/m
Acero ASTM - A53B en tubería para travesaños (incluye accesorios)	14083 Kg	0.028 Ton/m		
PARAPETO		0.918 Ton/m		
Concreto Clase D $f_c=21\text{MPa}$ T.M.A=19mm	180 m ³	0.847 Ton/m	4.138	1.899 Ton*m/m
Acero de refuerzo $f_y=420\text{MPa}$ ASTM A-706 Gr 60	31006 Kg	0.061 Ton/m	-5.138	-2.358 Ton*m/m
Acero ASTM-A53B en tubería para barandas (incluye accesorios)	5062 Kg	0.010 Ton/m		
PAVIMENTO		0.994 Ton/m		
Mezcla densa en caliente Tipo MDC-2, para capa de rodadura	230 m ³	0.994 Ton/m	1.750	0.695 Ton*m/m
			-2.750	-1.639 Ton*m/m
TOTAL		1.95 Ton/m		-1.195 Ton*m/m



B.12. *Carga Viva (L)*: Bajo la carga viva se crearon tres líneas de influencia para la carga vehicular y una línea de influencia para la carga peatonal, como se muestra a continuación.



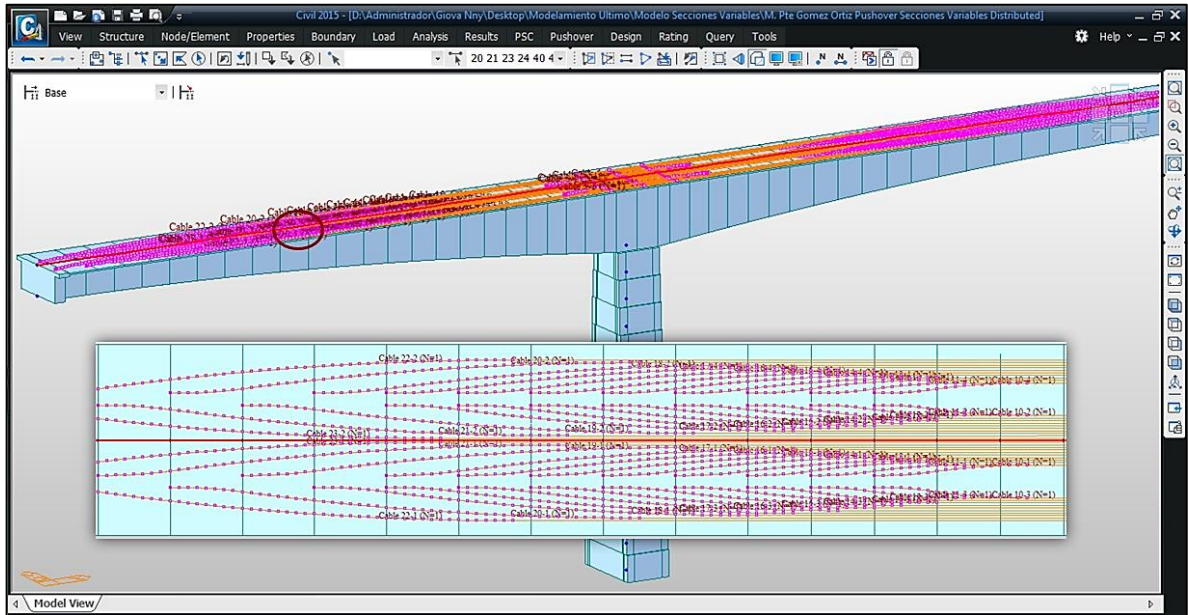
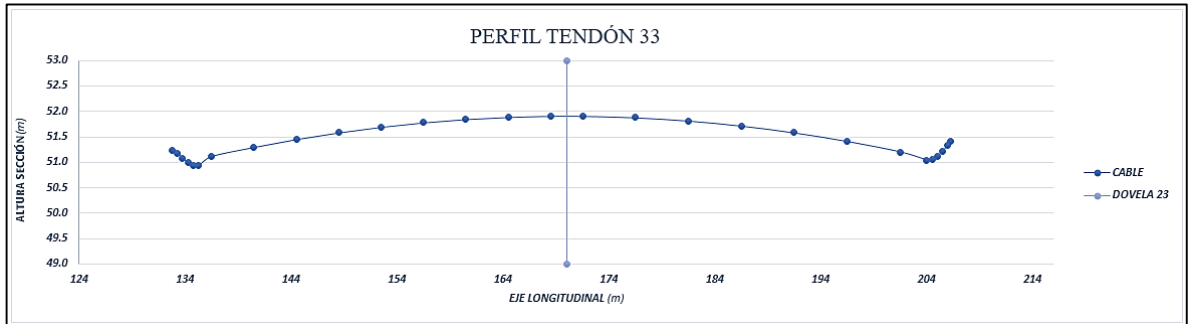
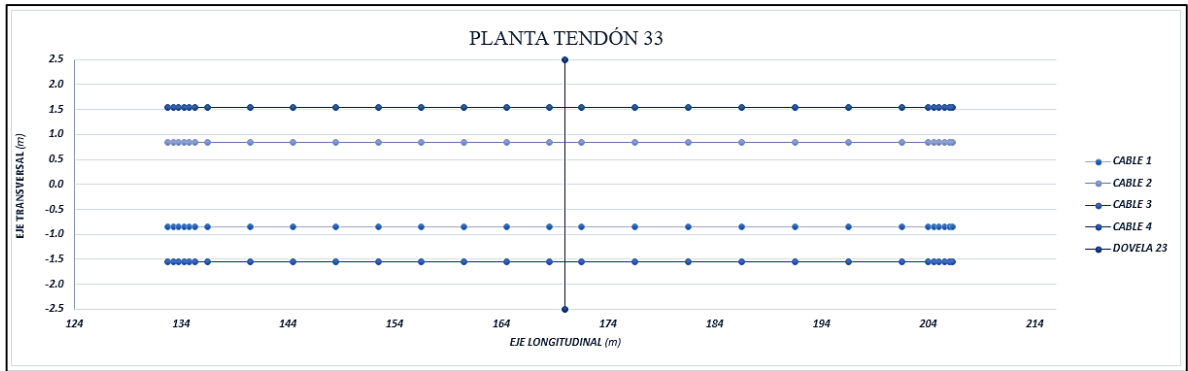
Según el CCDSP-95 la carga peatonal tiene un valor de 0.4 Tonf/m y la carga vehicular es calculada como una línea de carga bajo el siguiente parámetro.

LUZ		CARGA	
Momento:	$L < 28,0$	Camión	
	$28 \leq L < 100$	Carril	$w = 1,50 - \frac{L-28}{200}$ P= 12,0t
	$L \geq 100$	Carril	$w = 1,14$ t/m P= 12,0t
Cortante:	$L < 24,0$	Camión	
	$24 \leq L < 134$	Carril	$w = 1,50 - \frac{L-24}{300}$ P= 16,0t
	$L \geq 134$	Carril	$w = 1,14$ t/m P= 16,0t
C 40-95			

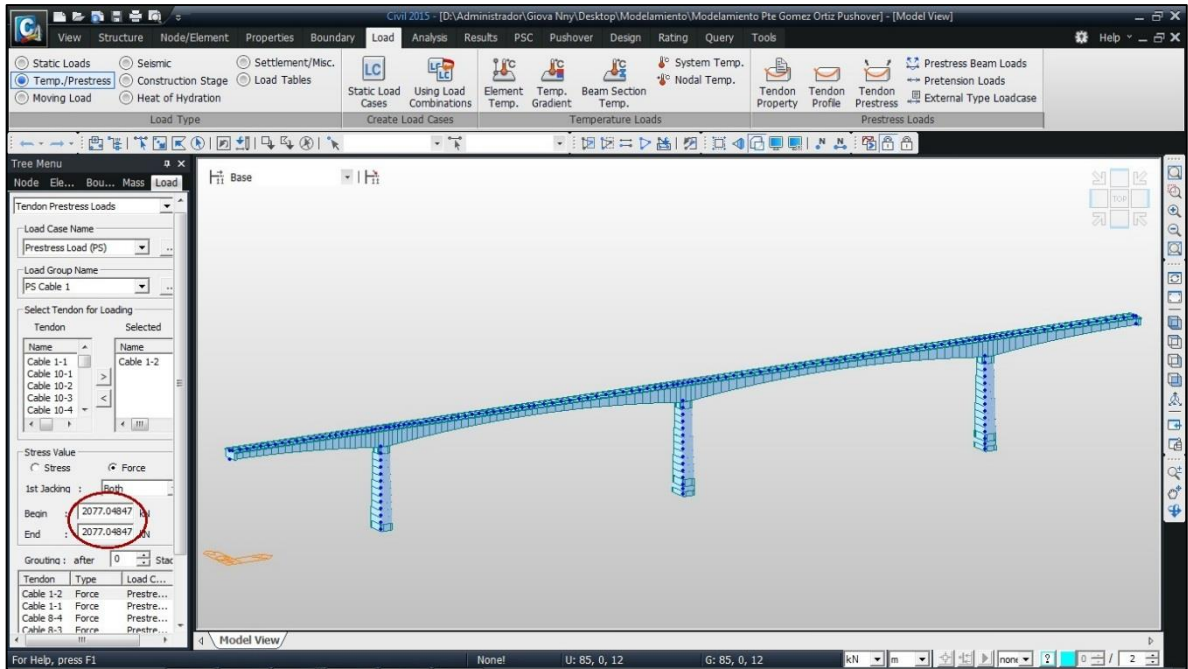
Figura A.3.4B del Código Colombiano de Puentes.

B.13. *Coordenadas de los Cables de Preesfuerzo:* Se ingresa cada uno de los cables de preesfuerzo al programa por medio de coordenadas globales calculadas según especificaciones de los planos (ver figuras 16 – 23, anexo A) para cada uno de los voladizos. A continuación se muestra un ejemplo del tendón 33.

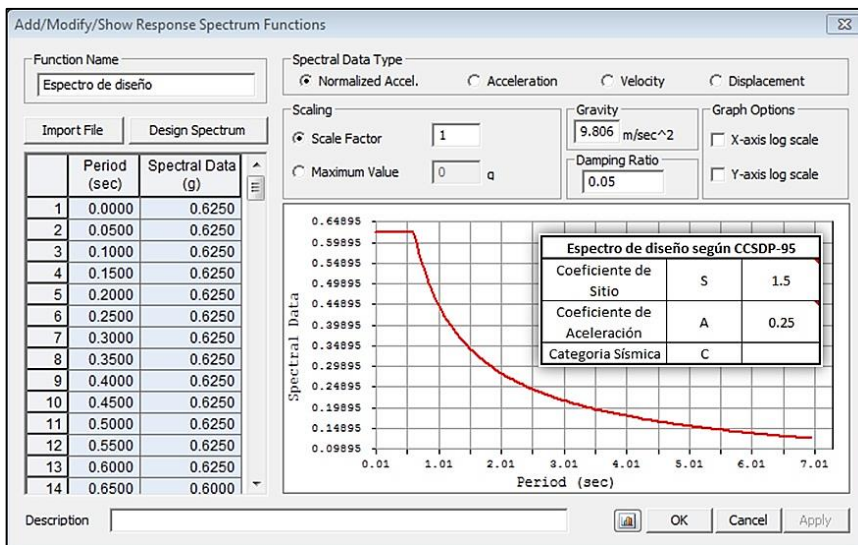
CABLE 33 - 1			CABLE 33 - 2				CABLE 33 - 3			CABLE 33 - 4		
X [m]	Y [m]	Z [m]	X [m]	Y [m]	Z [m]	Z [PLANO]	X [m]	Y [m]	Z [m]	X [m]	Y [m]	Z [m]
132.75	-0.840	51.242	132.75	0.840	51.242	-0.446	132.75	-1.540	51.242	132.75	1.540	51.242
133.25	-0.840	51.177	133.25	0.840	51.177	-0.381	133.25	-1.540	51.177	133.25	1.540	51.177
133.75	-0.840	51.069	133.75	0.840	51.069	-0.273	133.75	-1.540	51.069	133.75	1.540	51.069
134.25	-0.840	50.992	134.25	0.840	50.992	-0.196	134.25	-1.540	50.992	134.25	1.540	50.992
134.75	-0.840	50.945	134.75	0.840	50.945	-0.149	134.75	-1.540	50.945	134.75	1.540	50.945
135.25	-0.840	50.930	135.25	0.840	50.930	-0.134	135.25	-1.540	50.930	135.25	1.540	50.930
136.50	-0.840	51.109	136.50	0.840	51.109	-0.110	136.50	-1.540	51.109	136.50	1.540	51.109
140.50	-0.840	51.289	140.50	0.840	51.289	-0.110	140.50	-1.540	51.289	140.50	1.540	51.289
144.50	-0.840	51.446	144.50	0.840	51.446	-0.110	144.50	-1.540	51.446	144.50	1.540	51.446
148.50	-0.840	51.580	148.50	0.840	51.580	-0.110	148.50	-1.540	51.580	148.50	1.540	51.580
152.50	-0.840	51.691	152.50	0.840	51.691	-0.110	152.50	-1.540	51.691	152.50	1.540	51.691
156.50	-0.840	51.780	156.50	0.840	51.780	-0.110	156.50	-1.540	51.780	156.50	1.540	51.780
160.50	-0.840	51.846	160.50	0.840	51.846	-0.110	160.50	-1.540	51.846	160.50	1.540	51.846
164.50	-0.840	51.888	164.50	0.840	51.888	-0.110	164.50	-1.540	51.888	164.50	1.540	51.888
168.50	-0.840	51.910	168.50	0.840	51.910	-0.110	168.50	-1.540	51.910	168.50	1.540	51.910
171.50	-0.840	51.910	171.50	0.840	51.910	-0.110	171.50	-1.540	51.910	171.50	1.540	51.910
176.50	-0.840	51.880	176.50	0.840	51.880	-0.110	176.50	-1.540	51.880	176.50	1.540	51.880
181.50	-0.840	51.816	181.50	0.840	51.816	-0.110	181.50	-1.540	51.816	181.50	1.540	51.816
186.50	-0.840	51.716	186.50	0.840	51.716	-0.110	186.50	-1.540	51.716	186.50	1.540	51.716
191.50	-0.840	51.580	191.50	0.840	51.580	-0.110	191.50	-1.540	51.580	191.50	1.540	51.580
196.50	-0.840	51.409	196.50	0.840	51.409	-0.110	196.50	-1.540	51.409	196.50	1.540	51.409
201.50	-0.840	51.202	201.50	0.840	51.202	-0.110	201.50	-1.540	51.202	201.50	1.540	51.202
204.00	-0.840	51.045	204.00	0.840	51.045	-0.196	204.00	-1.540	51.045	204.00	1.540	51.045
204.50	-0.840	51.064	204.50	0.840	51.064	-0.215	204.50	-1.540	51.064	204.50	1.540	51.064
205.00	-0.840	51.119	205.00	0.840	51.119	-0.270	205.00	-1.540	51.119	205.00	1.540	51.119
205.50	-0.840	51.212	205.50	0.840	51.212	-0.363	205.50	-1.540	51.212	205.50	1.540	51.212
206.00	-0.840	51.342	206.00	0.840	51.342	-0.493	206.00	-1.540	51.342	206.00	1.540	51.342
206.25	-0.840	51.421	206.25	0.840	51.421	-0.572	206.25	-1.540	51.421	206.25	1.540	51.421



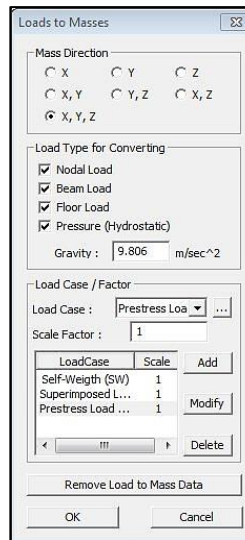
B.14. *Cargas de los Cables de Preesfuerzo (PS)*: Las cargas de los cables de preesfuerzo son aplicadas según requisitos de los planos (ver figura 15, anexo A), con el parámetro de tensión sobre la pila con un tiempo de $t = \infty$.



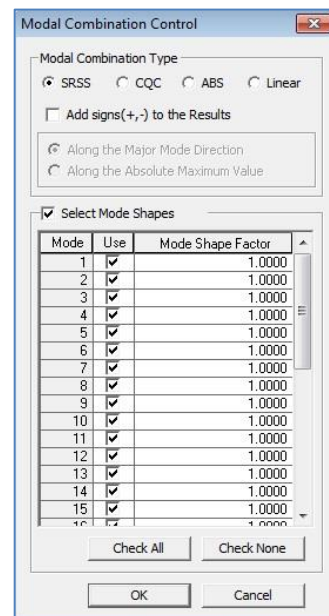
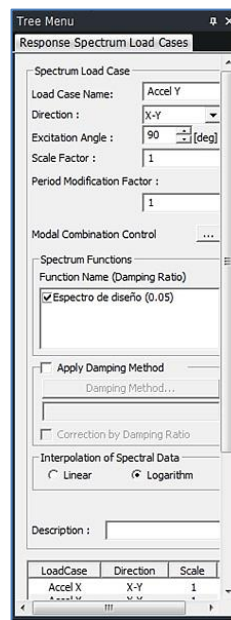
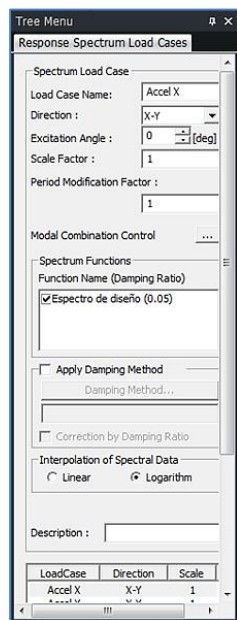
B.15. *Espectro de Diseño:* Se define un espectro de diseño según el CCSDP-95 y con los parámetros que se ilustran a continuación.



B.16. *Convertir las Cargas Permanentes a Masas:* Para realizar el Análisis Dinámico Elástico se debe convertir cada una de las cargas permanentes que actúan sobre la estructura a masas.

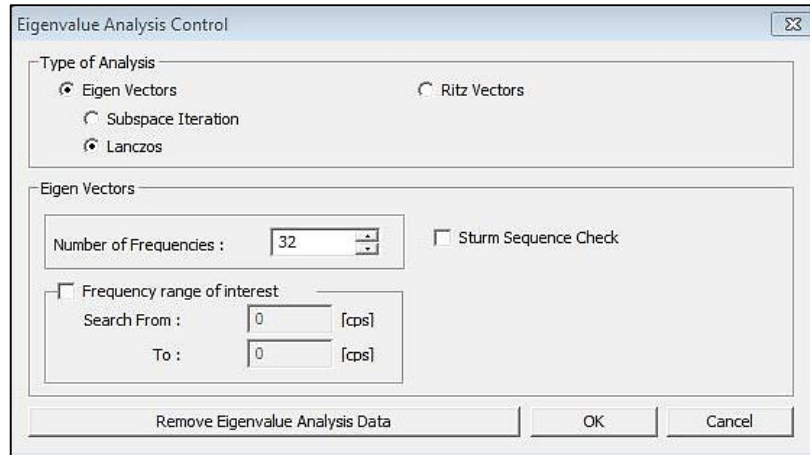


B.17. *Casos de Cargas de Espectro de Respuesta:* Se crean los casos de cargas aplicados en el análisis dinámico elástico, bajo el tipo de combinación modal SRSS (*Square Root of the Sum of the Squares*).



Accel X referencia la carga de espectro de respuesta en dirección longitudinal y Accel Y en dirección transversal.

B.18. *Análisis de Valores Propios de la Estructura:* Este análisis calcula el período y la frecuencia de la estructura.



El método Lanczos es usado efectivamente para análisis de valores propios de pocos modos bajo la acción de vectores propios.

Mode	UX	UY	UZ	RX
EIGENVALUE ANALY				
Mode No	Frequency		Period	Tolerance
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)	
1	3.663183	0.583014	1.715226	0.0000e+000
2	3.956746	0.629736	1.587968	0.0000e+000
3	4.732953	0.753273	1.327540	0.0000e+000
4	5.148463	0.819403	1.226400	0.0000e+000
5	6.129940	0.975610	1.024999	0.0000e+000
6	6.549956	1.042458	0.959271	0.0000e+000
7	7.195898	1.145263	0.873162	0.0000e+000
8	8.422057	1.340412	0.746039	0.0000e+000
9	10.381220	1.652223	0.605245	0.0000e+000
10	11.172698	1.778190	0.562370	0.0000e+000
11	11.351080	1.806580	0.553532	0.0000e+000
12	13.308918	2.118180	0.472103	0.0000e+000
13	13.738906	2.186615	0.457328	0.0000e+000
14	14.443232	2.298712	0.435026	0.0000e+000
15	17.216158	2.740037	0.364959	0.0000e+000
16	17.875917	2.845041	0.351489	0.0000e+000
17	20.853305	3.318907	0.301304	0.0000e+000
18	21.565763	3.432298	0.291350	0.0000e+000
19	23.934446	3.809285	0.262516	0.0000e+000

La estructura tiene un período de 1.72 segundos y frecuencia de 3.66 rad/seg.

B.19. *Análisis Dinámico Elástico:* El resultado del Análisis Dinámico Elástico se muestra a continuación.

Mode	UX		UY		UZ		RX		RY		RZ	
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
No	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0.00	0.00	1.64	1.64	0.00	0.00	0.34	0.34	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	49.68	51.32	0.00	0.00	12.34	12.68	0.00	0.00	0.00	0.00
3	72.22	72.22	0.00	51.32	0.03	0.03	0.00	12.68	56.99	56.99	0.00	0.00
4	0.00	72.85	0.00	51.32	0.03	0.05	0.00	12.68	0.54	57.53	0.00	0.00
5	0.10	72.94	0.00	51.32	20.19	20.25	0.00	12.68	0.11	57.64	0.00	0.00
6	0.00	72.94	6.87	58.20	0.00	20.25	1.92	14.60	0.00	57.64	0.00	0.00
7	0.00	72.94	0.54	58.74	0.00	20.25	0.33	14.92	0.00	57.64	0.00	0.00
8	0.00	72.94	19.64	78.38	0.00	20.25	5.55	20.48	0.00	57.64	0.00	0.00
9	0.00	72.94	0.00	78.38	0.00	20.25	0.00	20.48	0.00	57.64	0.14	0.14
10	2.45	75.40	0.00	78.38	9.38	29.63	0.00	20.48	1.35	58.99	0.00	0.14
11	11.60	86.99	0.00	78.38	1.83	31.46	0.00	20.48	6.23	65.22	0.00	0.14
12	0.01	87.00	0.00	78.38	0.01	31.47	0.00	20.48	0.01	65.23	0.00	0.14
13	0.00	87.00	0.33	78.70	0.00	31.47	0.02	20.49	0.00	65.23	0.00	0.14
14	0.00	87.00	0.00	78.70	4.88	36.36	0.00	20.49	0.00	65.23	0.00	0.14
15	0.00	87.00	0.00	78.71	0.00	36.36	0.02	20.51	0.00	65.23	0.00	0.14
16	0.02	87.03	0.00	78.71	1.82	38.18	0.00	20.51	0.20	65.42	0.00	0.14
17	0.00	87.03	0.16	78.86	0.00	38.18	0.46	20.97	0.00	65.42	0.00	0.14
18	0.00	87.03	0.00	78.86	0.00	38.18	0.00	20.97	0.00	65.43	0.00	0.14
19	0.00	87.03	0.00	78.86	12.56	50.74	0.00	20.97	0.01	65.43	0.00	0.14
20	0.00	87.03	0.00	78.86	0.00	50.74	0.00	20.98	0.00	65.43	0.00	0.14
21	0.00	87.03	1.16	80.02	0.00	50.74	17.69	38.66	0.00	65.43	0.00	0.14
22	0.00	87.03	0.00	80.02	0.00	50.74	0.09	38.75	0.00	65.43	0.00	0.14
23	0.00	87.03	1.64	81.66	0.00	50.74	9.17	47.92	0.00	65.43	0.00	0.14
24	0.02	87.05	0.00	81.66	0.00	50.74	0.00	47.92	0.06	65.49	0.00	0.14
25	0.00	87.05	0.47	82.12	0.00	50.74	14.64	62.56	0.00	65.49	0.00	0.14
26	1.42	88.47	0.00	82.12	0.01	50.75	0.00	62.56	0.11	65.60	0.00	0.14
27	0.00	88.47	0.01	82.13	0.00	50.75	0.23	62.79	0.00	65.60	0.00	0.14
28	0.00	88.48	0.00	82.13	2.03	52.78	0.00	62.79	0.01	65.61	0.00	0.14
29	0.00	88.48	0.00	82.13	0.00	52.78	0.01	62.80	0.00	65.61	0.52	0.66
30	0.00	88.48	0.00	82.13	0.00	52.78	0.00	62.80	0.00	65.61	0.00	0.66
31	0.00	88.48	0.00	82.13	0.77	53.55	0.00	62.80	0.00	65.61	0.00	0.66

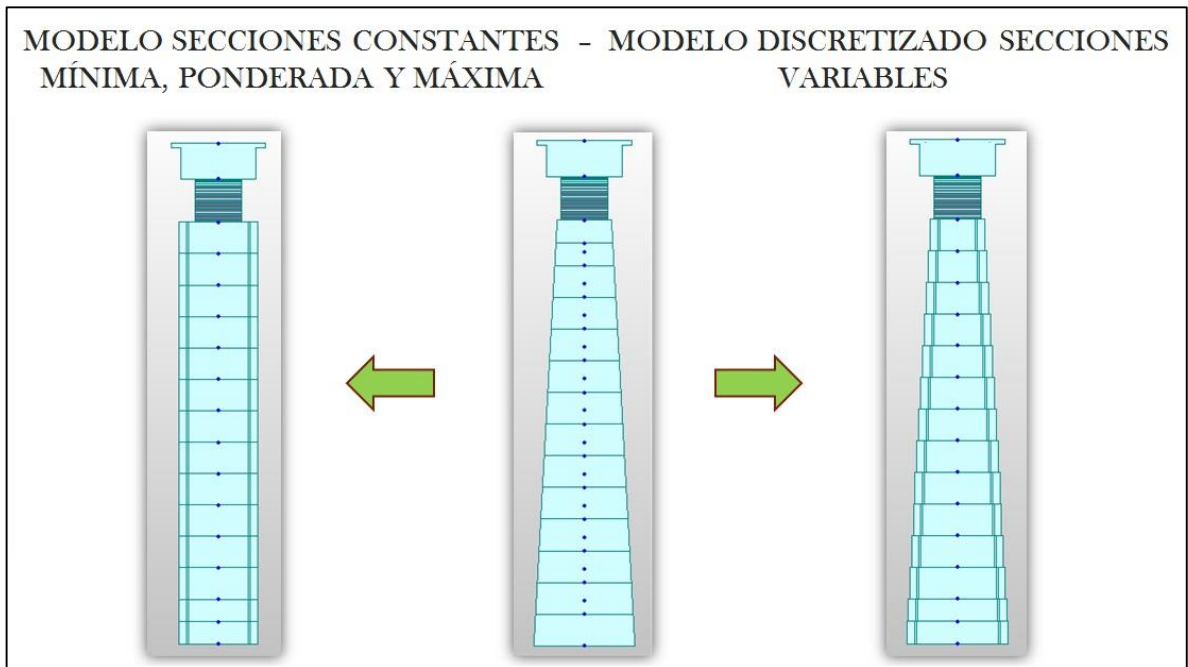
De los resultados podemos resumir la participación de masa para el modo fundamental en dirección longitudinal y transversal de la estructura.

ANÁLISIS DINÁMICO ELÁSTICO			
DIRECCIÓN	MODO	PERÍODO	MASA (%)
LONGITUDINAL	3	1.59	72.22
TRANSVERSAL	2	1.33	49.68

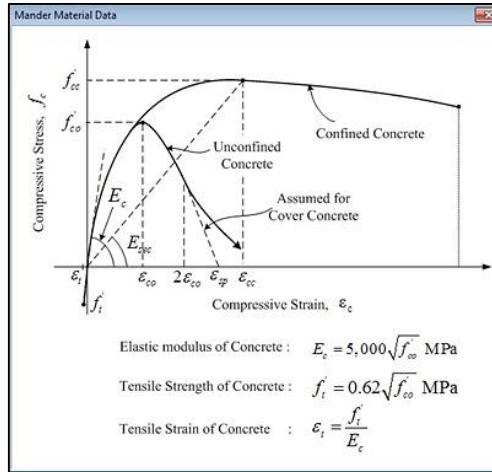
ANEXO C.

APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA PUSHOVER A LA ESTRUCTURA

Debido a la cobertura del software MIDAS para el reforzamiento de pilas de sección variable longitudinal, se generaron dos modelos, el primero consiste en pilas con sección transversal constante crítica (mínima, 6x6m), ponderada (6x8.46m, 6x8.76m) y máxima (6x10.6m para la pila 1, y 6x11.15m para las pilas 2 y 3) para cada una, dividiéndolas longitudinalmente en 12 y 14 secciones de 3.5m de altura (con una variación para las secciones 13 y 14 de 2.5m para las pilas 2 y 3); el segundo modelo se desarrolla con la misma división de pilas del modelo anterior, pero aumentando la sección transversal 0.42 m, desde la parte superior a la inferior.



C.1. *Concreto No Confinado*: Se define un concreto confinado de resistencia a compresión de 28 MPa bajo el modelo de histéresis de Mander que es el predefinido por el software MIDAS.



Inelastic Material Model

Name :

Material Type :

Hysteresis Model :

Concrete Type

Unconfined Concrete : Cover Concrete

Confined Concrete : Core Concrete

Import Reference Material & Section Data

Material() and section() data are only referred to during a file import. Modified material() and section() data will not be updated. Re-importing a file is not required.

Unconfined Concrete Data

fco' : Unconfined Concrete Strength tonf/m²

eco : Unconfined Concrete Strain

Corresponding to fco' (generally eco=0.002 can be assumed)

Ec : Elastic Modulus of Concrete

tonf/m²

ft' : Tensile Strength of Concrete

tonf/m²

et : Tensile Strain of Concrete

Note

Section & Confinement Rebar Type

Circular : Hoop Confinement Steel

Circular : Spiral Confinement Steel

Rebar Data

Auto Calculation

Material

Section

OK Cancel

Efficient, k_e

Effective Core m²

A_e : Total Area of Effectively Confined Core Concrete

m² Note

$k_e = A_e / (A_c (1-\gamma_{cc})) = A_e / A_{cc} =$ < 1.0

The Effective Lateral Confining Stress on the Concrete

The Effective Lateral Confining Stress on the Concrete in the y, z Direction (Required k_e)

f_{ly}' tonf/m² f_{lz}' tonf/m²

Confined Concrete Strength & Strain

fcc : Strength of Confined Concrete tonf/m²

ecc : Strain for Confined Concrete Note

Corresponding to fcc'

Ultimate Strain for Confined Concrete : ϵ_{cu}

γ_s : Ratio of the Volume of Transverse Confining Steel to the Volume of Confined Concrete Core

Steel Material :

ϵ_{cu} : Ultimate Strain for Confined Concretes

OK Cancel Apply

C.2. *Concreto Confinado*: Debido a la limitación de MIDAS para calcular las propiedades Inelásticas en una sección hueca, se divide cada sección de las pilas en muros individuales, estimando las propiedades para cada caso y ponderando el resultado de los dos muros para cada sección, tomando como resistencia del concreto confinado (f'_{cc}) de la sección el doble de dicho ponderamiento en la dirección correspondiente.

➤ *Concreto Confinado en muros*:

SECCIÓN	SECTION DATA						REBAR DATA											
	bc [m]	w'yi [m]	n	dc [m]	w'zi [m]	m	ØAs	n [As]	As T [m ²]	ρcc	ØAsp	Asp [m ²]	S [m]	S' [m]	Πy	Πz	Asy [m ²]	Asz [m ²]
6 x 0.8	5.9041	0.1677	29	0.7041	0.6236	1	#10	102	8.3574E-02	0.020104	#5	2.00E-04	0.1	0.0841	30	3	6.00E-03	6.00E-04
6.42 x 0.8	6.3223	0.1677	31.1	0.7041	0.6236	1	#10	108	8.8490E-02	0.019879	#5	2.00E-04	0.1	0.0841	32	3	6.40E-03	6.00E-04
6.84 x 0.8	6.7405	0.1677	33.2	0.7041	0.6236	1	#10	114	9.3406E-02	0.019681	#5	2.00E-04	0.1	0.0841	34	3	6.80E-03	6.00E-04
7.25 x 0.8	7.1586	0.1677	35.3	0.7041	0.6236	1	#10	120	9.8322E-02	0.019507	#5	2.00E-04	0.2	0.1841	36	3	7.20E-03	6.00E-04
7.67 x 0.8	7.5768	0.1677	37.4	0.7041	0.6236	1	#10	126	1.0324E-01	0.019352	#5	2.00E-04	0.2	0.1841	38	3	7.60E-03	6.00E-04
8.09 x 0.8	7.995	0.1677	39.5	0.7041	0.6236	1	#10	132	1.0815E-01	0.019213	#5	2.00E-04	0.2	0.1841	40	3	8.00E-03	6.00E-04
8.51 x 0.8	8.4132	0.1677	41.6	0.7041	0.6236	1	#10	138	1.1307E-01	0.019088	#5	2.00E-04	0.2	0.1841	42	3	8.40E-03	6.00E-04
8.92 x 0.8	8.8314	0.1677	43.7	0.7041	0.6236	1	#10	144	1.1799E-01	0.018974	#5	2.00E-04	0.2	0.1841	44	3	8.80E-03	6.00E-04
9.35 x 0.8	9.2495	0.1677	45.8	0.7041	0.6236	1	#10	150	1.2290E-01	0.018872	#5	2.00E-04	0.2	0.1841	46	3	9.20E-03	6.00E-04
9.76 x 0.8	9.6677	0.1677	47.9	0.7041	0.6236	1	#10	156	1.2782E-01	0.018778	#5	2.00E-04	0.1	0.0841	48	3	9.60E-03	6.00E-04
10.18 x 0.8	10.0859	0.1677	50	0.7041	0.6236	1	#10	162	1.3274E-01	0.018691	#5	2.00E-04	0.1	0.0841	50	3	1.00E-02	6.00E-04
10.6 x 0.8	10.5041	0.1677	52.1	0.7041	0.6236	1	#10	168	1.3765E-01	0.018612	#5	2.00E-04	0.1	0.0841	52	3	1.04E-02	6.00E-04
10.88 x 0.8	10.7791	0.1677	53.5	0.7041	0.6236	1	#10	171	1.4011E-01	0.018461	#5	2.00E-04	0.1	0.0841	53	3	1.06E-02	6.00E-04
11.15 x 0.8	11.0541	0.1677	54.9	0.7041	0.6236	1	#10	174	1.4257E-01	0.018317	#5	2.00E-04	0.1	0.0841	54	3	1.08E-02	6.00E-04

SECCIÓN	CONFINEMENT EFFECT.			EFFECTIVE LATERAL CONFINING STRESS						STRENGTH & STRAIN			ULTIMATE STRAIN	
	Acc [m ²]	Ae [m ²]	Ke	f _{yh} [Mpa]	Asy [m ²]	Asz [m ²]	ρy	ρz	f _{ly} [Mpa]	f _{lz} [Mpa]	f _{cc} [Mpa]	ε _{cc}	ρs	ε _{cu}
6 x 0.8	4.07350	3.50615	0.86072	413.686	6.000E-03	6.000E-04	0.085215	0.001016	30.3423	0.3619	45.4423	0.008477	0.086231	0.023156
6.42 x 0.8	4.36304	3.76446	0.86281	413.686	6.400E-03	6.000E-04	0.090896	0.000949	32.4435	0.3387	46.0087	0.008682	0.091845	0.024459
6.84 x 0.8	4.65258	4.02277	0.86463	413.686	6.800E-03	6.000E-04	0.096577	0.000890	34.5442	0.3184	46.5923	0.008894	0.097467	0.025841
7.25 x 0.8	4.94205	3.92990	0.79520	413.686	7.200E-03	6.000E-04	0.051129	0.000419	16.8194	0.1379	40.3166	0.006619	0.051548	0.014364
7.67 x 0.8	5.23159	4.16867	0.79683	413.686	7.600E-03	6.000E-04	0.053969	0.000396	17.7903	0.1305	40.6123	0.006726	0.054365	0.015083
8.09 x 0.8	5.52112	4.40744	0.79829	413.686	8.000E-03	6.000E-04	0.056810	0.000375	18.7609	0.1239	40.9111	0.006834	0.057185	0.015801
8.51 x 0.8	5.81066	4.64623	0.79960	413.686	8.400E-03	6.000E-04	0.059650	0.000357	19.7315	0.1180	41.2123	0.006943	0.060007	0.016336
8.92 x 0.8	6.10020	4.88502	0.80080	413.686	8.800E-03	6.000E-04	0.062491	0.000340	20.7019	0.1125	41.5155	0.007053	0.062831	0.017231
9.35 x 0.8	6.38967	5.12376	0.80188	413.686	9.200E-03	6.000E-04	0.065331	0.000324	21.6722	0.1076	41.8202	0.007164	0.065656	0.017944
9.76 x 0.8	6.67921	5.83093	0.87300	413.686	9.600E-03	6.000E-04	0.136344	0.000621	49.2401	0.2241	50.9371	0.010470	0.136965	0.035429
10.18 x 0.8	6.96875	6.08926	0.87380	413.686	1.000E-02	6.000E-04	0.142025	0.000595	51.3387	0.2150	51.5777	0.010702	0.142620	0.036787
10.6 x 0.8	7.25829	6.34760	0.87453	413.686	1.040E-02	6.000E-04	0.147706	0.000571	53.4373	0.2067	52.2210	0.010935	0.148277	0.038142
10.88 x 0.8	7.44945	6.51732	0.87487	413.686	1.060E-02	6.000E-04	0.150546	0.000557	54.4860	0.2015	52.5413	0.011051	0.151103	0.038818
11.15 x 0.8	7.64062	6.68703	0.87519	413.686	1.080E-02	6.000E-04	0.153387	0.000543	55.5345	0.1965	52.8622	0.011168	0.153930	0.039494

Rectangular: Section Data

Input Type
 Auto-Calculation User Input

Confinement Rebar Data in y-direction
bc: 5.9041 m : Concrete Core Dimensions to Center Lines of Perimeter Hoop in y-dir
w/yi: 0.1677 m : i-th Clear Transverse Spacing Between Adjacent Longitudinal Rebars in y-dir
n: 29 (i = 1,2,3,...,n)

Confinement Rebar Data in z-direction
dc: 0.7041 m : Concrete Core Dimensions to Center Lines of Perimeter Hoop in z-dir
w/zi: 0.6236 m : i-th Clear Transverse Spacing Between Adjacent Longitudinal Rebars in z-dir
m: 1 (i = 1,2,3,...,m)

OK Cancel

Inelastic Material Model

Name: Conc. Muro 6x0.8
Material Type: Concrete
Hysteresis Model: Mander Model

Concrete Type
 Unconfined Concrete : Cover Concrete
 Confined Concrete : Core Concrete

Section & Confinement Rebar Type
 Rectangular Circular : Hoop Confinement Steel
 User Defined Circular : Spiral Confinement Steel

Import Reference Material & Section Data

Section Data Rebar Data

Material() and section() data are only referred to during a file import. Modified material() and section() data will not be updated. Re-importing a file is not required.

Unconfined Concrete Data
fco' : Unconfined Concrete Strength 27579.0378 kN/m²
eco : Unconfined Concrete Strain 0.002
Corresponding to fco' (generally eco=0.002 can be assumed)
Ec : Elastic Modulus of Concrete
Mander et al. 26257873.9420 kN/m²

ft' : Tensile Strength of Concrete
Mander et al. 3255.9764 kN/m²

et : Tensile Strain of Concrete 0.000124

Section Data
Confinement Effectiveness Coefficient, ke
Acc : Area of Effective Concrete Core 4.0735 m²
Ae : Total Area of Effectively Confined Core Concrete 3.5062 m² Note
ke = Ae / (Ac (1-?cc)) = Ae / Acc = 0.860722 < 1.0

The Effective Lateral Confining Stress on the Concrete
The Effective Lateral Confining Stress on the Concrete in the y, z Direction (Required ke)
fly' 30342.3446 kN/m² flz' 361.8510 kN/m²

Confined Concrete Strength & Strain
fcc : Strength of Confined Concrete 45442.2962 kN/m²
ecc : Strain for Confined Concrete 0.008477 Note
Corresponding to fcc'

Ultimate Strain for Confined Concrete : ecu
?s : Ratio of the Volume of Transverse Confining Steel to the Volume of Confined Concrete Core 0.086231
Steel Material: Acero Refuerzo
ecu : Ultimate Strain for Confined Concretes 0.240964

OK Cancel Apply

Rebar Data

Longitudinal Rebar Data

Rebar Number: 102 Size: #10

Total Area of Rebars: 0.0835740264 m²

ρ_{cc} : Longitudinal Reinforcement Ratio: 0.020104

$\rho_{cc} = (\text{Total Area of Rebars}) / (bc \cdot dc)$

General Confinement Rebar Data

Rebar Size: #5

Asp: Rebar Area: 0.0001999996 m²

s: 0.1 m : Hoops Space

s': 0.0841 m : Clear Hoops Space

Confinement Rebar Number y-dir: ny: 30

Confinement Rebar Number z-dir: nz: 3

Total Area of Confinement Rebars: Asy, Asz

y-dir: Asy = Asp * ny = 0.005999988 m²

z-dir: Asz = Asp * nz = 0.000599988 m²

OK Cancel

The Effective Lateral Confining Stress on the Concrete in the y & z Direction

Rectangular Section

f_{yh}: Confinement Rebar Yield Strength: 413685.5700 kN/m²

Total Area of Confinement Rebars (calculated in "Rebar Data")

Asy: y-dir: 0.005999988 m²

Asz: z-dir: 0.000599988 m²

γ_y, γ_z : Ratio of the Volume of Transverse Confining Steel to the Volume of Confined Concrete Core

$\rho_y = \frac{A_{sy}}{d_c s}, \rho_z = \frac{A_{sz}}{b_c s}$ γ_y : 0.085215

γ_z : 0.001016

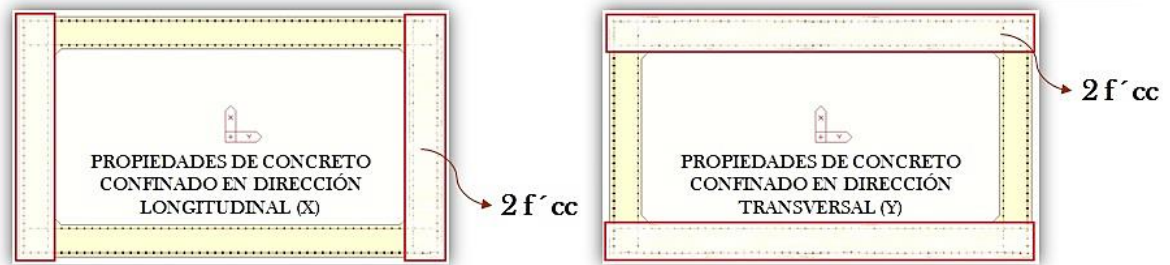
f_y', f_z': The Effective Lateral Confining Stress on the Concrete in the y, z Direction

$f'_{ly} = k_0 \rho_y f_{yh}$ f_{ly}: 30342.3446 kN/m²

$f'_{lz} = k_0 \rho_z f_{yh}$ f_{lz}: 361.8510 kN/m²

OK Cancel

➤ *Concreto Confinado en Secciones de Pilas:*



Concreto confinado en secciones de pilas para el modelo de secciones constantes mínima, ponderada y máxima.

		STRENGTH & STRAIN			
		SECCIÓN	f'_{cc} [Mpa]	ϵ_{cc}	ϵ_{cu}
ZONA CONFINADA	PILA SEC. 1		90.884592	0.024954	0.073458
	PILA POND. 1		95.095199	0.026481	0.075888
	PILA POND. 2		95.893343	0.026770	0.076360
	PILA SEC. 12		99.563670	0.028101	0.078570
	PILA SEC. 14		100.557862	0.028462	0.079179
ZONA NO CONFINADA	PILA SEC. 1		84.898795	0.022784	0.070226
	PILA POND. 1		85.924524	0.023156	0.070757
	PILA POND. 2		86.209980	0.023259	0.070907
	PILA SEC. 12		87.425755	0.023700	0.071553
	PILA SEC. 14		87.760055	0.023821	0.071733

Concreto confinado en secciones de pilas para el modelo discretizado de secciones variables.

		STRENGTH & STRAIN			
		SECCIÓN	f'_{cc} [Mpa]	ϵ_{cc}	ϵ_{cu}
	PILA SEC. 1		90.884592	0.024954	0.068165
	PILA SEC. 2		91.470376	0.025167	0.069870
	PILA SEC. 3		92.110708	0.025399	0.071785
	PILA SEC. 4		85.266615	0.022917	0.056345
	PILA SEC. 5		85.455298	0.022986	0.057116
	PILA SEC. 6		85.671738	0.023064	0.057952
	PILA SEC. 7		85.913312	0.023152	0.058517
	PILA SEC. 8		86.177702	0.023248	0.059782
	PILA SEC. 9		86.462875	0.023351	0.060769
	PILA SEC. 10		97.707477	0.027428	0.086896
	PILA SEC. 11		98.624594	0.027761	0.089219
	PILA SEC. 12		99.563670	0.028101	0.091567
	PILA SEC. 13		100.057939	0.028280	0.092803
	PILA SEC. 14		100.557862	0.028462	0.094046

Inelastic Material Model

Name :

Material Type :

Hysteresis Model :

Concrete Type

Unconfined Concrete : Cover Concrete

Confined Concrete : Core Concrete

Section & Confinement Rebar Type

Rectangular Circular : Hoop Confinement Steel

User Defined Circular : Spril Confinement Steel

Import Reference Material & Section Data

Section Data

Rebar Data

Material() and section() data are only referred to during a file import. Modified material() and section() data will not be updated. Re-importing a file is not required.

Unconfined Concrete Data

fco' : Unconfined Concrete Strength kN/m²

eco : Unconfined Concrete Strain

Corresponding to fco' (generally eco=0.002 can be assumed)

Ec : Elastic Modulus of Concrete

kN/m²

ft' : Tensile Strength of Concrete

kN/m²

et : Tensile Strain of Concrete

Confinement Effectiveness Coefficient, ke

Acc : Area of Effective Concrete Core m²

Ae : Total Area of Effectively Confined Core Concrete

m²

ke = Ae / (Ac (1-γcc)) = Ae / Acc = < 1.0

The Effective Lateral Confining Stress on the Concrete

The Effective Lateral Confining Stress on the Concrete in the y, z Direction (Required ke)

f'y' kN/m² f'z' kN/m²

Confined Concrete Strength & Strain

fcc : Strength of Confined Concrete kN/m²

ecc : Strain for Confined Concrete

Corresponding to fcc'

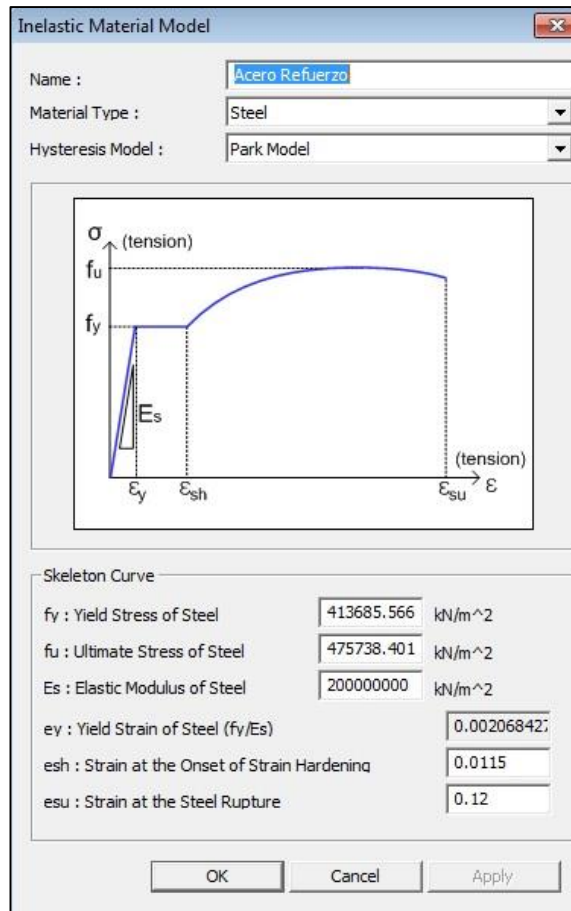
Ultimate Strain for Confined Concrete : ecu

γs : Ratio of the Volume of Transverse Confining Steel to the Volume of Confined Concrete Core

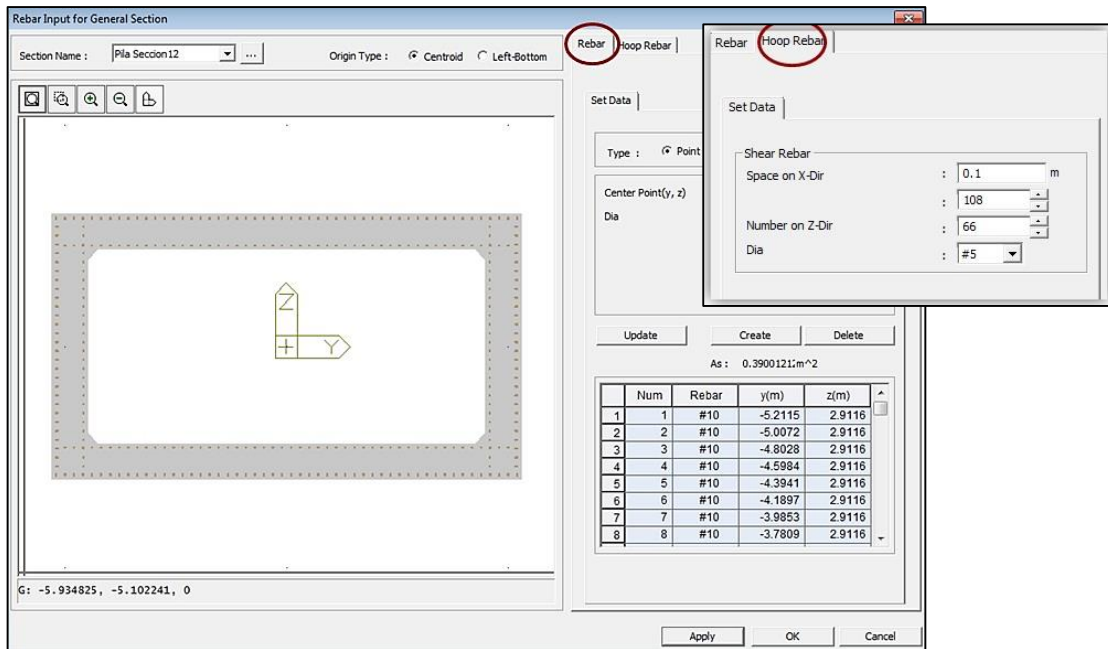
Steel Material :

ecu : Ultimate Strain for Confined Concretes

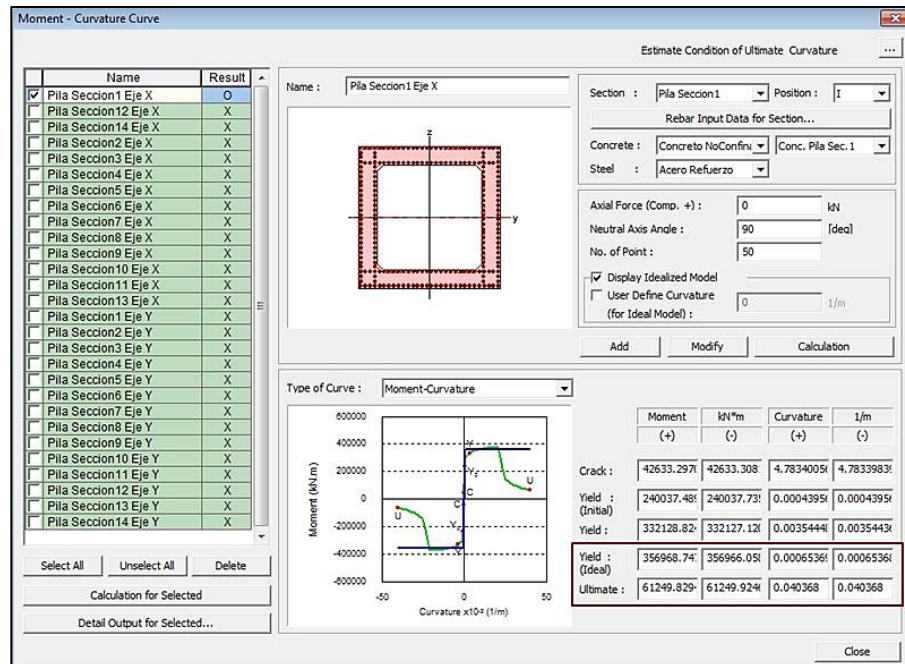
C.3. *Acero de Refuerzo*: Se define un acero de refuerzo de Gr 60 bajo el modelo de histéresis de Park que es el predefinido por el software MIDAS.



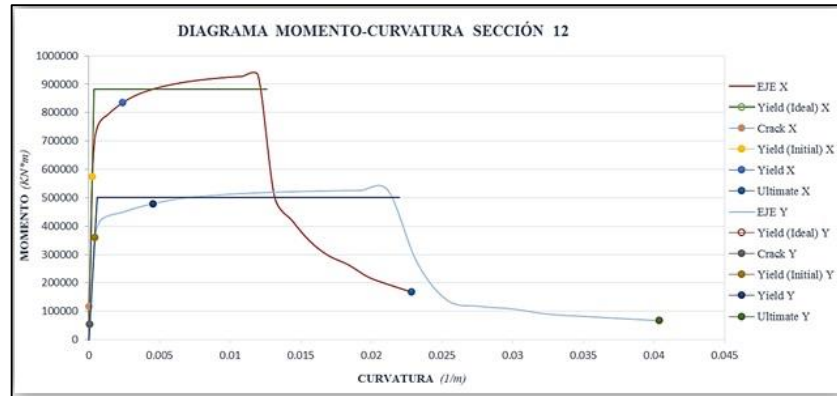
C.4. Reforzamiento Longitudinal y Transversal: Se ingresa el reforzamiento longitudinal y transversal para cada una de las secciones según lo especificado en los planos (ver figuras 10-13, anexo A).



C.5. *Diagramas Momento-Curvatura:* Generar los diagramas Momento-Curvatura por medio de MIDAS requiere de definir con antelación las propiedades de concreto confinado, concreto no confinado, acero de refuerzo y reforzamiento en cada sección.



Además calcula el modelo idealizado del diagrama el cual se utiliza en pasos posteriores, este proceso se aplica para cada una de las secciones en dirección longitudinal (eje X) y transversal (eje Y).



C.6. *Control Global del Análisis Pushover:* En el control global se definen los parámetros como el criterio de convergencia, los casos de carga a tener en cuenta y bajo qué requisito detener el análisis.

Pushover Global Control

Perform Nonlinear Static Analysis for Initial Load

Import Static Analysis / Construction Stage Analysis Results

- When the boundary conditions are different between initial load and pushover load
- When the element forces in the last construction stage are used as an initial load

Load Case: Self-Weigh (SW) Scale Factor: 1

Static Load Case	Scale
Self-Weigh (SW)	1
Prestress Load (PS)	1
Superimposed Load (D)	1

Buttons: Add, Modify, Delete

Nonlinear Analysis Option

- Permit Convergence Failure
- Max. Number of Substeps: 20
- Maximum Iteration: 20

Convergence Criteria

- Displacement Norm: 0.001
- Force Norm: 0.001
- Energy Norm: 0.001

Analysis Stop

- Shear Component Yield
- Beam/Column
- Axial Component Collapse/Budding
- Beam/Column Truss
- Support Uplifting/Collapse : Dz-Direction
- Uplifting Collapse

Pushover Hinge Data Option

Default Stiffness Reduction Ratio of Skeleton Curve

Trilinear / Slip Trilinear Type

- Symmetric
- Alpha1: (+) 0 (-) 0
- Alpha2: (+) 0 (-) 0

Bilinear / Slip Bilinear Type

- Symmetric
- Alpha1: (+) 0 (-) 0

Point Spring Support : Nonlinear Type

Data for Auto-Calculation of Strength

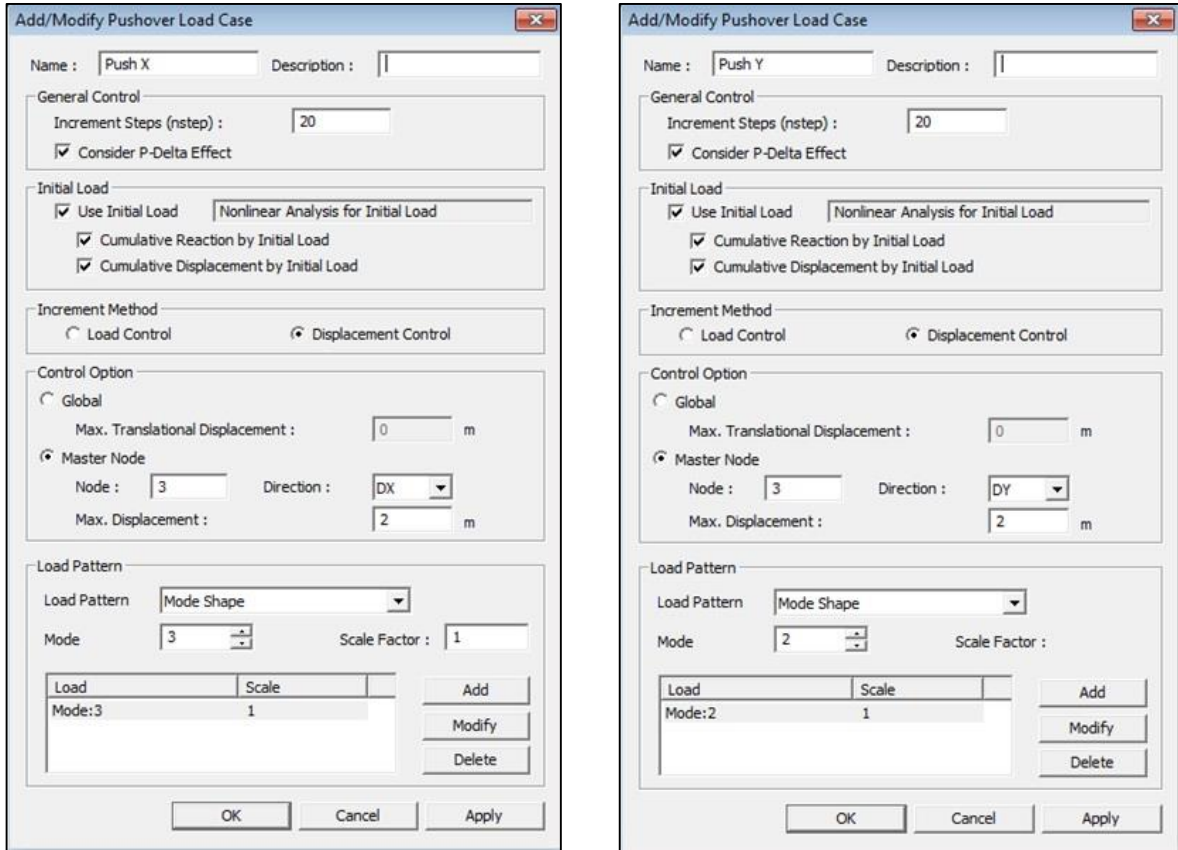
Reference Location only for Distributed Hinges

Beam: I-end

Calc. Yield Surface of Beam considering Buckling

Buttons: Remove Pushover Global Control, OK, Cancel

C.7. *Carga de Empuje Lateral*: Se definen los casos de carga los cuales se utilizan para el análisis de la metodología pushover, en este caso, se crea uno en dirección longitudinal (Push X) y uno en dirección transversal (Push Y).



En este paso se escoge si se tiene en cuenta la consideración de efectos P-Δ, si la carga de empuje se aplica en un nodo específico, la magnitud y el método de control ya sea por carga o desplazamiento y el patrón de carga, que para este caso, se realiza por la forma del modo en cada dirección calculada con antelación (ver paso 19, anexo B).

C.8. *Incremento de la Carga de Empuje Lateral según MIDAS Civil 2015*: El control de auto-stepping para la carga aplicada (*QUD*) se divide por los parámetros de carga calculados automáticamente. El primer paso se carga hasta el 90% del límite elástico de la estructura. Los pasos posteriores se dividen automáticamente por la relación

$$\left\{ \frac{(n+1) - i}{\sum_{i=1}^{n-1} i} \right\}$$

■ 1st step

- 1) Estimate the elastic limit load by applying the lateral load defined by the user. Here, elastic Limit means the estimated 1st yielding force.
- 2) 90% of elastic limit is defined as the load parameter of the 1st step: λ_1
- 3) Define the incremental load at the 1st step.

$$P_1 = \lambda_1 \times P$$

Where, λ_1 : load parameter at the 1st step
 P_1 : Incremental load at the 1st step
 P : total load

■ Last step

Incremental load at the last step

$$P_n = \lambda_n \times P ; \lambda_n = 1.0$$

■ 2nd step ~ (the last step-1) step

- 1) Load parameter at the current step (i)

$$\lambda_i = \lambda_{i-1} + \frac{(n+1-i)}{\sum_{j=1}^{n-1} j} \times (1 - \lambda_1)$$

Where, λ_i : load parameter at the current step
 λ_{i-1} : load parameter at the preceding step
 n : the number of total steps
 i : current step
 λ_1 : load parameter at the 1st step
- 2) Incremental load at the current step

$$P_i = \lambda_i \times P$$

Where, λ_i : load parameter at the current step
 P_i : Incremental Load at the current step
 P : Total lateral load

C.9. *Definir las Propiedades de las Rótulas:* Se escoge el método Momento-Curvatura (M-Phi Lumped), la localización y la longitud de la rótula plástica, y la forma de la curva que para este caso es tipo bilineal.

Add/Modify Pushover Hinge Properties ✖

Name : Description :

Element Type
 Beam/Column Truss General Link Point Spring Support

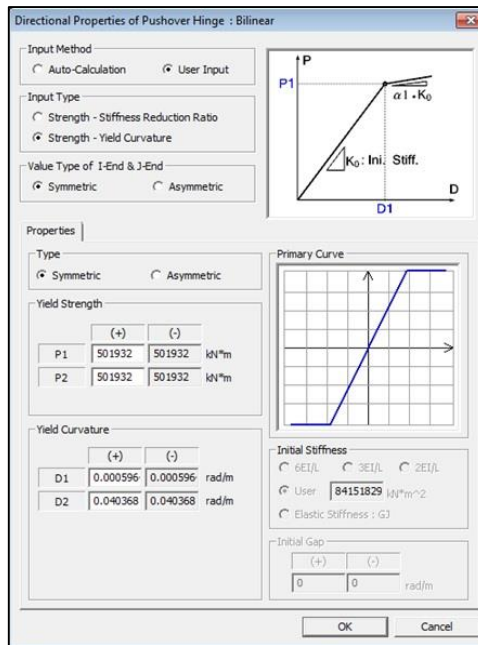
Material Type
 RC / SRC (encased) Steel / SRC (filled) Masonry

Definition
 Moment - Rotation (M-Theta)
 Moment - Curvature (M-Phi Lumped) Consider Hinge Length
 Moment - Curvature (M-Phi Distributed)

Interaction Type
 None P-M in Status Determination P-M-M in Status Determination

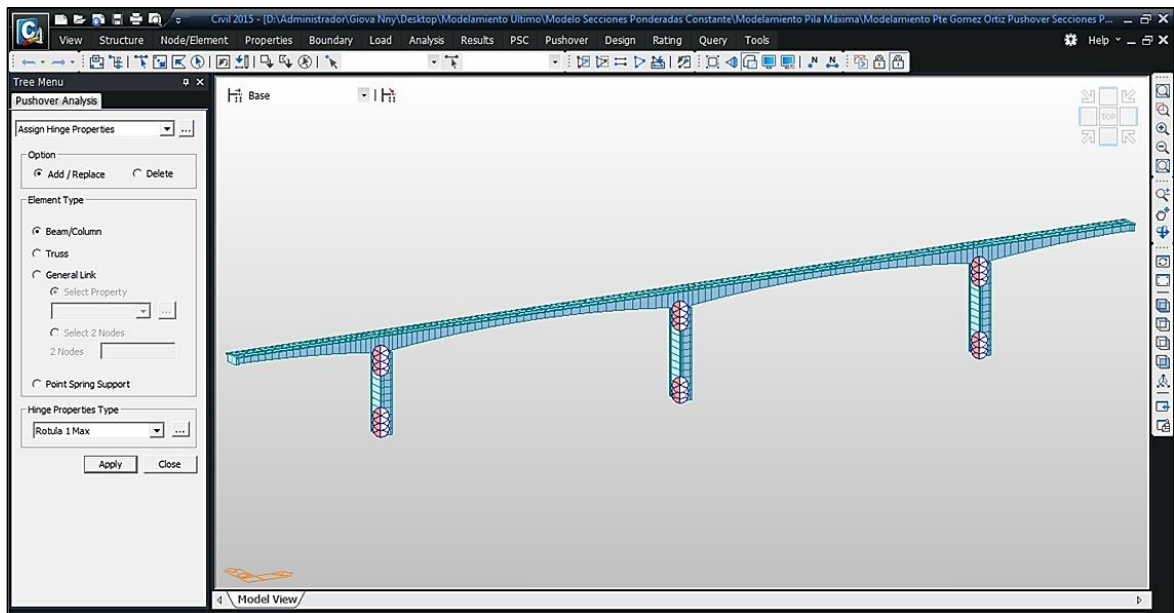
Component Properties				Hinge Length Ratio(Lp/L)	
Component	Hinge Location	Skeleton Curve	Properties...	I-end	J-end
<input type="checkbox"/> Fx	I&J-end	Trilinear Type	Properties...	0.1	0.1
<input type="checkbox"/> Fy	I&J-end	Trilinear Type	Properties...	0.1	0.1
<input type="checkbox"/> Fz	I&J-end	Trilinear Type	Properties...	0.1	0.1
<input checked="" type="checkbox"/> Mx	I&J-end	Bilinear Type	Properties...	0.25	0.25
<input checked="" type="checkbox"/> My	I&J-end	Bilinear Type	Properties...	0.25	0.25
<input checked="" type="checkbox"/> Mz	I&J-end	Bilinear Type	Properties...	0.25	0.25

0.0 < Lp/L < 1.0

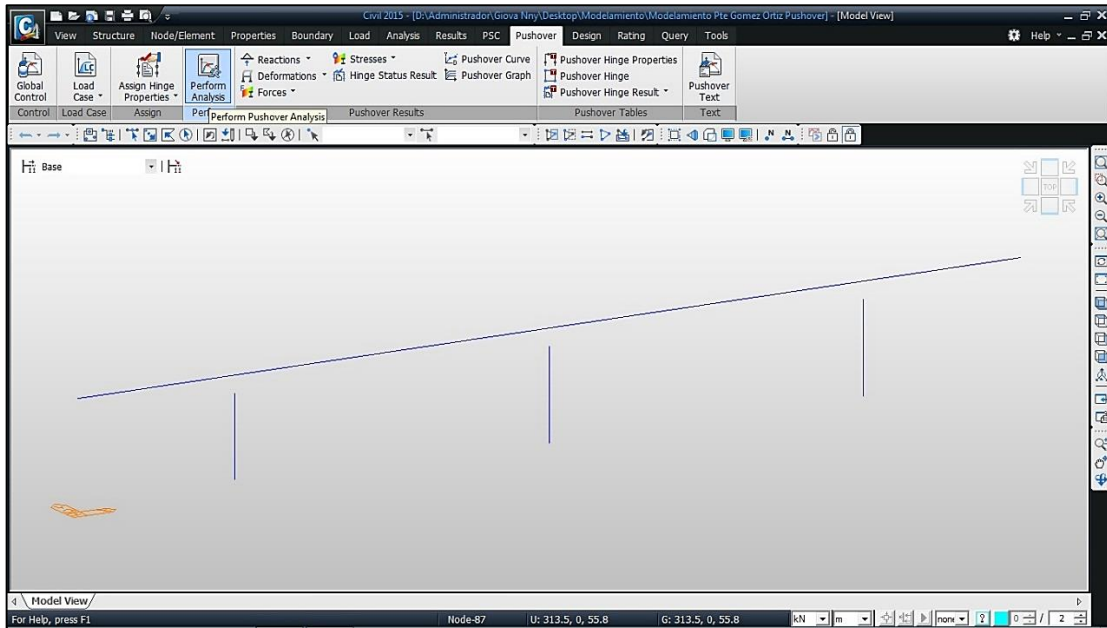


Los parámetros P1, P2, D1 y D2 fueron calculados anteriormente (ver paso 5, anexo C), hacen referencia a la idealización de los diagramas momento-curvatura para cada sección en dirección longitudinal y transversal.

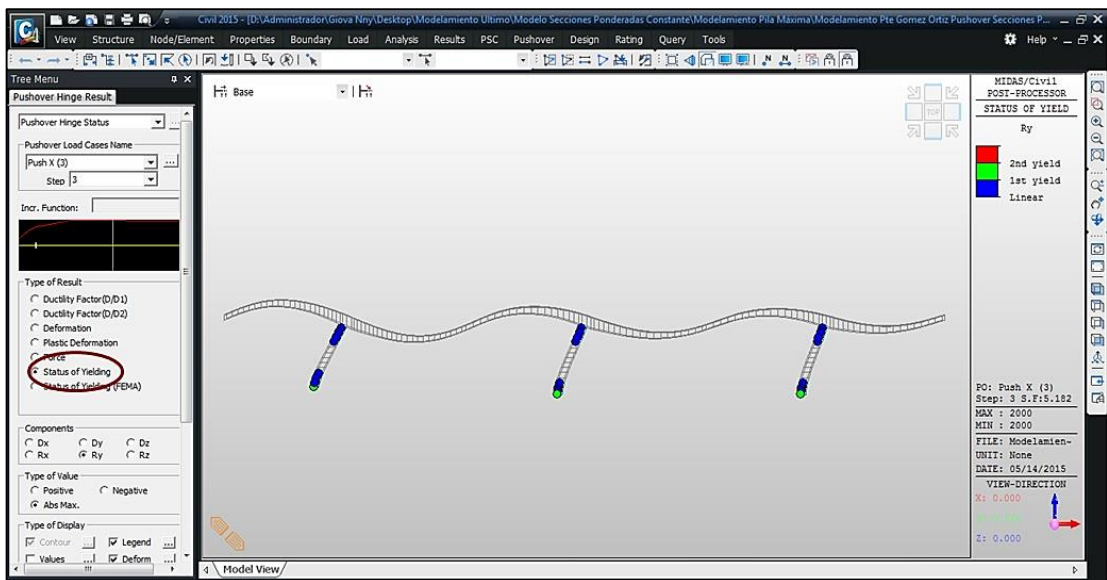
C.10. Asignar las Propiedades de las Rótulas: Se asignan las propiedades de las rótulas a cada sección de cada pila.



C.11. *Run Análisis Metodología Pushover*: Se procede a correr la metodología pushover.

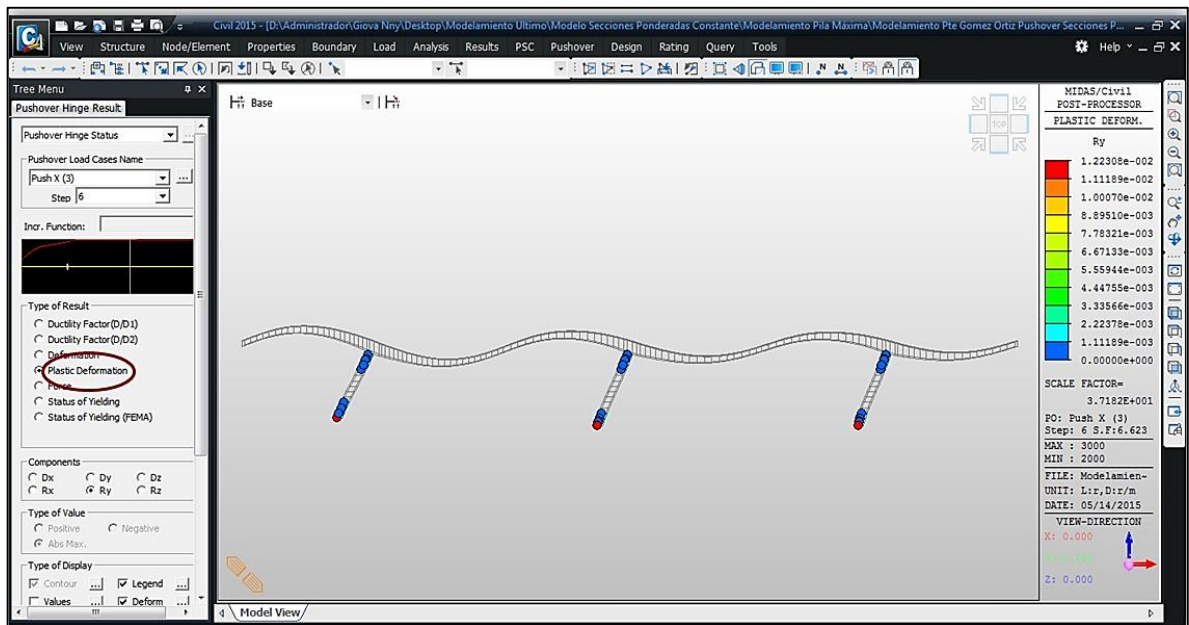


C.12. *Zona de Fluencia*: La zona de fluencia es el paso en el cual el acero de refuerzo de todas las pilas ha entrado en estado de fluencia, puede que en pasos anteriores alguna de las pilas haya entrado en este estado con antelación.



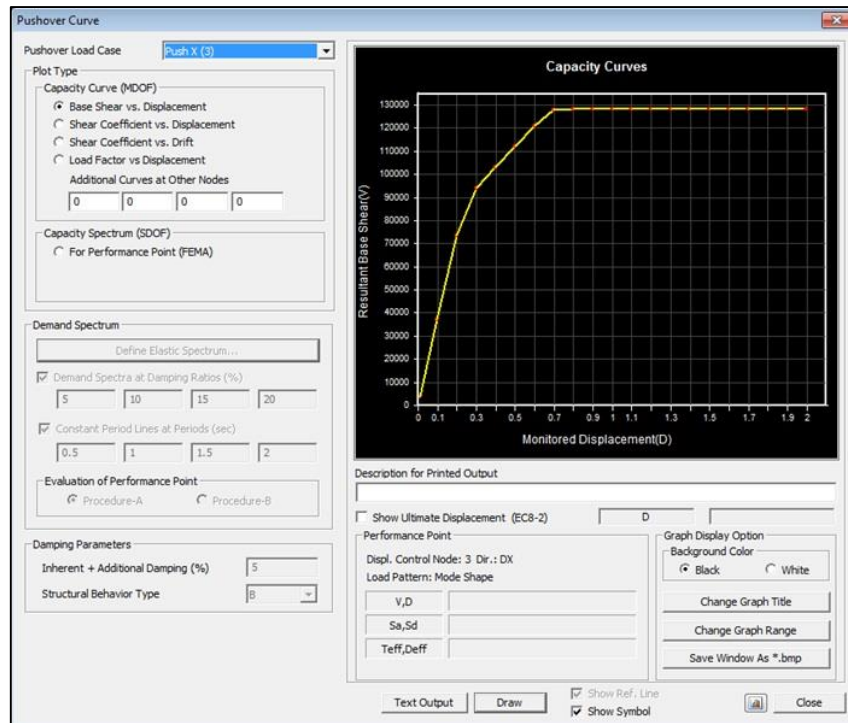
La estructura entra en estado de fluencia en el paso 3.

C.13. Estado de Plasticidad: La zona de plasticidad es el paso en el cual el acero de refuerzo de todas las pilas ha entrado en plasticidad en este paso se considera que la estructura colapsaría debido a que todas las pilas han generado rótulas plásticas, puede que en pasos anteriores alguna de las pilas haya entrado en este estado con antelación.



La estructura entra en estado de plasticidad final o colapso en el paso 6.

C.14. Curva Pushover: En la curva pushover se observa el paso en el cual entra cada pila y la estructura total en estado de fluencia y de plasticidad, dando para cada paso la magnitud de la distancia y el cortante basal que puede soportar.



A continuación se presentan la relación entre las curvas pushover para el modelo de secciones constantes mínima, ponderada y máxima, y el modelo discretizado de secciones variables.

