



Universidade do Minho  
Escola de Engenharia

Carolina Castellanos Rangel

Evaluación del impacto de las  
alteraciones climáticas en un  
puente de concreto preesforzado



Universidade do Minho  
Escola de Engenharia

Carolina Castellanos Rangel

Evaluación del impacto de las  
alteraciones climáticas en un  
puente de concreto preesforzado

Disertación de Maestría  
Ciclo de Estudios Integrados en Ingeniería Civil  
Área de Especialización: Estructuras y Geotécnica  
Grado de doble titulación  
Universidade do Minho  
Universidad Industrial de Santander

Trabajo realizado bajo la orientación del:  
Profesor Doctor José António Silva de Carvalho  
Campos e Matos  
Universidade do Minho

Co-orientación:  
Profesor Doctor Álvaro Viviescas Jaimes  
Universidad Industrial de Santander

## **Agradecimientos**

A Dios por permitirme vivir esta experiencia. A mis papás por ser mi apoyo incondicional y mi motor. Gracias por tantos esfuerzos y sacrificios. A mis abuelitos por sus oraciones constantes y por ese amor tan entregado. A todas las personas que estuvieron conmigo en todo el proceso, gracias por su compañía.

Al profesor Álvaro Viviescas por confiar en mí y ser mi mentor. Al profesor José Matos por su amable orientación. A los dos gracias su tiempo y disposición para la realización de esta investigación.



## **RESUMEN**

En esta investigación es realizado un análisis de socavación para el nuevo Puente Gómez Ortiz, ubicado en el departamento de Santander, Colombia. La estructura que cuenta con dos luces principales de 170 metros de longitud y dos vanos extremos de 85 metros cada uno, con tablero de concreto postensado de sección transversal viga-cajón de canto variable, construido por el método de dovelas por avances sucesivos y que se encuentra apoyado en tres pilas de alturas entre los 42 y los 47 metros, fue abierto al público en el año 2014 como parte del plan de sustitución de vías que deja fuera de servicio el llenado del embalse de la represa de Hidrosogamoso en la región.

Como toda estructura sometida a los efectos del agua, los puentes son susceptibles al fenómeno de pérdida de material en sus cimentaciones, llamado socavación, que puede dejar expuesta su estructura de fundación y puede alterar el estado de su salud estructural. Cálculos estimados de pérdidas máximas de material son considerados en sus diseños, no en tanto las probabilidades de que sean superadas son alarmantes, debido a que son muchos factores actuando en este proceso y debido a que en su mayoría son factores propios de ciclos de la naturaleza de difícil predicción. Es por esta causa que con esta investigación se buscó mediante la información dinámica del puente obtenida de su modelamiento en un software de elementos finitos, caracterizar su comportamiento dinámico para diferentes profundidades de socavación y de niveles de agua sobre los pilares. Esto como fuente de información para prevenir e identificar escenarios de daño en futuros planes de monitoreo realizados a la estructura, con el objetivo de garantizar que provea un servicio continuo y seguro.

**PALABRAS CLAVE:** Socavación, flujo hidráulico, caracterización dinámica, salud estructural, escenarios de daño.



## **ABSTRACT**

In this research is developed an analysis of scour for the new Gómez Ortiz bridge, located in the region of Santander, Colombia. The structure has two main lights of 170 meters of length and two extreme spans, of 85 meters each, with a post-tensioned concrete deck whit a box-girder cross section with variable high, was built by the double cantilever method. Is supported by three piers with highs between 42 and 47 meters, and was opened to the public in the year 2014 as part of the roads substitution plan that leaves out of service the filling of the reservoir of the Hidrosogamoso dam in the region.

As every structure exposed to water actions, is susceptible to the loss of foundation material phenomenon, that can leave the structure exposed and can modify the state of its structural health. Estimated approaches of maximus depths of loss of material are considered in the designs, but no matter what, the probability of this to be exceeded is so high that triggers a challenge due to the many factors acting in this process and because almost all of them form part of nature cycles that represent a hard labor to predict. For this cause, the propose of this investigation was to characterize the dynamic behavior of the bridge throw its dynamic information obtained of a model developed in a finite-element software, for different depths of socur as a data base source for future monitoring analysis, forward to prevent and know the possible damage scenarios and guarantee a continuous and a safety service.

**KEYWORDS:** Scour, hydraulic flow, dynamic characterization, structural health, damage scenarios.





## RESUMO

Esta investigação consiste na realização de uma análise de infra-escavação para a nova ponte Gómez Ortiz, localizado na cidade de Santander, Colômbia. A estrutura conta com dois vãos principais de 170m de comprimento e dois vãos extremos de 85m cada um. O tabuleiro tem uma secção transversal viga-caixão de altura variável e composto por betão e aço pré-esforçado. O tabuleiro foi construído pelo método de dovelas por avanços sucessivos e encontra-se apoiado em três pilares de alturas variáveis entre os 42 e os 47m. A ponte foi inaugurada no ano de 2014 como parte de um plano de substituição de vias que deixou fora de serviço a barragem de Hidrosogamoso.

As pontes quando sujeitas aos efeitos da água estão susceptíveis ao fenómeno de perda de material nas suas fundações, chamado infra-escavação, que pode deixar exposta a estrutura de fundação e assim alterar o seu comportamento estrutural. Cálculos estimados de perdas máximas de material são considerados no projeto, no entanto, as probabilidades de que sejam superadas são alarmantes devido aos muitos fatores que atuam neste processo, principalmente os fatores próprios do ciclo da natureza de difícil previsão. Com isto, surgiu esta investigação que tem como objetivo obter informação dinâmica da ponte através do seu modelamento num software de elementos finitos e ainda a caracterização do seu comportamento dinâmico para diferentes profundidades de infra-escavação tendo em conta o nível de água sobre os pilares. Contudo, no final vamos ter uma fonte de informação que permitirá prevenir e identificar cenários de danos em futuras monitorizações realizadas à estrutura, com o objetivo de garantir um serviço contínuo e seguro.

**PALAVRAS CHAVE:** Infra-escavação, fluxo hidráulico, caracterização dinâmica, comportamento estrutural, cenários de danos.



# ÍNDICE

1.	INTRODUCCION .....	1
2.	ESTADO DEL ARTE.....	5
2.1	Casos de socavación en la historia.....	5
2.2.	Descripción del fenómeno de socavación.....	11
2.3.	Morfología de la socavación.....	14
2.4.	Tipos de socavación.....	17
2.5.	Expresiones para el cálculo de la profundidad de socavación.....	20
2.6.	¿Cómo detectar la socavación en puentes?.....	22
2.7.	¿Cuándo la socavación comienza afectar el correcto funcionamiento de un puente? 30	
2.8.	Metodología.....	36
3.	OBJETO DE ESTUDIO: NUEVO PUENTE GOMEZ ORTIZ.....	39
3.1.	Descripción.....	39
3.2.	Descripción geométrica.....	40
3.3.	Plan de identificación de socavación en las cimentaciones.....	43
3.3.1.	Modelamiento numérico de la estructura.....	43
3.3.2.	Validación del modelo numérico inicial.....	49
3.3.3.	Escenarios de socavación.....	51
4.	CONCLUSIONES .....	85
5.	SUGERENCIAS Y FUTURAS INVESTIGACIONES .....	89
6.	BIBLIOGRAFIA .....	91
7.	ANEXOS.....	95



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Puente Altovalsol en Chile.....	10
Figura 2. Puente pescadero, Santander, Colombia. ....	11
Figura 3. Foso de socavación. ....	12
Figura 4. Dimensiones de una pila $a$ y $b$ , tirante hidráulico y. HEC-18.....	14
Figura 5. (a) Socavación en una pila estrecha de sección circular. (b) Socavación en una pila ancha. (NCHRP 175).....	15
Figura 6. (a) se muestra la forma uniforme del hueco en una cama de arena. En la figura (b) para un material de gran cohesión (arcilla), el hueco es menos regular. Y en la (c) para roca, se observa que la socavación se ve influenciada por juntas y fracturas. (NCHRP).....	16
Figura 7. Acumulación de escombros de madera(a) y bloques de hielo(b) en pilas de puentes. (NCHRP 653).....	19
Figura 8. Principio del sensor. Una masa magnética está suspendida por un resorte y el movimiento (velocidad) es detectado por una bobina, la cual genera una salida de voltaje proporcional a la velocidad de la masa. (Guillermo M., 2014).....	26
Figura 9. Representación del proceso que ocurre desde la señal captada por el sensor hasta la almacenada en la computadora. (Guillermo M., 2014). ....	27
Figura 10. Desplazamiento (in) vs. Ubicación sobre el tablero (in). Formas de vibración del Modo 3 y Modo 4 para resultados del modelo numérico y los ensayos de vibración realizados al puente Alamosa Canyon Bridge. ....	29
Figura 11. Gráfico para la clasificación de estructuras según el factor de prioridad <b>PF</b> y la profundidad de socavación relativa <b>DR</b> . (Manual for Roads and Bridges, Scotland, 2012).....	31
Figura 12. Flujograma de la metodología implementada en la investigación.....	36
Figura 13. Vista aérea Nuevo Puente Gómez Ortiz a la derecha y antiguo puente a la izquierda. Vanguardia Liberal. ....	39
Figura 14. Puente Gómez Ortiz y sus accesos planta general. ISAGEN .....	39



Figura 15. Puente Gómez Ortiz Plano Sección Longitudinal. ISAGEN .....	40
Figura 16. Sección transversal dovela típica. ISAGEN .....	41
Figura 17. Sección transversal pila. ISAGEN .....	41
Figura 18. Corte lateral pila. ISAGEN .....	42
Figura 19. Puente Gómez Ortiz. Autor.....	42
Figura 20. Rigid Links Superestructura- Subestructura. Autor.....	46
Figura 21. Rigid links pilas-zapatás-pilotes. Autor.....	47
Figura 22. Idealización de las restricciones en los extremos del puente. Autor.....	48
Figura 23. Modelo numérico con asignación de cargas Puente Gómez Ortiz. Autor. ....	49
Figura 24. Ángulo $\Theta$ entre la dirección de la corriente y el eje longitudinal en planta de la pila. Autor.....	54
Figura 25. Identificación del ángulo $\Theta$ entre la dirección de la corriente y el eje longitudinal en planta de la pila para el puente. ISAGEN.....	55
Figura 26. Frecuencia natural de vibración del puente en la dirección longitudinal X y transversal Y. vs. Nivel de Agua. Autor.....	60
Figura 27. Porcentaje de participación de masas para las direcciones X y Y. vs. Nivel de Agua. Autor.....	60
Figura 28. Gráfico para la clasificación de estructuras según el factor de prioridad <b>PF</b> y la profundidad de socavación relativa <b>DR</b> . (Manual for Roads and Bridges, Scotland, 2012)....	63
Figura 29. Modelo 2. % Participación de masas vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 2, dirección X y Y. Autor. ....	70
Figura 30. Modelo 2. Frecuencia fundamental vs. Socavación. Pila Eje 3, dirección X. Autor. ....	73
Figura 31. Modelo 2. Frecuencia fundamental vs. Socavación. Pila Eje 3, dirección Y. Autor. ....	73
Figura 32. Modelo 2. % Participación de masas vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 3, dirección X y Y. Autor. ....	74





Figura 33. Modelo 2. Frecuencia fundamental vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 4, dirección X. Autor.....	76
Figura 34. Modelo 2. Frecuencia fundamental vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 4, dirección Y. Autor.....	78
Figura 35. Modo 2. % Participación de masas vs. Socavación. Pila Eje 4, dirección X y Y. Autor. ....	79
Figura 36. Modo 7. % Participación de masas vs. Socavación. Pila Eje 4, dirección X y Y. Autor. ....	80
Figura 37. Modo 8. % Participación de masas vs. Socavación. Pila Eje 4, dirección X y Y. Autor. ....	81



## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Clasificación realizada por Smith (1976-1977) de causas de daños en 143 puentes colapsados en el mundo entre 1847 y 1975.....	6
Tabla 2. Acciones a tomar según la clasificación de la razón de socavación. Manual de Diseño de vías y Puentes de Irlanda del Norte. (Manual for Roads and Bridges, Scotland, 2012).	35
Tabla 3. Propiedades de los materiales.....	44
Tabla 4. Definición de las propiedades de los materiales a utilizar en el tablero.....	44
Tabla 5. Información geotécnica del suelo seco de cimentación Pilote 9. ....	48
Tabla 6. Información geotécnica del macizo seco de cimentación Pilote 9. ....	49
Tabla 7. Caracterización dinámica teórica y experimental del nuevo puente Gómez Ortiz antes de su puesta en servicio .....	50
Tabla 8. Información geotécnica del suelo saturado de cimentación Pilote 9.....	52
Tabla 9. Información geotécnica del macizo saturado de cimentación Pilote 9.....	52
Tabla 10. Coeficiente de arrastre $C_D$ . ....	53
Tabla 11. Coeficiente de arrastre lateral $C_L$ .....	55
Tabla 12. Valores para el cálculo de cargas debidas a la acción del agua.....	56
Tabla 13. Modelos numéricos para diferentes niveles de agua. ....	57
Tabla 14. Respuesta dinámica del puente ante diferentes niveles de Agua. Dirección longitudinal del puente (X). ....	58
Tabla 15. Respuesta dinámica del puente ante diferentes niveles de Agua. Dirección transversal del puente (Y). ....	59
Tabla 16. Escenarios de socavación analizados para el nivel de agua máximo. ....	66
Tabla 17. Modelo 2. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 2. Dirección longitudinal del puente (X). ....	68



Tabla 18. Modelo 2. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 2. Dirección transversal del puente (Y).....	69
Tabla 19. Modelo 2. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 3. Dirección longitudinal del puente (X).....	71
Tabla 20. Modelo 2. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 3. Dirección transversal del puente (Y).....	72
Tabla 21. Modelo 2. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 4. Dirección longitudinal del puente (X).....	75
Tabla 22. Modelo 2. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 4. Dirección transversal del puente (Y).....	77
Tabla 23. Resultados modelo sin cimentaciones modeladas y ensayos de vibración ambiental. .....	82
Tabla 24. Resultados del modelo con el estribo izquierdo modelado e idealizado con restricciones traslacionales en las direcciones Y y Z. ....	82
Tabla 25. Peso específico para condición saturada del material de cimentación. ....	83
Tabla 26. Resultados de valores de frecuencia para condiciones de material de cimentación seco y saturado.....	84
Tabla 27. Profundidades relativas D_R para cada clasificación de riesgo. ....	64
Tabla 28. Profundidades de socavación en las cimentaciones del puente según su riesgo asociado. .....	65



## SIMBOLOGIA

$\gamma$	Peso específico del agua
$\Phi$	Ángulo de fricción interna del material de fundación
$E$	Módulo de Elasticidad o Módulo de Young del material
$\nu$	Módulo de Poisson del material
$\xi$	Porcentaje de amortiguamiento
$f'_c$	Resistencia a la compresión del concreto
$k_o$	Coefficiente de presión de tierras en reposo
$\sigma'_h$	Esfuerzo horizontal efectivo del suelo
$p'_o$	Esfuerzo vertical efectivo
$K_h$	Coefficiente de reacción lateral
$w_n$	Frecuencia natural
$k$	Rigidez de la estructura
$m$	Masa de la estructura
$y$	Nivel de agua sobre la pila
$a$	Ancho de la pila
$b$	Largo de la pila
$Z$	Profundidad de cimentación
$B$	Diámetro del pilote
$C_D$	Coefficiente de arrastre
$p$	Presión actuando sobre un área
$F$	Fuerza actuando en un punto
$FX$	Fuerza actuando en la dirección transversal del puente





*FZ*

Fuerza actuando en la dirección vertical del puente



## 1. INTRODUCCION

Actualmente, no se tiene información suficiente sobre la influencia de los parámetros más importantes en la evaluación de la seguridad de un puente ubicado sobre un cauce, ante las avenidas máximas que puedan presentarse en el mismo. Esta evaluación es un paso primordial para estimaciones pre-evento, detección y mitigación del daño. (Darío E., Consuelo G.& Juan C.,2010). La historia constata de numerosos colapsos en puentes alrededor del mundo debidos al fenómeno conocido como socavación (Socur), que consiste en la pérdida de material del fondo del cauce sobre el cual se ubican las fundaciones, causada por una fuerza de arrastre ejercida por el flujo. Esta pérdida ocasiona la falla de los elementos de la estructura, desde pilotes, pilas y el puente en su totalidad. Si bien en las normas de diseño es indicado a los ingenieros que se debe tener en cuenta su efecto en los cálculos, las múltiples variables que pueden causar el fenómeno, principalmente los eventos de la naturaleza como crecidas e inundaciones, hacen de su predicción una tarea con mucha incertidumbre. Estimaciones ante diferentes escenarios pueden ser contempladas en el diseño con el fin de intentar garantizar el correcto funcionamiento de cada puente, sin embargo, el comportamiento hidráulico del flujo siempre podrá salirse de estas predicciones y la estructura se verá sometida a nuevas situaciones de carga y nuevas condiciones de apoyo que pueden alterar el estado de su salud estructural y generar daños.

El registro de puentes que han fallado a causa de la pérdida de material de cimentación alrededor del mundo, alerta sobre lo nocivo de este fenómeno, es un problema potencial y puede ocurrir cuando no se espera. Desde una avenida extrema, crecientes con socavación acumulada, y erosión de las laderas de las curvas del cauce que generen cambio en el curso principal de la corriente y acumulación de escombros en las pilas, todas son causas potenciales de la socavación, y son de difícil estimación. En 1973 en Estados Unidos un estudio de 383 puentes que fallaron en ese país mostró que los colapsos se debieron a socavación en las cimentaciones. En 1985, 73 puentes fueron destruidos por flujos que causaron socavación en los estados de Pennsylvania, Virginia y West Virginia, mientras que las avenidas de 1987 17 puentes en New York y New England fueron parcialmente afectados o destruidos por éste mismo fenómeno. Sin

embargo, no se ven afectadas o en riesgo solo estructuras antiguas, nuevos puentes también pueden ser susceptibles si no son diseñados apropiadamente. Claro, es muy fácil decir que las fundaciones de todas las nuevas estructuras deberían construirse tan profundas como sea necesario para eliminar cualquier problema potencial de socavación, pero en la realidad las cosas no son así de simples y los factores económicos deben ser considerados. Si se incurre en gastos innecesarios realizando todas las fundaciones significativamente más profundas que para la profundidad de socavación de diseño, el costo acumulativo va a ser substancial debido a la cantidad de puentes involucrados. (Les Hamill, 1999)

Es por esta razón que más allá de intentar encontrar una profundidad de socavación de diseño que probablemente puede ser superada, se debe tener un control sobre ésta durante todo su ciclo de vida para así prevenir su colapso. La necesidad de minimizar daños en puentes requiere una atención adicional enfocada al desarrollo e implementación de mejores procedimientos para el diseño y en especial a la inspección de socavación. (NCHRP 175).

Debido al continuo desarrollo de infraestructura que se ha presentado en Colombia, se han llevado a cabo la construcción de obras importantes que han representado una gran inversión para el país y que forman parte de la red de comunicación vial. La motivación de este trabajo es dejar una iniciativa para el estudio y control del fenómeno en el país, donde se ha realizado la ejecución de numerosos puentes y se contempla la construcción de muchos más. Sumado a esto, se encuentran todos los cambios ambientales como el fenómeno del niño y de la niña, cuyas consecuencias se han evidenciado fuertemente en los últimos años en el país y tornan fácilmente superables las acciones consideradas en el diseño de este tipo de estructuras lo que puede llevar a una mayor probabilidad de socavación.

El objetivo de esta investigación es a través de un análisis de sensibilidad evaluar y modelar numéricamente escenarios de posible socavación en las cimentaciones del Nuevo Puente Gómez Ortiz, los cuales puedan ser identificados mediante la monitorización de la estructura, a partir de variaciones en el comportamiento dinámico del puente, y sean la base un plan de prevención y detección de daño de la misma en los niveles de detección de la presencia de daño y la

determinación de la ubicación de los daños. Pues las diferentes técnicas actuales para este propósito basan sus análisis en la comparación de las variables dinámicas asociadas a la respuesta de la estructura cuando esta presenta daño, con un valor de referencia que corresponde al valor cuando la estructura se encuentra en óptimas condiciones, y a partir de esta diferencia se produce un residuo o indicador de falla con el cual se realiza el diagnóstico.

Este puente construido entre 2013 y 2014, está ubicado en la vía que de Girón lleva a Zapatoca en el departamento de Santander sobre la cordillera oriental en los andes colombianos. Cuenta con 510 metros de planta recta que consta de cuatro vanos, dos extremos de 85 metros de luz y dos centrales de 170 metros. Los vanos están soportados por tres pilas de sección variable, con alturas entre 42 y 47 metros. Las pilas, están apoyadas en zapatas de dimensiones 18x18x4 metros sustentadas por pilotes de 2.5 metros de diámetro. El tablero es de sección transversal tipo cajón de canto variable entre 8.80 y 4 metros y una anchura de 10.55 metros.



## **2. ESTADO DEL ARTE**

Las normas de diseño para puentes de diferentes países incluyen muy poca información sobre los daños que son necesarios considerar debidos a los efectos del agua sobre las estructuras, tales como empujes dinámicos y socavación. Esto ha traído como consecuencia numerosas fallas y colapsos registrados en algunos países por la ocurrencia de avenidas máximas, lo cual justifica la importancia del estudio detallado de estos fenómenos. (Les Hamill, 1999)

La detección de cualquier tipo de daños en estructuras es uno de los aspectos que ha sido utilizado y actualmente implementado cada vez con mayor frecuencia para evitar colapsos malos funcionamientos de las estructuras civiles. Actualmente y desde hace unos años se está estudiando la manera de controlar en tiempo real el estado de las estructuras (conocida como monitorización de salud estructural o SHM por sus siglas en inglés) y así poder actuar de la forma más rápida posible en el momento que se detecte que está empezando a producir un fallo en la estructura o un cambio en sus propiedades que pueda derivar en daño en un futuro. (Francisco M, 2014).

### **2.1 Casos de socavación en la historia**

Smith (1976-1977) realizó un estudio de 143 puentes que colapsaron en el mundo entre los años 1847 y 1975, dentro de su estudio clasificó las causas de colapso en nueve categorías, donde muestra que 77 de los colapsos fueron debidos a la acción del flujo, 66 de estos a causa de la socavación, es decir, el 46% de los puentes estudiados fueron afectados por este problema. Ver Tabla 1.

**Tabla 1.** Clasificación de causas de daños en 143 puentes colapsados en el mundo entre 1847 y 1975. (Les Hamill, 1999).

Causa de colapso	Numero de colapsos	Comentarios
Inundación y movimiento de fundaciones	70	66 por socavación; 2 por deslizamientos de tierra; 1 por acumulación de escombros; 1 por desplazamiento de la fundación
Materiales o mano de obra inadecuados o defectuosos	22	
Sobre carga o accidente	14	
Trabajos temporarios inadecuados o defectuosos	12	
Terremoto	11	
Consideración inadecuada de materiales en el diseño	5	
Viento	4	
Fatiga	4	
Corrosión	1	
Número total de colapsos	143	

En octubre de 1988 una inundación severa del río Towy en Inglaterra, causó que una de las pilas del puente ferroviario de Glanrhyd cediera como resultado de socavación. Como consecuencia todo el puente colapsó y cuatro personas murieron. En 1989 este mismo fenómeno causó el colapso del puente sobre el Lago Ness en ese mismo país, tan solo unos meses antes de que había pasado una verificación de mantenimiento de rutina.



En 1985 en Estados Unidos, 73 puentes fueron destruidos por inundaciones en Pennsylvania, Virginia y West Virginia, mientras en Nueva York y Nueva Inglaterra las avenidas de 1987 destruyeron 17. En abril de 1989 en Tennessee, el puente de la ruta 51 sobre el río Hatchie colapsó resultado de una serie de inundaciones en enero, febrero y abril, las cuales causaron socavación e iniciaron la falla en la estructura que tomó la vida de 8 personas (Les Hamill, 1999).

Por otro lado, en Honduras, Nicaragua y Guatemala el daño devastador a las infraestructuras causadas por el Huracán Mitch en 1998, requirió de un gran esfuerzo internacional de recuperación basado en el reemplazo de infraestructura, particularmente puentes, ya que cientos de ellos cedieron debido a la socavación y la acumulación de escombros.

En las siguientes tablas son mostrados más casos de colapsos tanto en puentes de ferrocarril como carreteros.

**Tabla 2.** Ejemplos de puentes de ferrocarril colapsados. (Matías V, 2012)

Nombre Puente	País	Ubicación	Colapso	Fecha	Causa	Consecuencia
Tangiwai	Nueva Zelanda	Karioi	Total	dic-53	Flujo masivo de hielo y ceniza volcánica (Ihares). Socavación de la mitad de las pilas previamente Pila 4 demolida y 5 dañada.	151 personas muertas
Glanrhyd	Gales	Llandeilo	Total	oct-87	Crecida del río.Socavación pila soporte. Arrastre del puente.	4 personas muertas
Kulai	Malasia	Kuala Lumpur Si ngapur	Total	2005	Arrastre por avenida.	Costo económico
Katerini	Grecia	Katerini	Parcial	1972	Socavación.	1 persona muerta

**Tabla 3.** Ejemplos de puentes carreteros colapsados. (Matías V, 2012)

Nombre Puente	País	Ubicación	Colapso	Fecha	Causa	Consecuencia
Jorge Gaitán Duran	Colombia	Río Pamplonita	Total	nov-96	Socavación pila N°2	Costo económico. Eliminación pila. Construcción puente 1 vano
Schoharie Creek	Estados Unidos	Nueva York	Total	abr-87	Socavación pila N°2 Falta de inspección y mantenimiento.	Costo económico
Hintze Ribeiro	Portugal	Río Douro	Total	mar-01	Estabilidad pilas. Extracciones ilegales.	70 personas muertas
Puerto Beirut	Líbano	BourjHammond T	Total	2005	Incremento nivel aguas. Corrimiento de las cimentaciones.	Costo económico
Giers	Francia	Río Rhone en Givors	Parcial	2003	Aumento de las aguas. Destrucción de las fundaciones.	Costo económico
Cicero	Italia	Río Mazarra	Parcial	1993	Destrucción de 3 pilas por inundación	4 personas muertas. 1 persona herida.
Wassen	Suiza	Río Reuss	Parcial	1987	Socavación de las pilas	Costo económico

En México, por ejemplo, en los últimos años, por la precipitación extraordinaria debida a la presencia de huracanes, principalmente en algunas regiones del sur del país, se han originado avenidas importantes que han producido el colapso de puentes y con ello pérdida de comunicaciones y servicios de emergencia de las comunidades afectadas. (Darío E., Consuelo G., & Juan C., 2010). Todo como consecuencia de este fenómeno que consiste en el arrastre del material de cimentación por parte del flujo, quedando las estructuras de fundación cada vez más expuestas y aumentando potencialmente su probabilidad de falla.

En la Imagen del puente Altovalsol en Chile, se observa el fenómeno. El puente se vio afectado por la socavación en sus cimentaciones tras una crecida del río en marzo de 2015 y tuvo que ser reparado. En la Figura 2, se muestra el actual estado del puente Pescadero en Santander, Colombia.



**Figura 1.** Puente Altovalsol en Chile.

Fuente: <<https://i.ytimg.com/vi/R6MoqzcMNFc/maxresdefault.jpg>>



**Figura 2.** Puente pescadero, Santander, Colombia.

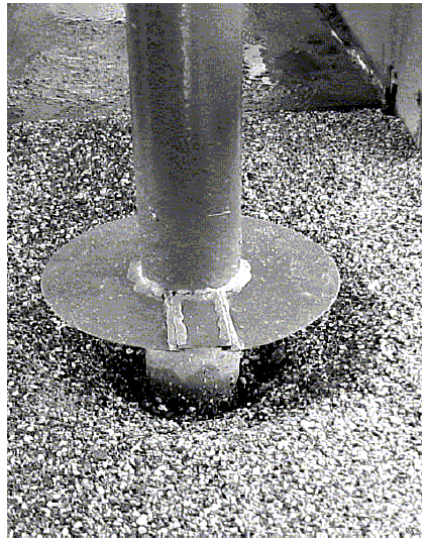
Fuente: <http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=452761&page=13>

La socavación es el fenómeno de erosión causado por el flujo de agua, más complejo y desafiante para entender, su estimación representa un real desafío. Ocurre en todos los tipos y en todas las formas de pilas y ubicación geográfica de los puentes. Las numerosas dificultades asociadas a ella, han hecho que persista como un tema activo de investigación desde 1990. (Les Hamill, 1999)

## **2.2. Descripción del fenómeno de socavación**

Con la construcción de una estructura sobre un cauce, ésta representa un obstáculo y reduce la sección por donde debe pasar el flujo. Esta reducción conlleva a un aumento de la velocidad del agua, y de ser esta nueva velocidad igual o mayor a la necesaria para arrastrar el material de fondo, comienza el fenómeno conocido como socavación. El material es removido hasta que el flujo encuentre el equilibrio, es decir, cuando el flujo cuente nuevamente con la sección transversal del cauce donde se presente la velocidad inicial. Esto no significa que la pérdida de material sea un problema de la estructura solo en sus inicios, tomándolo como un par de meses o años, es relativo teniendo en cuenta que no ocurre igual para todas y que en el proceso ésta se

ve afectada por un sin número de fenómenos y variables más. Sin embargo, una vez que el equilibrio ocurre, se debe saber que la estructura no se encuentra exenta de más pérdida de material en sus fundaciones, ya que, con las avenidas del cauce, producto de alteraciones climáticas, embalses cercanos, entre otros, el comportamiento hidráulico puede variar causando un aumento nuevamente de la velocidad y con él, el arrastre de más material. Además de esto, el perfil estratigráfico puede contar con material más fino bajo el inicialmente removido, el cual puede ser transportado con velocidades de flujo menores.



**Figura 3.** Foso de socavación.

Fuente: [http://www.scielo.org.ve/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S0254-07702007000200007](http://www.scielo.org.ve/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0254-07702007000200007)

Es por esta razón que ante la socavación del antiguo puente London Bridge, en 1763 John Smeaton planteó la solución de utilizar una cama de roca o escombros sobre el fondo, así como también se hablaba en la época de una “pavimentación” del lecho rocoso. (Les Hamill, 1999)

Existe una razón de socavación para los diferentes materiales. Suelos granulares débiles son rápidamente erosionados por el flujo de agua, mientras suelos cohesivos o cementados son más resistentes. Sin embargo, la profundidad final puede ser igual para todos. Bajo condiciones

constantes de flujo, la socavación va a alcanzar su profundidad máxima en arenas y gravas en horas; en materiales cohesivos en días; en glaciales, areniscas y lutitas en meses; en calizas en años, y en granito denso en siglos. (Les Hamill, 1999)

No en tanto el proceso de socavación es intrigante y desafiante de formular (tanto empíricamente como aproximadamente). Lo hace así, el comportamiento tridimensional y las características no estáticas del flujo, así como la naturaleza del material de apoyo y variaciones en la geometría del puente.

La gran complejidad asociada a la predicción de la profundidad de socavación en una pila se extiende a hace casi 100 años y publicaciones relacionadas con este problema aún son realizadas regularmente. La literatura sobre socavación está repleta de artículos presentando nuevas líneas de investigación y observación sobre varios aspectos del fenómeno. En una encuesta sobre cuestionamientos presentados por el Journal of Hydraulic Engineering y el Journal of Hydraulic Research, las dos revistas líderes en la ingeniería hidráulica en Estados Unidos, muestra que, durante 2008 y 2009, el JHE y JHR publicaron 17 y 19 artículos sobre socavación en puentes. Los cuales, reflejan gran parte del desarrollo desde 1990 donde se evidencian los siguientes aspectos:

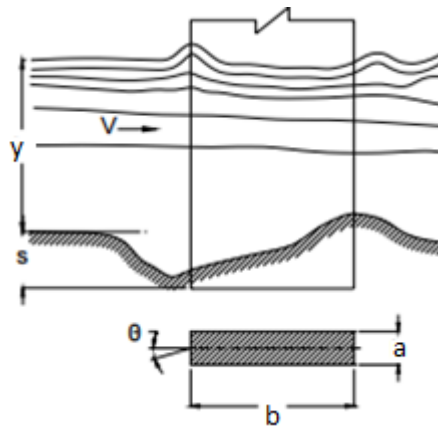
1. Interés continuo en los procesos básicos de socavación;
2. Mayor interés en el campo del flujo en pilas;
3. Influencia en condiciones de frontera (sedimentos no uniformes, arcilla, roca);
4. Diseño de formas complejas de pilas (pilas largas, acumulación de escombros y hielo).

Dentro de las diferentes investigaciones y observaciones de campo y en laboratorio, se han logrado identificar y clasificar características del fenómeno, aunque como ya se ha mencionado anteriormente difícilmente se pueden considerar como regla del mismo, debido a el número de variables que lo influyen y a la incertidumbre asociada a ellas, sin embargo, ayudan a entender el problema en algunos escenarios.

### 2.3. Morfología de la socavación

*Según el ancho de la pila:*

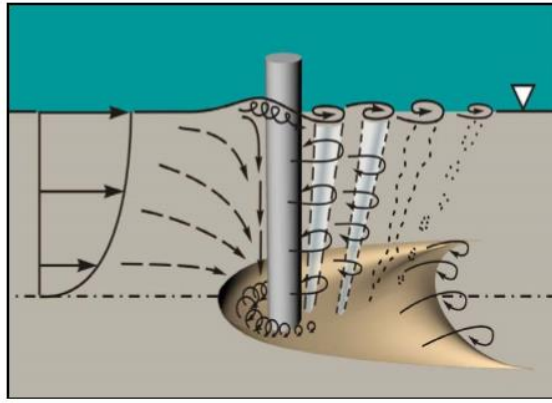
En términos de rangos de ancho de pila  $a$  y profundidad de flujo  $y$ , es conveniente identificar y discutir tres categorías de flujo, que producen una diferencia significativa en la morfología de la socavación:



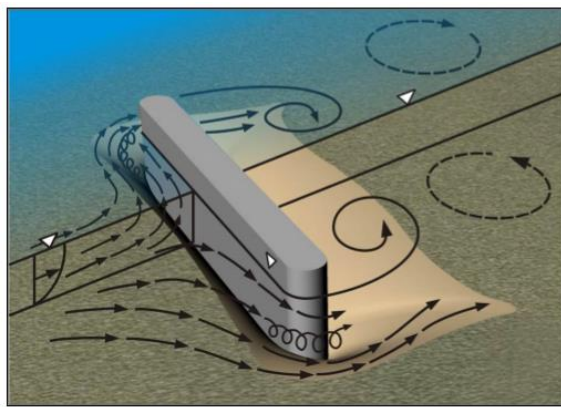
**Figura 4.** Dimensiones de una pila  $a$  y  $b$ , tirante hidráulico  $y$ . HEC-18.

1. Pilas estrechas ( $\frac{y}{a} > 1.4$ ), cuya socavación típica es más profunda en la cara de la pila;
2. Pilas transicionales ( $0.2 < \frac{y}{a} < 1.4$ ) y;
3. Pilas anchas ( $\frac{y}{a} < 0.2$ ), para las cuales la socavación típica es más profunda en los lados de la pila.





(a)



(b)

**Figura 5.** (a) Socavación en una pila estrecha de sección circular. (b) Socavación en una pila ancha. (NCHRP 175)

*Según el tipo de material.*

Los canales de ríos son formados en una amplia variación de combinaciones de roca, sedimentos, y suelos. La gran mayoría de cursos de agua propensos a socavación, comprometen un lecho del canal principal formado en sedimentos aluviales (material no cohesivo) al menos presente en los estratos superiores. No es común que las pilas se encuentren fundadas en arcillas o en un lecho de roca y muy pocos estudios se enfocan en la socavación en estos materiales, aun cuando varias fallas de pilas han involucrado cimentaciones sobre ellos.

De alguna manera las diferentes formas de socavación se desenvuelven según el material de cimentación. En la fotografía 6, se muestra esto.



(a)



(b)



(c)

**Figura 6.** (a) se muestra la forma uniforme del hueco en una cama de arena. En la figura (b) para un material de gran cohesión (arcilla), el hueco es menos regular. Y en la (c) para roca, se observa que la socavación se ve influenciada por juntas y fracturas. (NCHRP)

## **2.4. Tipos de socavación**

La socavación total considera tres componentes principales:

1. Degradación a largo plazo del lecho del río
2. Socavación por contracción en la sección del flujo del puente
3. Socavación local en las pilas

Adicionalmente, existen otros tres tipos de socavación que ocurren en situaciones específicas como la migración lateral de la corriente que debe ser calculada.

### *Agradación y degradación*

Son los cambios de elevación a largo plazo del fondo, debidos a causas naturales e inducidas por el hombre, que pueden afectar el alcance del río donde se sitúa el puente. La agradación involucra la deposición de material erosionado del canal aguas arriba del puente, pero no es considerado como un componente de la socavación total. Por otro lado, la degradación involucra la reducción o socavación del lecho sobre una distancia relativamente larga, debido a un déficit en el suplemento de sedimentos provenientes de aguas arriba y contribuye a la socavación total. (NCHRP 175)

Los cambios a largo plazo pueden ser de tendencia natural de la corriente o el resultado de alguna modificación a esta. Puede ocurrir o agradación o degradación o un equilibrio.

### *Socavación por contracción*

Es una disminución del material del fondo en el lugar del puente. Esta disminución puede ser uniforme o no, a través de la sección transversal. Resulta de la contracción del flujo ya sea por causas naturales o por la presencia de un puente, y tiene como consecuencia una remoción de material del lecho.

También ocurre cuando flujo desviado es forzado a regresar al cauce. Es diferente a la degradación a largo plazo en que la contracción ocurre en la vecindad del puente, puede ser cíclica y/o relacionada con la ocurrencia de una inundación. (NCHRP 175)

Otros factores que pueden causar este tipo de socavación es la acumulación de hielo y escombros sobre la pilas, así como el crecimiento de vegetación en la llanura de inundación. Como se conoce, desde el colapso en 1980 de una parte del Perkins Road Bridge en Tennessee, USA, donde se observaron grandes restos de escombros como troncos y extremidades de árboles, la acumulación de escombros flotando sobre las pilas, o por su término en inglés “debris” durante eventos de inundaciones juegan un papel crítico en la ocurrencia de socavación en las pilas de un puente. Esta acumulación puede obstruir y re direccionar el flujo resultando en inundaciones, cargas de daño a la estructura, o socavación excesiva en las fundaciones de la misma. Porque los escombros alteran la hidráulica del puente a través de la fuerza de arrastre o “drag forcé”. (Les Hamill, 1999).



(a)

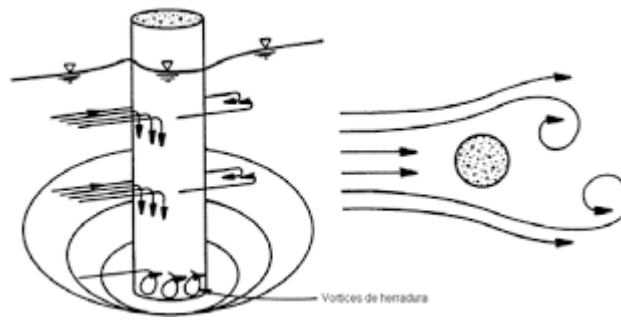


(b)

**Figura 7.** Acumulación de escombros de madera(a) y bloques de hielo(b) en pilas de puentes.  
(NCHRP 653)

### *Socavación local*

Involucra remoción de material del rededor de las pilas. Es causado por una aceleración del flujo y de vórtices resultantes inducidos por la obstrucción del flujo.



**Figura 7.** Socavación local en pilas por vórtices. (NCHRP 653)

### *Otros tipos de Socavación*

Otras situaciones como flujo alrededor de una curva donde la socavación puede estar concentrada cerca a la parte exterior de esta.

### *Migración lateral de corriente*

Adicionalmente a los tipos de socavación mencionados anteriormente, la migración natural del flujo del canal principal a una llanura de inundación puede afectar la profundidad debido al cambio del ángulo de ataque del flujo a las pilas.

## **2.5. Expresiones para el cálculo de la profundidad de socavación**

Las principales expresiones para el cálculo aproximado de la profundidad de socavación, son Melville (1997, también en Melville and Coleman 2000), Richardson y Davis (2001), Sheppard and Miller (2006), y Sheppard-Melville (NCHRP 24- 32). Cada método está basado principalmente en socavación para pilas cilíndricas y en una menor extensión para formas más complejas. El método de Richardson and Davis (2001) comprende una serie de adaptaciones de

la que se conoce como la ecuación CSU, debido a que fue desarrollada por la Universidad de Colorado en los Estados Unidos y que se extiende a hace 35 años, y que ha servido como punto de partida para los demás autores. Ha sido usada por el manual de los Estados Unidos HEC-18 en las pasadas décadas para el cálculo de socavación. Sin embargo, existe la preocupación que refleja inadecuadamente ciertos aspectos del fenómeno según un estudio realizado en 1990.

$$\frac{y_s}{a} = 2.0 k_1 k_2 k_3 \left(\frac{y}{a}\right)^{0.35} Fr^{0.43} \quad (1)$$

Donde  $y_s$  es la profundidad de socavación,  $y$  es la profundidad del flujo y  $a$  el ancho de la pila.  $Fr = V / (gy)^{0.5}$ ;  $k_1$ ,  $k_2$  y  $k_3$  son factores de ajuste según la forma de la nariz de la pila, el ángulo de ataque del flujo, y el estado de movimiento del material del lecho, respectivamente.

Por otro lado, el método Melville (1997) es utilizado en numerosos países, y proporciona la mayor cobertura de parámetros que influyen en la socavación. Se encuentra en el proceso de ser fusionado con el método desarrollado más recientemente por Sheppard and Miller (2006)

$$\frac{y_s}{a^*} = 2.5 f_1 f_2 f_3 \quad (2)$$

Donde  $a^*$  es un diámetro efectivo de una pila circular que experimenta el mismo equilibrio de socavación para las mismas condiciones de flujo.  $f_1$  depende de  $\frac{y}{a^*}$ .  $f_2$  de  $\frac{V}{V_c}$  y  $f_3$  de  $\frac{a^*}{D_{50}}$ . Donde  $V$  es la velocidad del flujo y  $V_c$  es la velocidad crítica con la cual ocurre erosión en el material de cimentación.

De las anteriores expresiones se puede obtener una profundidad estimada de socavación que puede ocurrir en las pilas de un puente utilizando una información hidráulica para la condición

más crítica de diseño, nivel de agua y velocidad del flujo, que como se mencionó anteriormente fácilmente pueden ser superadas debido a que depende de procesos de la naturaleza sobre los cuales no existe un control.

En Estados Unidos, por ejemplo, aproximadamente existen 500,000 puentes en el inventario nacional. Estadísticamente se puede esperar que cientos de estos puentes experimenten inundaciones mayores a las de diseño. Porque no es viable económicamente construir todos los puentes para todos los posibles flujos de inundaciones, o instalar medidas contra la socavación en todos los puentes existentes para garantizar total inmunidad ante estos tipos de daños, algunos riesgos de falla por futuras avenidas deben ser aceptados. Es por esto que todos los puentes ya sea existentes o bajo diseño, deben contar con medidas sobre su vulnerabilidad de socavación a fin de tomar las medidas pertinentes. (FHWA-HIF-12-003, 2012).

## **2.6. ¿Cómo detectar la socavación en puentes?**

Se han encontrado reportes de inspecciones visuales realizadas bajo agua previamente a los colapsos de algunos de los puentes antes mencionados, donde no aparece ninguna anomalía registrada (Les Hamill, 1999). Y es que en el momento de la inspección puede no encontrarse una gran diferencia en el lecho del cauce, sin embargo, al depender de eventos a veces impredecibles de la naturaleza, estas condiciones pueden cambiar radical y rápidamente. Esto sumado a que durante un evento de inundación no es posible realizar este tipo de inspecciones al fondo, hace necesario recurrir a otras fuentes que indiquen el estado de la salud estructural del puente. Con el desarrollo de diferentes tecnologías y para este propósito de prevención y detección de daño, no solo a causa de socavación, también de sismos, errores de construcción y variación en las propiedades de los materiales, etc., el parámetro de la frecuencia fundamental y los modos de vibración de la estructura, se han convertido en el punto de partida. El monitoreo de estructuras basado en las características dinámicas utiliza variables como la energía de deformación modal, variaciones de formas modales y/o frecuencias naturales, vectores de fuerza residual y variaciones en la matriz de flexibilidad de la estructura (Villalba, 2009). Los sistemas de detección de fallas basados en modelos comparan algunas de las anteriores variables



dinámicas con un valor de referencia que corresponde al valor de la variable en condición normal, y a partir de esta diferencia se produce un residuo o indicador de falla (Robinson B, Iván G & Jabid Q, 2014).

Y es que el valor característico de las frecuencias de vibración de cada estructura civil, que indica el número de oscilaciones que realiza en un tiempo determinado, puede llevarnos a identificar cualquier alteración en su comportamiento. Teóricamente la frecuencia está definida como:

$$w_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (3)$$

Siendo  $k$  la rigidez y  $m$  la masa de la estructura. Cualquier variación de este parámetro característico, indica la alteración de alguna de estas propiedades.

Los métodos de detección de daño basados en vibraciones suponen que cualquier situación de daño se puede traducir como una reducción de la rigidez estructural. Como la respuesta dinámica está gobernada por los parámetros estructurales del sistema (rigidez, masa, amortiguamiento, propiedades de los materiales, etc.), cualquier cambio en los mismos implicará cambios en la respuesta vibratoria, caracterizada por los parámetros dinámicos. Entonces el problema de la localización y estimación del daño consiste en correlacionar adecuadamente las características dinámicas en su estado inicial y con daño (Barrios et al., 2000).

Por el lado de la socavación en cimentaciones, significa la pérdida de material donde se soportan las pilas dándole mayor flexibilidad a la estructura, es decir reduciendo su rigidez inicial  $k$ . Así como también la acumulación de escombros sobre las pilas o “debris”, además de generar este fenómeno debido a la oposición al flujo, representa un aumento en la fuerza ejercida por el éste a las pilas, lo que se traduce en un aumento en las masas  $m$  presentes y se verá reflejado en una

variación en el valor de la frecuencia de vibración de la estructura. Dicho esto, la socavación puede ser detectada al medir variaciones de frecuencias y modos de vibración en los puentes.

Los datos de la monitorización estructural se pueden utilizar para alcanzar diferentes niveles de evaluación de daños de acuerdo con la clasificación de A. Rytter, dependiendo de las necesidades y los recursos de la infraestructura (Francisco M, 2014).

Nivel I: Detección de la presencia de daño.

Nivel II: Determinación de la ubicación de los daños.

Nivel III: Cuantificación de la gravedad de los daños.

Nivel IV: Predicción de la vida útil restante de sus componentes estructurales.

Para caracterizar las propiedades dinámicas de estructuras en campo y de esta forma monitorear el estado de la salud estructural de un puente, se han desarrollado ensayos de vibración. Su objetivo es, mediante un equipo de adquisición de datos captar por medio de sensores y con ayuda del digitalizador amplificar y almacenar señales de voltaje producidas por la vibración de la estructura, las cuales mediante un adecuado procesamiento numérico de identificación modal se traducen en aceleraciones de la estructura y nos proporcionan las características dinámicas propias que se buscan, como el periodo fundamental, sus armónicos y los modos de vibración. (Guillermo M., 2014). La implementación inicial de estos ensayos de vibración se desarrolló midiendo la respuesta en aceleración de las estructuras ante un estímulo o fuerza externa inducida controlada o también midiendo la respuesta debida una deformación inicial liberada rápidamente, a estas pruebas se les denominó Ensayos de vibración forzada y libre respectivamente. Pero la poca practicidad de estas pruebas se evidenció con la necesidad de costosos dispositivos y dispendiosos trabajos de campo que lograran excitar las estructuras. Es por esto que finalmente fueron desarrolladas las pruebas de vibración ambiental (AVT), donde se mide la respuesta debida sólo a excitaciones producidas por el ambiente y cargas de servicio.

### *Tipos de Ensayos de Vibración:*

#### *a. Vibración forzada:*

En este ensayo se debe además de contar con el equipo de adquisición de datos de aceleración (datos de salida o señal OUTPUT), con un equipo que produzca una excitación controlada sobre la estructura (señal de entrada o INPUT). Este tipo de ensayos representa una mayor complejidad pues producir una excitación controlada a una estructura como un puente o un edificio además de ser peligroso con la seguridad de la estructura, requiere un gran equipo especializado de elevado costo. (Guillermo M., 2014).

#### *b. Vibración libre:*

Este tipo de ensayo al igual que el anterior utiliza una excitación externa sobre la estructura, esta vez es producida por una deformación inicial que se libera rápidamente y deja a la estructura en un movimiento libre. Debido a la necesidad de generar esta deformación inicial es una prueba peligrosa y costosa.

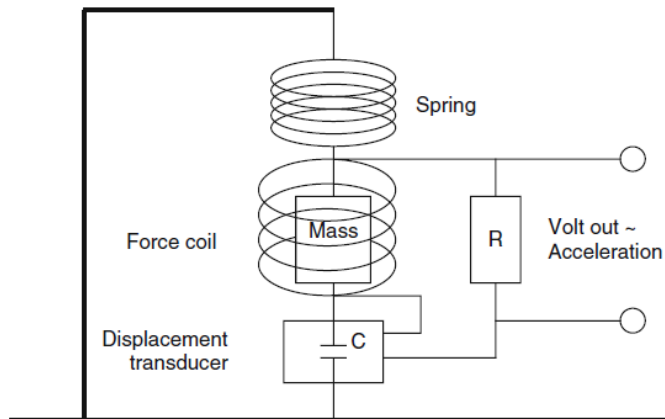
#### *c. Vibración ambiental:*

Esta nueva técnica llegó debido a la necesidad de identificar las características dinámicas de las estructuras con un procedimiento que no involucrara daños a las mismas, ni costosos equipos para excitarlas. Las vibraciones de la estructura que se captan con el acelerómetro son las producidas por el ambiente (viento, microsismos, etc.), las cargas de servicio de vehículos y humanas.

*Equipo:*

*a. Sensores:*

Los sensores miden el movimiento de la estructura y lo transforman a voltaje. El movimiento de la estructura puede describirse matemáticamente como desplazamiento, velocidad o aceleración. Ya que la medición se realiza en un marco de referencia en movimiento (el sensor se mueve con la estructura), el principio de inercia establece que solo pueden ser medidos los movimientos que causen aceleración (cambio de velocidad). Por lo tanto, el principio de todos los sensores es que una masa debe moverse relativamente a una referencia, en respuesta a la aceleración la estructura. (Guillermo M., 2014).



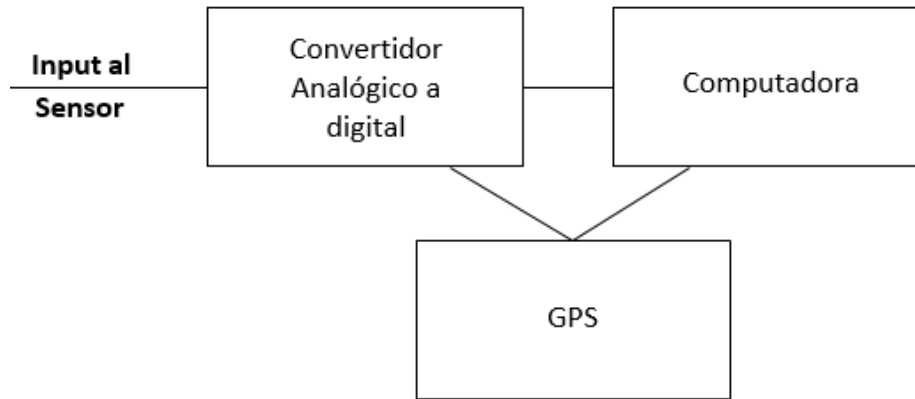
**Figura 8.** Principio del sensor. Una masa magnética está suspendida por un resorte y el movimiento (velocidad) es detectado por una bobina, la cual genera una salida de voltaje proporcional a la velocidad de la masa. (Guillermo M., 2014).

Estos sensores del equipo que pueden ser de tipo uniaxial, biaxial o triaxial, es decir que capten señales en una, dos o las tres direcciones ortogonales.

*b. Digitalizador:*

La señal debe ser amplificada y filtrada antes de ser grabada. El digitalizador es la unidad que convierte la señal analógica a series de números discretos que serán leídos, procesados y

almacenados en una computadora. El digitalizador es usualmente también la unidad que estampa la unidad de tiempo sobre la señal, ahora exclusivamente mediante un GPS. (Guillermo M., 2014).



**Figura 9.** Representación del proceso que ocurre desde la señal captada por el sensor hasta la almacenada en la computadora. (Guillermo M., 2014).

#### *Identificación Modal:*

Así como el equipo de vibración de adquisición de los datos en campo es de gran atención, lo es la técnica de identificación modal con la cual se procesan estos datos. El ensayo de vibración no está completo sin un correcto procesamiento de la información recolectada donde se obtengan los parámetros dinámicos de la estructura.

Para esto como primer paso en el procesamiento se realiza el filtrado de la señal para realizar un ajuste por mínimos cuadrados y obtener la curva del polinomio que mejor se adapte a las parejas de valores de tiempo y aceleración con los que se cuenta y de esta forma mitigar la tendencia creciente e irregular que suelen tomar los datos. (Johannio M., Sebastián C., 2015)

##### *a. En el dominio del tiempo:*

Las técnicas de identificación en el dominio del tiempo estiman los parámetros modales directamente de las series temporales medidas. Los parámetros modales medidos son la frecuencia modal, el amortiguamiento y las formas modales. Se puede decir entonces que se

está ante “Técnicas Paramétricas”, ya que se cuenta con una señal de entrada en el dominio del tiempo.

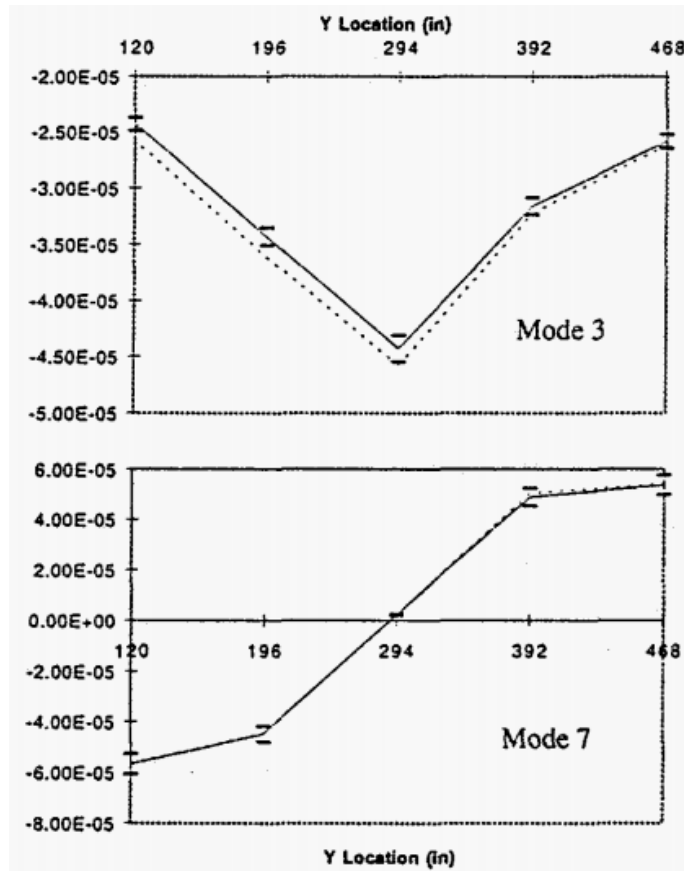
*b. En el dominio de la frecuencia:*

Para propósitos de identificación modal la técnica de la Función de densidad espectral es una de las más comunes para sistemas estructurales donde las cargas son desconocidas (Técnicas no paramétricas). Se basa en un proceso simple de la señal empleando la Transformada Discreta de Fourier (DFT), utilizando el hecho de que se pueden estimar modos bien separados entre sí; esta técnica también es conocida como Técnica Básica en el Dominio de la Frecuencia (BFD) ó Técnica Peak Picking. (Johannio M., Sebastián C., 2015)

En Estados Unidos, por ejemplo, fue desarrollado por Scott W. Doebling, Charles A Farrar pertenecientes a Los Alamos National Laboratory y Phillip J. Cornwell perteneciente al Rose Hulman Institute of Technology, un algoritmo llamado DIAMOND (Damage Identification And Modal aNalysis for Dummies). Numéricamente se encuentra basado en las medidas de cambios en la matriz de rigidez y en las frecuencias modales de los valores teóricos obtenidos en modelos numéricos y valores experimentales obtenidos con ensayos de vibración a la estructura.

En una de sus aplicaciones al Alamosa Canyon Bridge, un puente viga-losa que cuenta con 7 vanos independientes con una pila común entre vano y se encuentra localizado en el estado de Nuevo México, USA. Realizaron una adquisición de datos en campo utilizando ensayos de vibración forzada. Esta información recolectada por los sensores fue procesada en el software MATLAB con un algoritmo que les permitió obtener las frecuencias y modos de vibración de la estructura (resultados experimentales). Estos fueron comparados mediante DIAMOND con los resultados teóricos del modelo numérico del puente realizado en un software. En los siguientes gráficos se muestran los valores de desplazamiento o formas de vibración de dos de los modos.

Con línea continua se muestran los valores teóricos de dos modos del modelo numérico y con línea puntuada los valores medidos en campo.



**Figura 10.** Desplazamiento (in) vs. Ubicación sobre el tablero (in). Formas de vibración del Modo 3 y Modo 4 para resultados del modelo numérico y los ensayos de vibración realizados al puente Alamosa Canyon Bridge.

Se identifica una variación, lo cual indica que las propiedades del puente cambiaron y puede ser un caso de daño estructural. Se observa que para el modo 3 los desplazamientos presentan diferencias, y para el modo 7 estas son insignificantes. Lo que sugiere que existe un daño y se evidencia en el cambio de la forma de vibrar del Modo 3 de la estructura, mientras que el Modo 7 no se ve afectado por éste. El algoritmo DIAMONDS detecta estas diferencias y de forma sintetizada y gráfica muestra al usuario los resultados.

## **2.7. ¿Cuándo la socavación comienza afectar el correcto funcionamiento de un puente?**

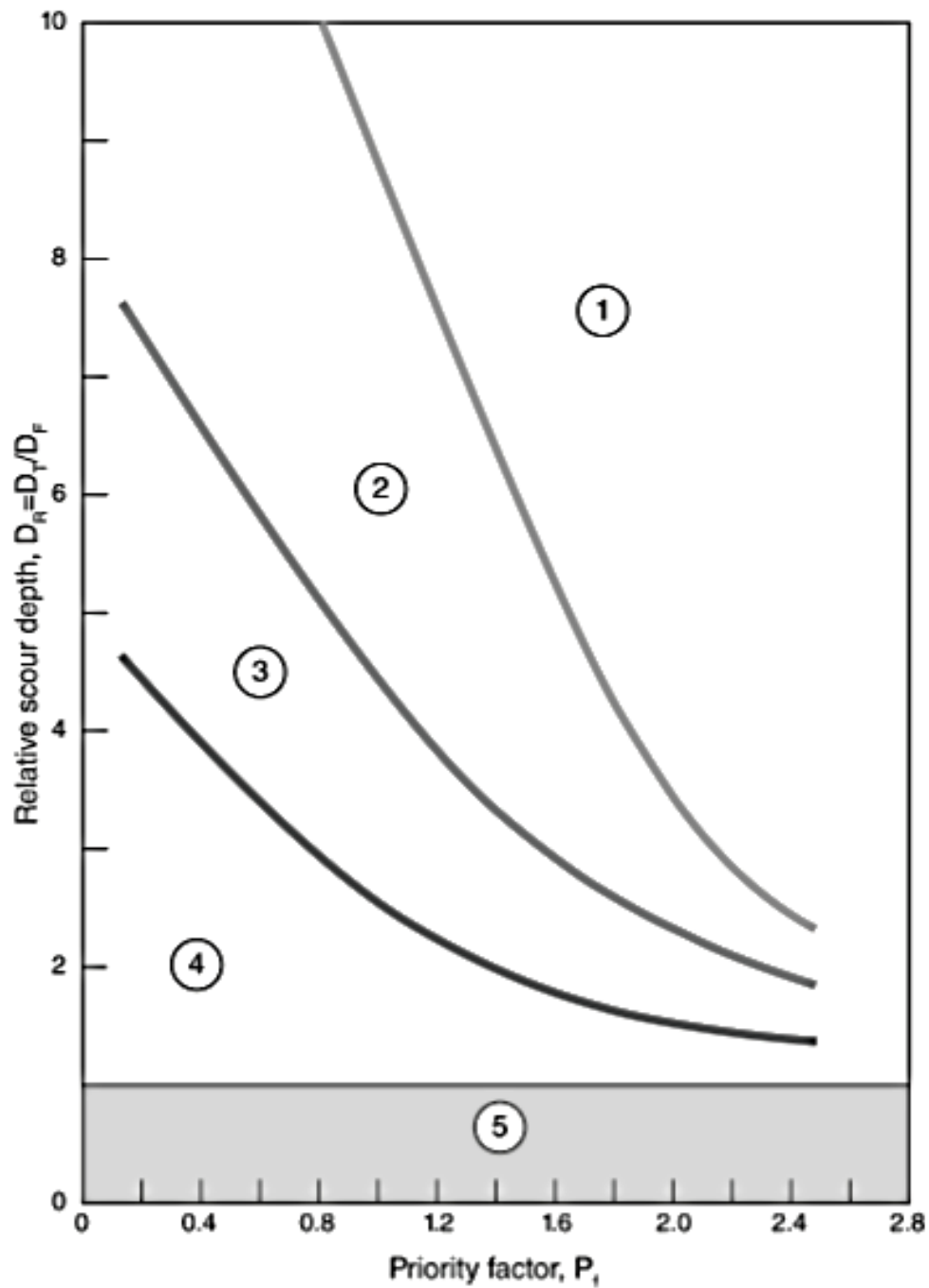
Aunque la evaluación y el diseño de puentes ante acciones hidráulicas se dejan a la experiencia de los ingenieros, existen algunos lineamientos en diferentes códigos.

Tanto la norma Colombiana de puentes, como la reglamentación AASHTO y el Eurocódigo cuentan con un apartado que hacen referencia a este fenómeno de socavación, no en tanto tan solo son indicados los tipos de socavación a considerar y los dos escenarios para el cálculo de la avenida máxima, correspondientes a un periodo de retorno de 100 años y uno de 500 años. No son brindadas expresiones para el cálculo de esta profundidad de pérdida del material de cimentación en las fundaciones de los puentes y menos límites de socavación que mantengan el adecuado funcionamiento de ellos. Existe en el Reino Unido el Manual de Diseño de Vías y Puentes (Design Manual for Roads and Bridges), el cual cuenta con un apartado de cálculo de socavación y otras acciones en estructuras viales, que como lo dice su anotación inicial, resalta los requerimientos para el cálculo de socavación y otras acciones hidráulicas en estructuras sobre o cercanas a un afluente. Proporciona procesos para determinar el nivel de riesgo asociado a los efectos de socavación y referencias para medidas que lo reduzcan.

El capítulo es llamado Razón de riesgo de socavación, o Scour Risk Rating. Cuyo objetivo es clasificar la socavación de un puente, ya sea medida en campo o calculada teóricamente, en una escala de 1 a 5, siendo 1 el riesgo más alto y las estructuras clasificadas en este nivel se deben designar como Estructuras de Riesgo Inmediato. Aquellas clasificadas en los niveles de 2 a 4, deben ser designadas como susceptibles a socavación.



La Razón de Riesgo de Socavación, es calculada según la Figura 10:



**Figura 11.** Gráfico para la clasificación de estructuras según el factor de prioridad  $P_F$  y la profundidad de socavación relativa  $D_R$ . (Manual for Roads and Bridges, Scotland, 2012)

Donde el factor de prioridad  $P_F$ , se define como:

$$P_F = F * H * M * T_R * V \quad (4)$$

Siendo  $F$ , el factor de fundación que toma los siguientes valores:

Para una fundación con pilas  $F = 0.75$

Para una fundación con zapatas continuas  $F = 1$

$H$ , el factor de historia de socavación dado por:

Si el puente tiene historia de problemas de socavación  $H = 1.5$

Si el puente no tiene historia de problemas de socavación  $H = 1.0$

$M$ , el factor para el material de fundación:

Si no hay información del material o es granular (limos, arenas, gravas, etc.)  $M = 1.0$

Si hay evidencia que el puente está fundado en arcilla  $M = 0.75$

Si hay una gran evidencia que el puente está cimentado sobre arcilla o existe una posibilidad razonable de que se encuentre roca bajo las fundaciones  $M = 0.5$

$T_R$  el factor para el tipo de río:

El potencial de inestabilidad y socavación es mayor en montañas escarpadas, lugares en la parte inicial del cauce. Los valores de este factor son:

Si el terreno es escarpado  $T_R = 1.5$

Si el terreno es en la parte inicial del cauce  $T_R = 1.3$

Si el terreno es montañoso  $T_R = 1.2$

Si el terreno se encuentra en tierras bajas  $T_R = 1.0$

Y por último el factor de importancia  $V$ :

Cuanto mayor sea la importancia del puente mayor es la afectación causada por la interrupción de su tránsito, y mayor es la prioridad. La importancia está típicamente relacionada con el flujo de tráfico y toma su valor dependiendo del flujo de tráfico en 12 horas:

$\geq 30.000$   $V = 1.0$

10.000 – 29.999  $V = 0.9$

1.000 – 9.999  $V = 0.8$

$< 1000$   $V = 0.7$

La profundidad relativa de socavación  $D_R$ :

$$D_R = \frac{D_T}{D_F} \quad (5)$$

Donde  $D_T$  es la profundidad total, determinada por la suma de la socavación por constricción del flujo y el socavamiento local por vórtices de las pilas. En cuanto que  $D_F$  es la profundidad de la cara inferior de la zapata.

La razón de riesgo de socavación entonces es calculada según el gráfico que se muestra en la Figura 10, basado en el factor de prioridad y la profundidad relativa de socavación. Este gráfico muestra cinco bandas que define el riesgo, los puentes que clasifican en la banda 5 deben ser considerados con un riesgo de daño por socavación muy bajo y las clasificadas en el rango de 3 a 4 son de riesgo medio. Mientras que las del nivel 1 son estructuras de Riesgo Inmediato. Aquellas que son consideradas en un riesgo de colapso inminente.

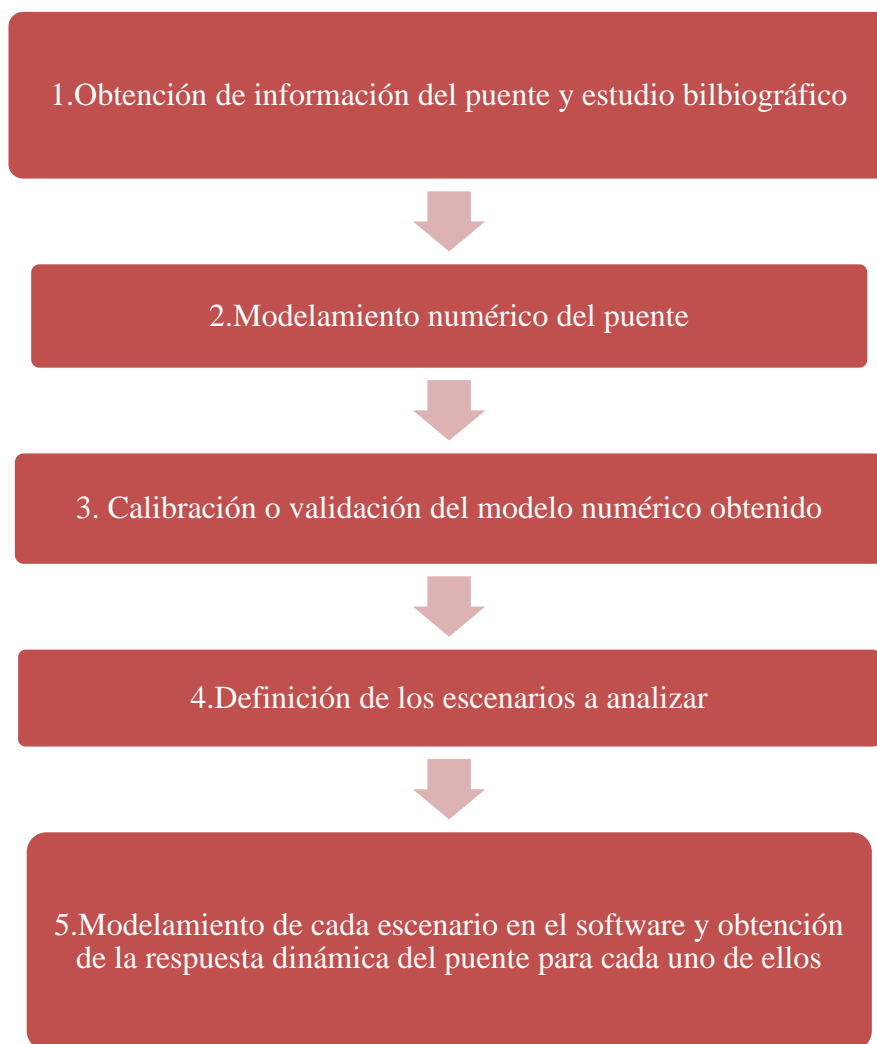
Según su clasificación el manual propone las acciones a tomar como se muestra en la siguiente tabla.

**Tabla 4.** Acciones a tomar según la clasificación de la razón de socavación. Manual de Diseño de vías y Puentes de Escocia. (Manual for Roads and Bridges, Scotland, 2012)

Razón de riesgo	Acciones
1 y 2	Las 1 representan un riesgo inaceptable al público, debe ser restringido su uso ya que se encuentran a punto de un colapso. Para las 2, deben ser reparadas y se deben analizar las estructuras de protección a implementar.
3 y 4	Llevar a cabo futuras investigaciones, determinar si es necesario la implementación de estructuras de protección cuando los recursos lo permitan y después de que se han tratado las estructuras de clasificación 1 y 2. Re-inspecciones, parte de las regulares y después de grandes avenidas buscando señales de socavación y en caso de que las condiciones varíen se debe volver a realizar la clasificación.
5	No se requiere ninguna acción más que las de rutina.

## 2.8. Metodología

Para cumplir con el objetivo de este trabajo investigativo, de analizar y caracterizar el comportamiento del nuevo Puente Gómez Ortiz ante el fenómeno de socavación por medio del estudio de su información dinámica, como base para el monitoreo de su salud estructural en los dos primeros niveles mencionados por A. Rytter, la identificación de posibles daños, así como la localización del daño, se siguió el siguiente procedimiento:



**Figura 12.** Flujograma de la metodología implementada en la investigación.

1. Fue obtenida la información requerida del puente como geometría y propiedades de los materiales que la conforman, así como los de cimentación. Se filtraron los datos necesarios para el modelamiento numérico de la misma, y en casos donde fue necesario se consultó la literatura para el cálculo de aquellos faltantes.
2. En el software de elementos finitos Midas Civil y con la información recolectada en el paso anterior, se modeló la estructura por medio de elementos tipo Beam, Plate, uniones tipo Rigid Link, restricciones de apoyos, así como idealizaciones para el soporte del suelo de cimentación de tipo Spring.
3. Una vez se contó con el modelo, para garantizar que sea una representación acertada de la estructura, se recurrió a la comparación de la información dinámica obtenida del software con la determinada experimentalmente mediante ensayos de vibración ambiental realizados previamente al puente. Si los resultados presentaban más del 5% de error era necesario llevar a cabo una calibración donde se modificarán algunos parámetros hasta que el modelo se ajustara a los datos de campo. En caso de que el error fuera menor, se consideraba validado.
4. Ya con el modelo analítico como base del estudio, fueron planteados los diferentes escenarios de socavación que se deseaban modelar con el fin de conocer la respuesta dinámica de la estructura y así poder identificar y caracterizar su comportamiento ante este fenómeno. Dentro de los escenarios se destacaron dos factores actuando en los análisis, el nivel de agua sobre los pilares y la profundidad de socavación en las cimentaciones. Dentro de éste último, se separó el análisis según el eje donde se ubicaba la pila.
5. Realizado el modelamiento de cada escenario, se buscó del análisis realizado por el software, la información dinámica de la estructura. De esta información fueron conocidas, frecuencias y modos de vibración, así como el porcentaje de masas asociado a cada uno. Los resultados fueron filtrados para identificar aquellos que determinaban la respuesta del puente y se organizaron con el fin de lograr caracterizar la respuesta para cada escenario.





### 3. OBJETO DE ESTUDIO: NUEVO PUENTE GOMEZ ORTIZ

#### 3.1. Descripción

El nuevo puente “Gómez Ortiz” se localiza en la vía departamental que comunica a la capital santandereana Bucaramanga con los municipios Girón y Zapatoca sobre el cauce del río Sogamoso. Hace parte del programa para la restitución de la infraestructura que fue ocupada por el embalse del Proyecto Hidroeléctrico Sogamoso. Ver Figura 11.



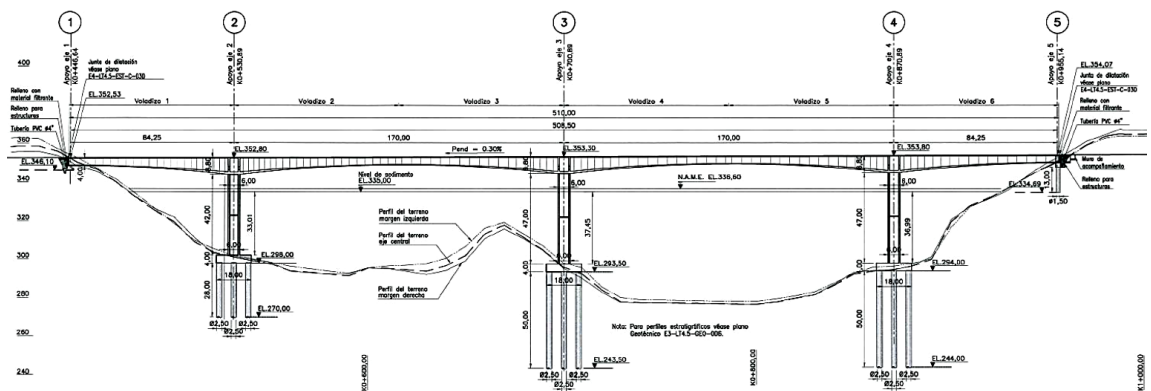
**Figura 13.** Vista aérea Nuevo Puente Gómez Ortiz a la derecha y antiguo puente a la izquierda. Vanguardia Liberal.



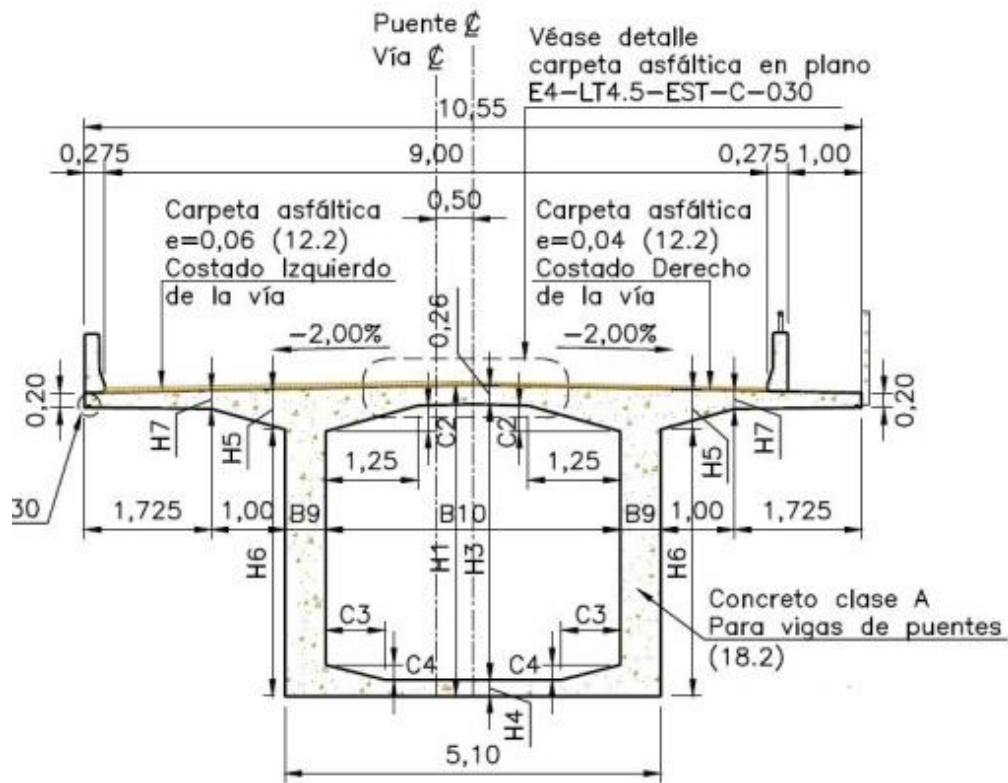
**Figura 14.** Puente Gómez Ortiz y sus accesos planta general. ISAGEN

### 3.2. Descripción geométrica

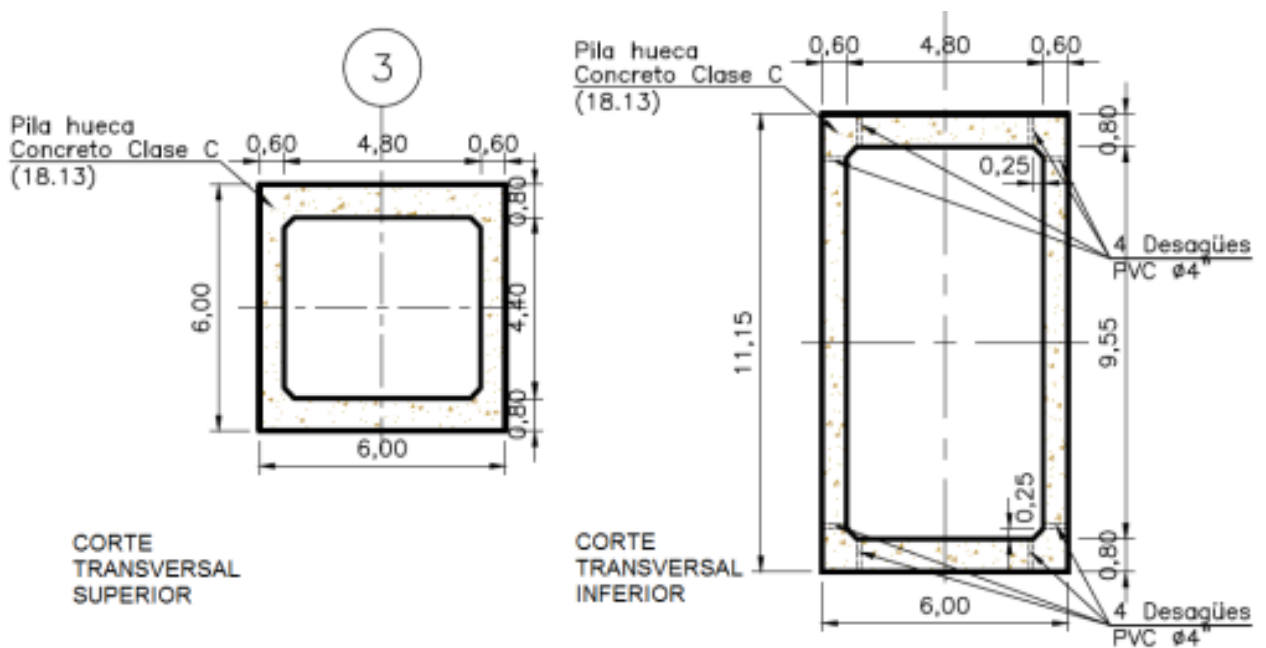
Es un puente construido por voladizos sucesivos de 510 metros de planta recta que consta de cuatro vanos, dos extremos de 85 metros de luz y dos centrales con 170 metros de longitud, los vanos están soportados por tres pilas huecas, de sección transversal de tipo cajón rectangular variable, con alturas entre 42 y 47 metros y con unión monolítica entre las pilas y el tablero. Las pilas están apoyadas sobre zapatas de dimensiones de 18 por 18 por 4 metros, sustentadas cada una sobre 8 pilotes de 2.50 metros de diámetro con profundidades que varían entre 25 y 41 metros. El tablero es de sección tipo cajón de canto variable de anchura de 10.55 metros y de canto entre 4 y 8.8 metros. Ver Figura 14 y 15.



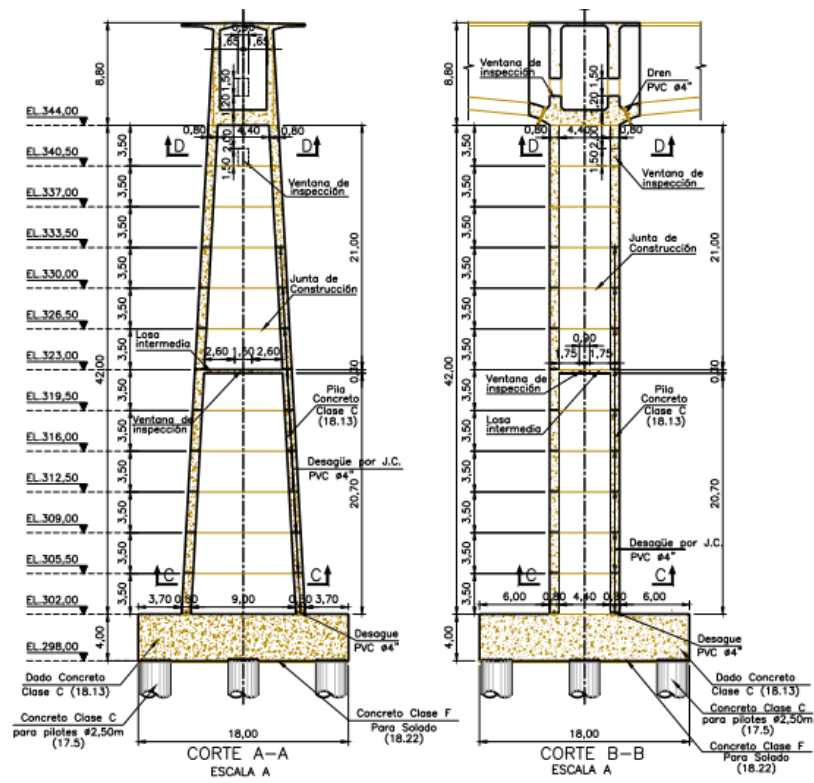
**Figura 15.** Puente Gómez Ortiz Plano Sección Longitudinal. ISAGEN



**Figura 16.** Sección transversal dovela típica. ISAGEN



**Figura 17.** Sección transversal pila. ISAGEN



**Figura 18.** Corte lateral pila. ISAGEN



**Figura 19.** Puente Gómez Ortiz. Autor

### **3.3. Plan de identificación de socavación en las cimentaciones**

Cualquier variación de las propiedades dinámicas del puente puede ser indicio de daño en la estructura. Esta investigación se basó en el planteamiento de diferentes escenarios de socavación en las cimentaciones del nuevo puente Gómez Ortiz, cuya información de frecuencias y modos de vibración son la base de la identificación de daño y la localización de éste para futuros planes de monitoreo en el puente, además que proporcionaron mediante su análisis la identificación de patrones en los cambios de las propiedades dinámicas debidas a este fenómeno. Para poder realizar estos escenarios y obtener los resultados del comportamiento de la estructura ante estas condiciones supuestas, es necesario contar con un modelo numérico en un software, el cual represente fielmente el comportamiento en campo del puente. Para ello, primero se debe realizar como base del estudio un modelo numérico debidamente calibrado con las condiciones reales del puente, sobre el cual se puedan posteriormente modelar diferentes escenarios de posible daño a la estructura.

#### **3.3.1. Modelamiento numérico de la estructura**

El modelo analítico del puente en estudio se elaboró en el programa de análisis de estructuras Midas Civil 2016 desarrollado por MIDAS Information Technology Co, Ltd., el cual lleva a cabo la idealización de las estructuras por medio de elementos finitos. A continuación, se muestra de forma resumida el proceso de modelamiento, en el Anexo E se hace una descripción detallada.

La definición de las propiedades de los materiales y de la geometría, así como la evaluación de las condiciones de frontera y asignación de cargas al modelo se basaron en los planos constructivos (Ver Anexo A) y el estudio geotécnico (Ver Anexo B) proporcionados por la Secretaría de Infraestructura de Santander.

En la siguiente tabla se encuentran las propiedades de los materiales empleados en el modelo para la estructura, obtenidas según los planos utilizados en la construcción. (Ver Anexo A).

**Tabla 5.** Propiedades de los materiales.

	Clase	f'c
Concreto	A	35
	C	28
	D	21

Adicional a estos datos se realizaron algunos cálculos y consultas de literatura para más información requerida por el software para la definición de los materiales, como se muestra en la siguiente tabla (4). (Ver Anexo C y D)

**Tabla 6.** Definición de las propiedades de los materiales a utilizar en el tablero.

Concreto para tablero		
Propiedad	Valor	Especificación
F'c [Mpa]	35	Ver figura A1
Módulo de Poisson	0,2	Ver expresión C.1
E [Mpa]	22932,84	Ver figura A1
Peso Unitario[KN/m3]	22,7	Ver tabla C1
Coefficiente de amortiguamiento	0,05	Ver expresión C.3

El acero de pre-esfuerzo no fue modelado en esta investigación. Se despreció esta acción con base en la investigación de Hamed E. & Frostig Y., 2006, que desarrolló un modelo matemático en el cual considera el análisis no lineal del comportamiento de vigas preesforzadas donde las ecuaciones de movimiento, las condiciones de frontera y continuidad son derivadas del principio del trabajo virtual según el principio de Hamilton. El modelo prueba que las fuerzas de preesfuerzo no afectan el comportamiento dinámico de las vigas y contempla la variación de la

excentricidad de la trayectoria de los cables, la fuerza del cable durante la vibración de la viga y también el efecto de la carga de compresión axial causada por los cables, sobre la vibración de la viga.

- Generación de la geometría de las secciones transversales de cada una de las dovelas tipo viga cajón y de las secciones transversales de las pilas y pilotes.

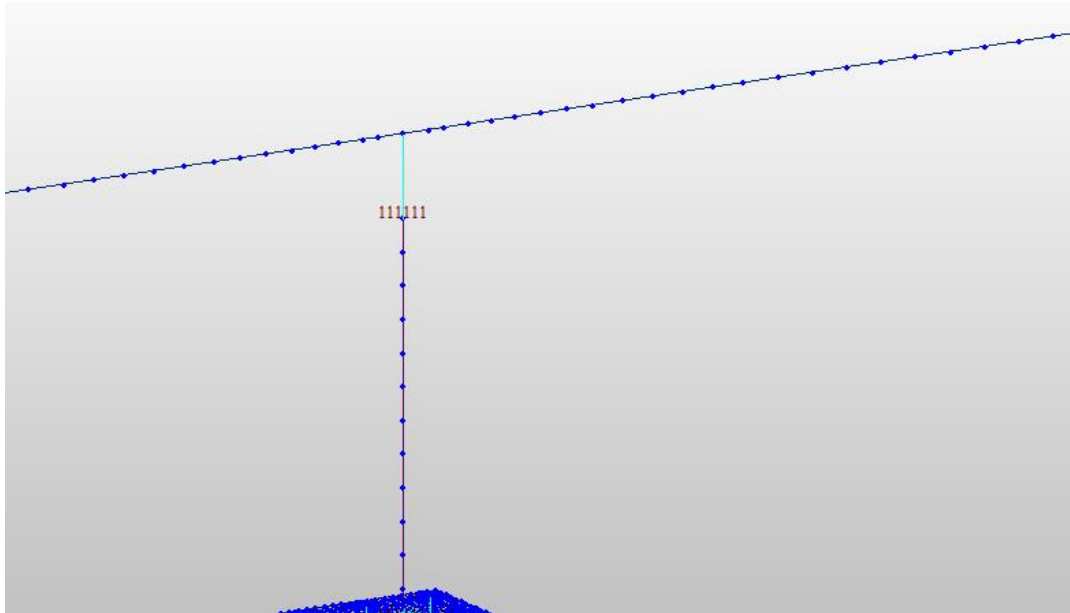
El puente consta de seis voladizos con 117 dovelas de canto variable en forma parabólica y con tres pilas tipo cajón rectangular de variación lineal. Por medio de los planos constructivos se obtuvo la geometría de cada dovela y la variación en las alturas de éstas. Con esta variación se realizó una regresión polinómica obteniendo como resultado una curva de orden dos que la caracteriza. La pila del eje dos de 42 m de altura se modeló en 12 secciones de 3.5m, la pila del eje 3 y 4 se modeló con 12 secciones de 3.5m y 2 secciones de 2.5 m de altura acorde a las especificaciones de los planos constructivos, con una sección inicial y final y una variación lineal entre ellas. Las tres zapatas de 18x18 metros y 4 metros de altura, se idealizaron como elementos plate divididos en una malla cada 50 centímetros. Los pilotes con sección de 2.5 metros para las zapatas y uno de 1.2 metros, así como los tres pertenecientes al estribo del extremo derecho del puente de 1.5 metros de diámetro, se dividieron en sus diferentes profundidades cada 0.5 metros. Todas las anteriores divisiones de los elementos se realizaron con el fin de darle mayor exactitud al modelo.

- Creación de todos los elementos que integran la estructura tipo beam (viga).

Son ubicados según la geometría del puente, los nodos de cada elemento que se quiere dibujar y se procede con la creación de cada uno. El modelo se ubica dentro de un sistema global de coordenadas donde la dirección longitudinal del puente corresponde al eje X, la dirección transversal corresponde al eje Y, y la dirección perpendicular al tablero corresponde al eje Z.

- Uniones entre elementos y condiciones de frontera.

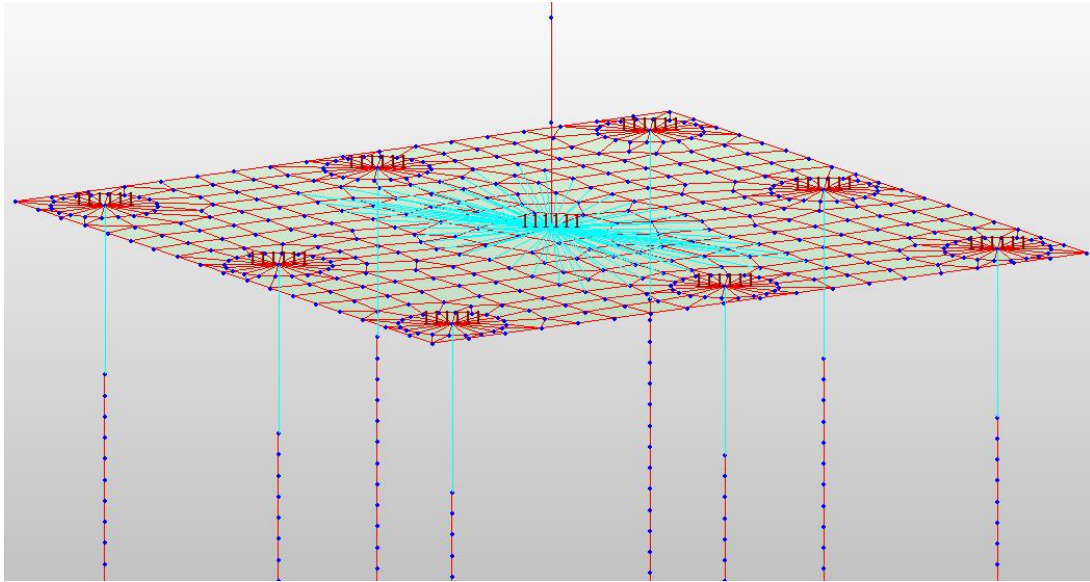
La unión entre la superestructura y la subestructura se realizó mediante restricciones (rigid link) en las tres direcciones X, Y y Z, que igualan todos los grados de libertad traslacionales y rotacionales, lo cual garantiza una unión monolítica.



**Figura 20.** Rigid Links Superestructura- Subestructura. Autor.

Las tres zapatas se idealizaron unidas a las pilas por medio de rigid links en su área de contacto, así como los pilotes se modelaron en su unión con la zapata con rigid links en el área de contacto con ésta. Ver figura 18 y 19.

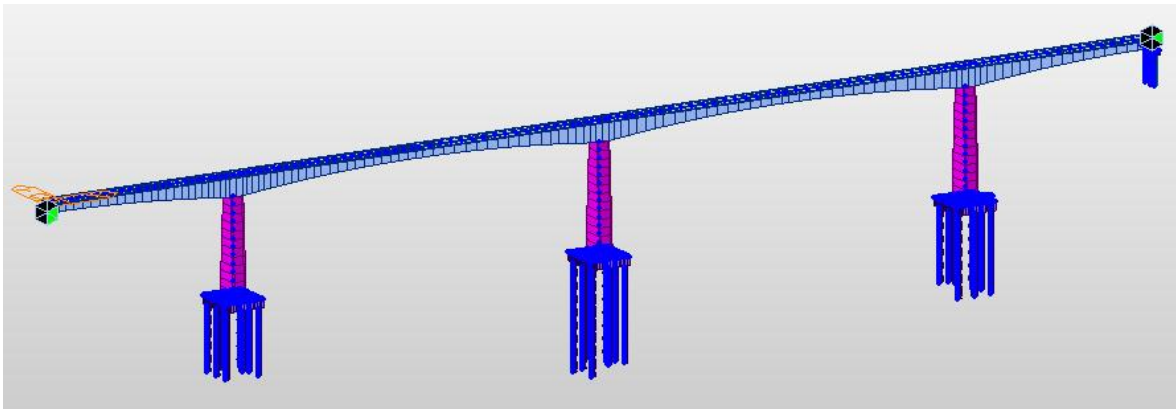




**Figura 21.** Rigid links pilas-zapatas-pilotes. Autor.

En el apoyo del extremo izquierdo del tablero se restringió el movimiento traslacional en la dirección Y (transversal al tablero), y Z (perpendicular al tablero). La consideración de la restricción en Y es producto de la magnitud de la distancia entre la dovela maciza y el estribo, aproximadamente de cinco centímetros, la cual no permite movimiento en dirección transversal al tablero. La restricción en Z es producto de dos cables de 12 torones diámetro  $\frac{1}{2}$ " anclados al estribo que restringen el movimiento traslacional en Z. (Ver anexo A)

En el extremo derecho se restringió también el movimiento traslacional en la dirección Y, en la dirección Z se modeló un rigid link en esta dirección como unión con el estribo cimentado en tres pilotes de 1.5 metros de diámetro.



**Figura 22.** Idealización de las restricciones en los extremos del puente. Autor.

Las condiciones de frontera para la interacción suelo-estructura se realizaron mediante la colocación de springs, como apoyo de zapatas y pilotes. Estos springs, o resortes con una constante de rigidez  $K$  asignada por el software basado en la información de las características del suelo ingresadas, obtenidas del estudio geotécnico del puente (Anexo B) y de cálculos adicionales mostrados en el Anexo D y en expresiones de la literatura consultadas mostradas en el Anexo C. En las siguientes tablas se encuentran los parámetros de suelo ingresados al software para un ejemplo de un pilote.

**Tabla 7.** Información geotécnica del suelo seco de cimentación Pilote 9.

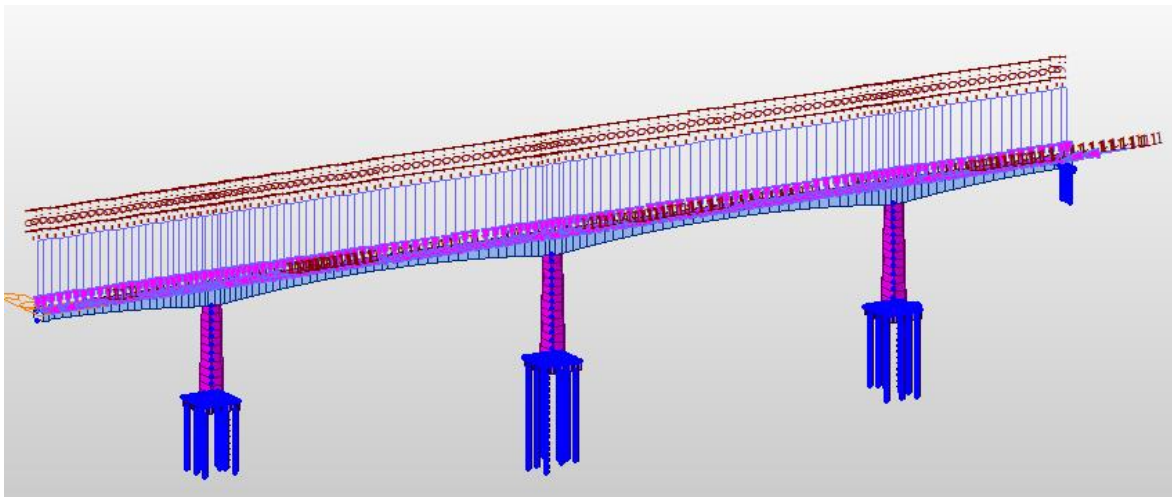
	Profundidad	$\gamma$	$K_o$	$K_h$	$\Phi$
	m	kN/m <sup>3</sup>		kN/m <sup>3</sup>	Grados
Suelo	5	18	0,331	35119,8	42
	10	18	0,357	70239,6	40
	20	18	0,357	140479,2	40
	30	18	0,426	210718,8	35
	40	18	0,426	280958,4	35

**Tabla 8.** Información geotécnica del macizo seco de cimentación Pilote 9.

Macizo	Profundidad	$\gamma$	$K_o$	$K_h$	$\Phi$	E	
Arenisca	m	kN/m <sup>3</sup>		kN/m <sup>3</sup>	Grados	Mpa	kPa
	44,30	25,5	0,277	218122,1107	46,3	543,9	543900

➤ Asignación de cargas al modelo

Los casos de carga permanente que se ingresaron al programa fueron peso propio y sobrepuesta. Obtenidos de información de los planos de construcción y de cálculos realizados. (Ver anexo A y D.)



**Figura 23.** Modelo numérico con asignación de cargas Puente Gómez Ortiz. Autor.

### 3.3.2. Validación del modelo numérico inicial

Para corroborar que la idealización del puente con sus condiciones de frontera, propiedades de los materiales y cargas aplicadas consideradas, representen verídicamente el comportamiento real de la estructura, se realizó una comparación de las propiedades dinámicas obtenidas en el software (teóricas) y las propiedades dinámicas obtenidas en campo (experimentales).

Por el lado del modelo, como se resumió en el numeral anterior y se describe en el Anexo E, se idealizaron todas las condiciones de frontera y cargas aplicadas presentes en el momento del ensayo de vibración ambiental realizado, las cuales fueron de condición de suelo seco de cimentaciones y sin cargas de agua sobre pilares y zapatas. El software midas Civil realiza la evaluación de las características dinámicas del puente tales como frecuencias y periodos naturales de la estructura, mediante un análisis de valores propios, por medio del método Lanczos bajo la acción de vectores propios. Estos resultados son comparados con los obtenidos experimentalmente por medio de unos ensayos de vibración ambiental (AVT) realizados al puente una vez culminó su construcción y previo a su puesta en servicio. Cuya información fue recolectada y procesada para obtener la caracterización dinámica en campo en el estudio de Calibración del modelo numérico de puentes viga cajón en concreto, utilizando ensayos de vibración ambiental. Caso de estudio: Nuevo Puente Gómez Ortiz. (Carolina C.y María C., 2015).

En la siguiente tabla se muestran estos resultados:

**Tabla 9.** Caracterización dinámica teórica y experimental del nuevo puente Gómez Ortiz antes de su puesta en servicio

Frecuencia Software	Frecuencia Ensayos VA	Error
Hz	Hz	%
0,670	0,686	2,363
Dirección X		

Como se observa en la tabla 7, el error asociado a la obtención teórica y experimental de la frecuencia de vibración fundamental de la estructura en la dirección longitudinal X, como parámetro de comparación, es del 2.363%. Lo que quiere decir que el modelo realizado representa verídicamente el comportamiento real del puente y se dice entonces que se cuenta con un modelo validado, el cual va a mostrar asertivamente su respuesta ante las acciones y condiciones que sean asignadas. En este caso concreto, el modelo llamado Modelo 1, fue a partir

del cual se modelaron los diferentes escenarios de daño por socavación en el puente y cuyos resultados a nivel de información dinámica fueron analizados.

En caso que el error para los valores teórico y fundamental de la frecuencia fundamental de vibración, sea mayor al 5% que es el valor aceptado como tolerable, el modelo debe ser revisado y modificado hasta conseguir tener un error admisible, es decir, debe ser calibrado. Generalmente los parámetros que sirven para ajustar los modelos, o llamados parámetros de calibración son aquellos de los cuales no se tiene una certeza, como lo son el Módulo de Elasticidad de los materiales  $E$  que puede diferir en campo al contemplado en los diseños y que varía en el tiempo, así como las condiciones de frontera cuya idealización puede contener inexactitudes.

### **3.3.3. Escenarios de socavación**

Las condiciones iniciales del Modelo 1, son de suelo de cimentaciones seco y sin cargas de agua sobre pilas o zapatas. Esto debido a que en el momento de la realización de los ensayos de vibración ambiental el nivel del agua no llegaba a estos elementos. Sin embargo, la concepción de esta estructura se dio dentro de la restitución de vías que dejó fuera de servicio el llenado del embalse de la represa de Hidrosogamoso. Con los ciclos de llenado y vaciado de este embalse el puente se ve sometido a diferentes condiciones de carga y socavación. Para realizar un análisis donde se observe en qué afecta cada parámetro individualmente al comportamiento dinámico del puente, primero se realizó un análisis de sensibilidad para diferentes niveles de agua sobre las pilas sin tener en cuenta la socavación, posteriormente para un mismo nivel de agua se analizó el efecto de la pérdida de material de cimentación, pila por pila y finalmente se hizo para varios niveles de agua y se analizaron los resultados.

*Escenario 1: Diferentes niveles de agua sobre las pilas.*

Como valor inicial se tomó la cota para el nivel de aguas máximas extraordinarias de diseño del puente, obtenida de los planos de construcción. Que para el caso de la pila ubicada sobre el Eje 2, es una altura de 34.6 metros y para las pilas ubicadas sobre el eje 3 y 4 es de 39.1 metros (Anexo A. Planos de construcción). La altura de la columna de agua sobre las pilas, se varió con diferentes niveles hasta encontrar que disminuciones de cada 5 metros en la columna de agua representan fielmente el comportamiento característico. Las condiciones del suelo de cimentación fueron alteradas para condición saturada. La alteración se presentó en el aumento de  $10 \text{ kN}/\text{m}^3$  del valor del peso específico  $\gamma$  del material.

**Tabla 10.** Información geotécnica del suelo saturado de cimentación Pilote 9.

	Profundidad	$\gamma$	$K_o$	$K_h$	$\Phi$
	m	kN/m <sup>3</sup>		kN/m <sup>3</sup>	Grados
Suelo	5	28	0,331	35119,8	42
	10	28	0,357	70239,6	40
	20	28	0,357	140479,2	40
	30	28	0,426	210718,8	35
	40	28	0,426	280958,4	35

**Tabla 11.** Información geotécnica del macizo saturado de cimentación Pilote 9.

Macizo Arenisca	Profundidad	$\gamma$	$K_o$	$K_h$	$\Phi$	E	
	m	kN/m <sup>3</sup>		kN/m <sup>3</sup>	Grados	Mpa	kPa
	44,30	35,5	0,277	218122,1107	46,3	543,9	543900

Y fueron introducidas las cargas debidas a la acción del agua para cada nivel, presión estática, presión dinámica y subpresión, las cuales fueron calculadas según indicaciones de las normativas AASHTO LRFD (2012) y el Eurocódigo 1991.

Según estas normativas existen tres presiones actuando:

*Presión estática:* Actúa de manera perpendicular a la superficie que retiene el agua, debe ser calculada como el producto del tirante del agua por el peso específico del agua.

$$p = \gamma * H \quad (6)$$

*Presión dinámica:* El empuje se calcula suponiendo que las velocidades varían como una parábola de segundo grado, lo que da por resultado una distribución triangular de las presiones y la presión promedio es:

$$p = \frac{\gamma}{2g} C_D V^2 [kPa] \quad (7)$$

Donde  $\gamma$  es el peso específico del agua,  $g$  el valor de la aceleración gravitacional,  $V$  es el valor promedio de la velocidad del flujo en m/seg y  $C_D$  es el coeficiente de arrastre longitudinal que toma los siguientes valores según SCT, 2001:

**Tabla 12.** Coeficiente de arrastre  $C_D$ .

TIPO	$c_D$
Pilas con tajamar rectangular	1,4
Pilas en las que se acumulen objetos arrastrados	1,4
Pilas con tajamar triangular con ángulos de ataque igual o menor de 90 grados	0,8
Pilas con tajamar semicircular	0,7

Tomando el valor de  $\gamma = 10 \frac{kN}{m^3}$  y  $g = 10 \frac{m}{s^2}$  la expresión se simplifica:

$$p = 0.5 C_D V^2 [kPa] \quad (8)$$

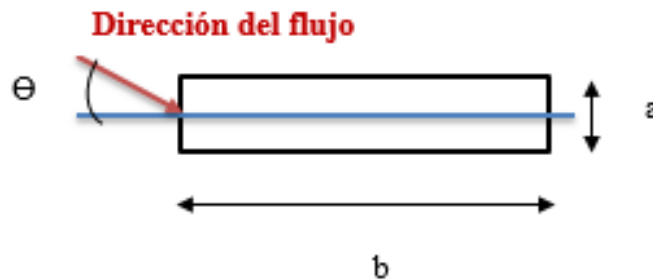
El empuje total  $P$ , se obtiene del producto de la presión promedio  $p$  por el área expuesta de la pila  $A_D$ :

$$P = p A_D \quad (9)$$

En la SCT (2001) se hace referencia que el área expuesta puede ser aumentada de acuerdo al juicio del proyectista, para considerar la acumulación de objetivos, tales como troncos, basura o cualquier tipo de sólidos que puedan ser arrastrados por la corriente y puedan ser retenidos entre pilas. Además, si la corriente incide sobre la pila en una orientación diferente al eje longitudinal en su planta, se considera el efecto de un empuje lateral mediante:

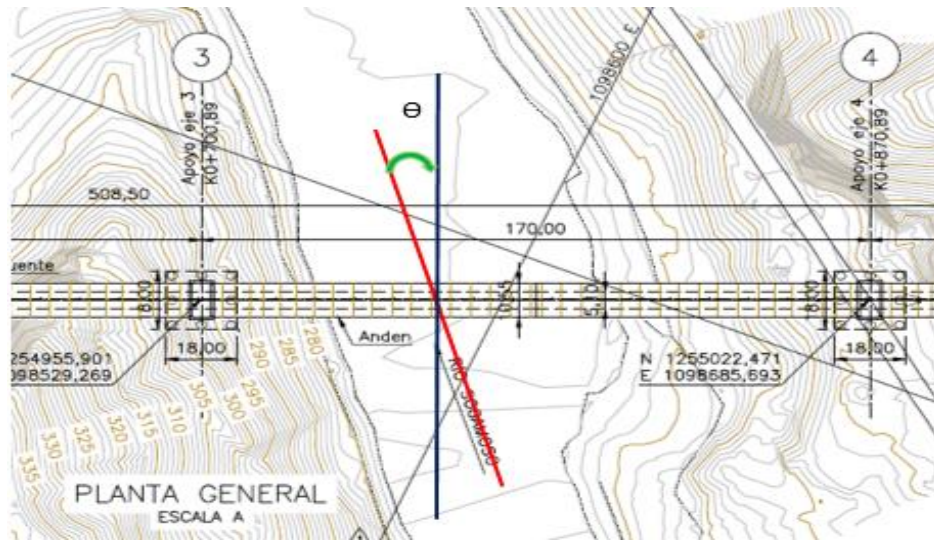
$$p_L = 0.051 C_L V^2 [kPa] \quad (10)$$

Donde  $C_L$  es el coeficiente de arrastre lateral que depende del ángulo  $\Theta$  que se forma entre la dirección de la corriente y el eje longitudinal de la planta de la pila.



**Figura 24.** Ángulo  $\Theta$  entre la dirección de la corriente y el eje longitudinal en planta de la pila. Autor.





**Figura 25.** Identificación del ángulo  $\Theta$  entre la dirección de la corriente y el eje longitudinal en planta de la pila para el puente. ISAGEN.

**Tabla 13.** Coeficiente de arrastre lateral  $C_L$ .

Ángulo $\Theta$ grados	$c_L$
0	1,4
5	1,4
10	0,8
20	0,7
>30	1

Y el empuje lateral total es:

$$P_L = p_L A_L \quad (11)$$

*Subpresión:* Fuerza de levantamiento, tomada como la suma de las componentes verticales de las presiones estáticas actuando sobre los componentes sumergidos.

$$P = p_v A \quad (12)$$

Donde  $p_v$  es la presión estática vertical y  $A$  es el área de la cara sumergida.

Con base en las expresiones anteriores, se calcularon las fuerzas debidas a la acción del agua para cada nivel (Ver Anexo D), el primer nivel corresponde a la cota de aguas máximas extraordinarias contempladas en el diseño del puente y a partir de ella se realizó una disminución de esta altura de la columna de agua cada 5 metros para su respectivo análisis. Este valor de disminución de 5 metros fue definido después de la observación para otros valores donde se encontró que es el que representa óptimamente el comportamiento de los resultados. Se utilizó una velocidad unitaria  $V= 1$  m/s para el análisis debido a que el flujo puede presentar diferentes velocidades, así concentramos los resultados en la variación del nivel del agua.

**Tabla 14.** Valores para el cálculo de cargas debidas a la acción del agua.

$\gamma$	10	kN/m <sup>3</sup>
$C_d$	1,4	
$C_l$	1	
$V$	1	m/s

Los valores de las cargas y presiones de agua para cada nivel de agua se muestran en el Anexo D. Y los modelos realizados se encuentran en la siguiente tabla:

**Tabla 15.** Modelos numéricos para diferentes niveles de agua.

Modelo No.	Nivel agua m	Y	Presión Estática	Presión Dinámica	Subpresión
2	34,6	Saturado	Si	Si	Si
3	29,6	Saturado	Si	Si	Si
4	24,6	Saturado	Si	Si	Si
5	19,6	Saturado	Si	Si	Si
6	14,6	Saturado	Si	Si	Si
7	9,6	Saturado	Si	Si	Si
8	4,6	Saturado	Si	Si	Si
9	0	Saturado	Si	Si	Si

Del comportamiento dinámico del puente ante diferentes niveles de agua sobre sus pilares y zapatas obtenido de los modelos numéricos se identifica que, a partir del nivel de 9.6 metros tomando de referencia el pilar sobre el eje 2, ocurre un incremento grande en el valor de las frecuencias principales de la estructura, tanto en la dirección X como en la dirección Y. Para niveles de agua menores a éste, las frecuencias son muy cercanas a las del nivel 0, sin embargo, en ese punto ocurre un cambio en la respuesta de la estructura. Como se mencionó anteriormente, la frecuencia es directamente proporcional al valor de la rigidez  $k$  del puente, e inversamente proporcional a la masa  $m$  asociada. Lo que indica que para este nivel ocurre, ya sea un aumento de la rigidez  $k$  respecto a los otros, o la masa asociada  $m$  disminuye. Para los niveles siguientes, las frecuencias toman valores menores, lo que quiere decir que, o la rigidez disminuye, o la masa aumenta. Hay que recordar que, así como puede variar sólo la rigidez o solo la masa, también pueden variar los dos parámetros al tiempo. Así entonces, para el nivel de 9.6 metros puede tratarse de un aumento de rigidez acompañado de una disminución de masa asociada lo que produce esos valores de frecuencias. Y lo contrario para los siguientes niveles, una disminución de rigidez acompañada de un aumento de la masa.

Referente al modo de vibración predominante en la respuesta de la estructura según la información de los porcentajes de masa de cada uno, se observa que la dirección X es la de mayor participación, sin embargo, la dirección Y sufre un aumento grande una vez el nivel de agua se encuentra en el nivel de 9.6 metros. Una vez allí, para el resto de alturas a pesar de que no supera al porcentaje de la dirección longitudinal X, toma valores más cercanos, es decir que contribuye más en la respuesta de la vibración. No hacen parte del estudio las frecuencias y modos de vibración correspondientes a la dirección vertical Z del puente, ya que los valores de porcentaje de masas asociados no alcanzaban a corresponder al 1% para ninguno de los modos y significa que no tiene influencia alguna en la respuesta de la estructura.

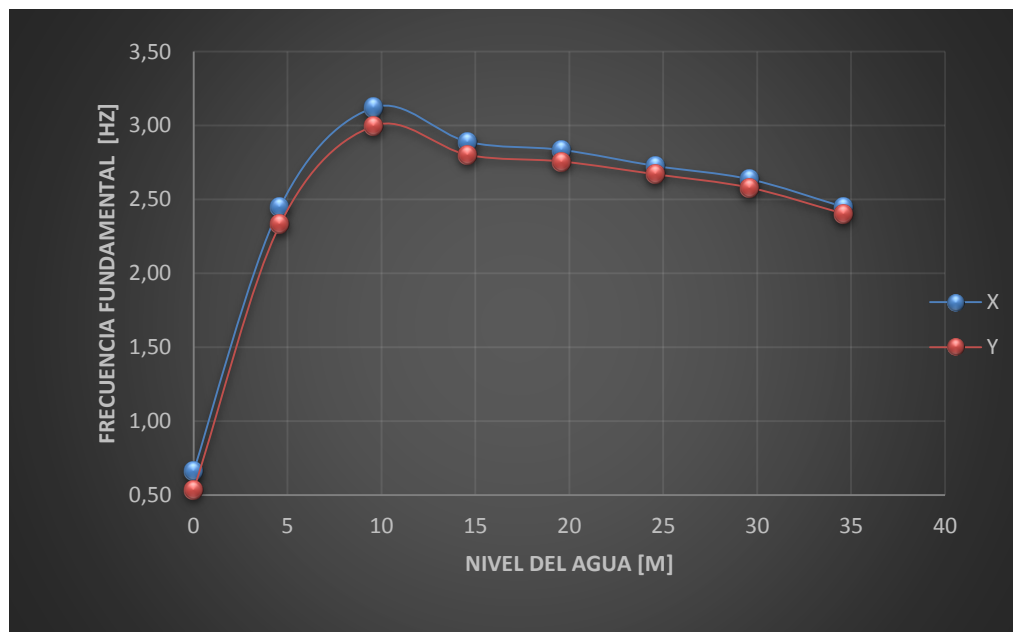
A continuación, son mostrados los resultados del comportamiento dinámico del puente, representados en tablas según la dirección de vibración y en gráficos de Frecuencia natural vs. Nivel del Agua. Así como % Participación de masas vs. Nivel de agua.

**Tabla 16.** Respuesta dinámica del puente ante diferentes niveles de Agua. Dirección longitudinal del puente (X).

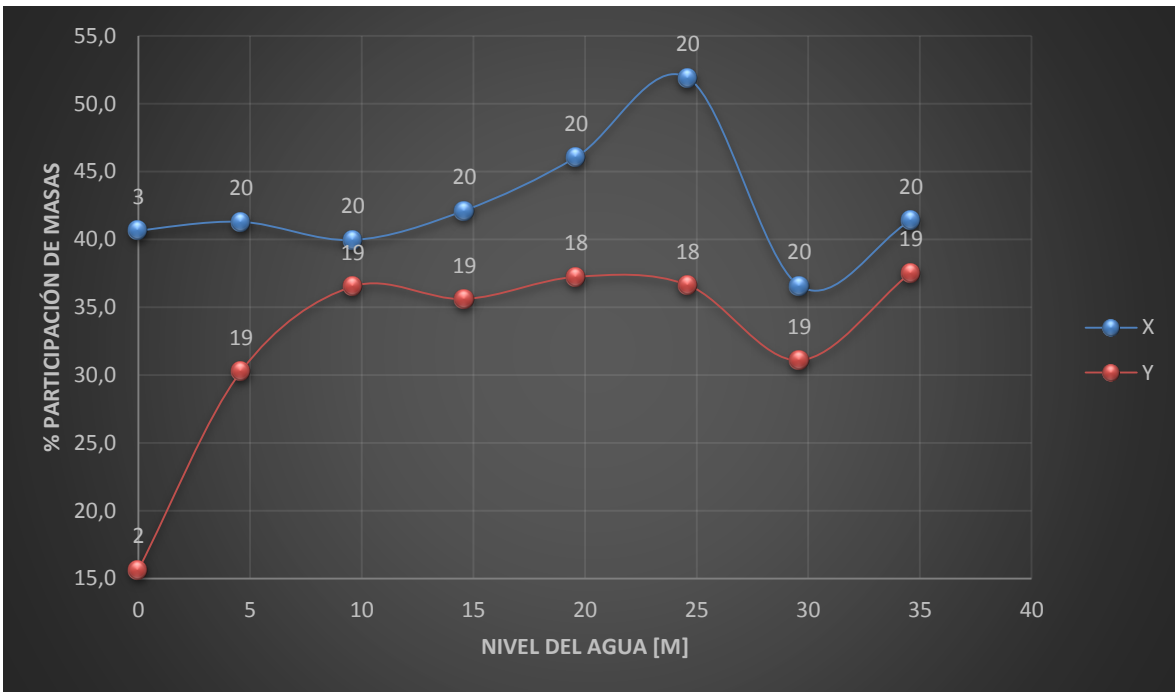
Nivel agua	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo
m	Hz		%	No.
34,6	2,45	X	41,4	20
29,6	2,64	X	36,6	20
24,6	2,73	X	51,9	20
19,6	2,84	X	46,1	20
14,6	2,89	X	42,1	20
9,6	3,12	X	40	20
4,6	2,45	X	41,3	20
0	0,66	X	40,7	3

**Tabla 17.** Respuesta dinámica del puente ante diferentes niveles de Agua. Dirección transversal del puente (Y).

Nivel agua	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo
m	Hz		%	No.
34,6	2,40	Y	37,5	19
29,6	2,58	Y	31,1	19
24,6	2,67	Y	36,6	18
19,6	2,76	Y	37,2	18
14,6	2,80	Y	35,6	19
9,6	3,00	Y	36,5	19
4,6	2,33	Y	30,3	19
0	0,54	Y	15,7	2



**Figura 26.** Frecuencia natural de vibración del puente en la dirección longitudinal X y transversal Y. vs. Nivel de Agua. Autor.



**Figura 27.** Porcentaje de participación de masas para las direcciones X y Y. vs. Nivel de Agua. Autor.

A medida que el nivel de agua es mayor sobre los pilares, la frecuencia aumenta pues es aumentada la rigidez debido a las restricciones al desplazamiento producidas por el agua. A partir de cierta altura, las restricciones ya no hacen tanto efecto, entrando, a partir de esa altura el parámetro de la masa presente como el determinante en la respuesta del puente. A mayor presencia de masa, más bajas frecuencias son presentadas.

*Escenario 2: Diferentes niveles de socavación en las cimentaciones.*

Para establecer las diferentes profundidades de análisis de socavación, fue consultado como referencia el Manual de Diseño de Vías y Puentes del Reino Unido que establece intervalos de socavación según el riesgo que representa para la salud estructural del puente.

### *Cálculo de Niveles de Riesgo por Socavación.*

Según el Manual de Diseño de Vías y Puentes (Design Manual for Roads and Bridges) del Reino Unido, es posible clasificar la socavación de un puente, ya sea medida en campo o calculada teóricamente, según el gráfico que se muestra en la Figura 5, basado en el factor de prioridad y la profundidad relativa de socavación. Este gráfico muestra cinco bandas que define el riesgo, los puentes que clasifican en la banda 5 deben ser considerados con un riesgo de daño por socavación muy bajo y las clasificadas en el rango de 3 a 4 son de riesgo medio. Mientras que las del nivel 1 son estructuras de Riesgo Inmediato. Aquellas que son consideradas en un riesgo de colapso inminente.

Se identificaron las profundidades de socavación para las cuales el puente clasifica en cada una de las bandas:

Primero se designaron los valores de cada factor que determinan el parámetro  $P_F$  con el cual se ingresó al gráfico.

El factor de fundación  $F$ :

Para una fundación con pilas

$$F = 0.75$$

El factor de historia  $H$ :

Si el puente no tiene historia de problemas de socavación

$$H = 1.0$$

El factor para el material de fundación  $M$ :

Si no hay información del material o es granular (limos, arenas, gravas, etc.)

$$M = 1.0$$

El factor para el tipo de río  $T_R$ :

Si el terreno es montañoso

$$T_R = 1.2$$

Y por último el factor de importancia  $V$  según la información de la Secretaría de Infraestructura del tránsito promedio en 12 horas de 250 vehículos:

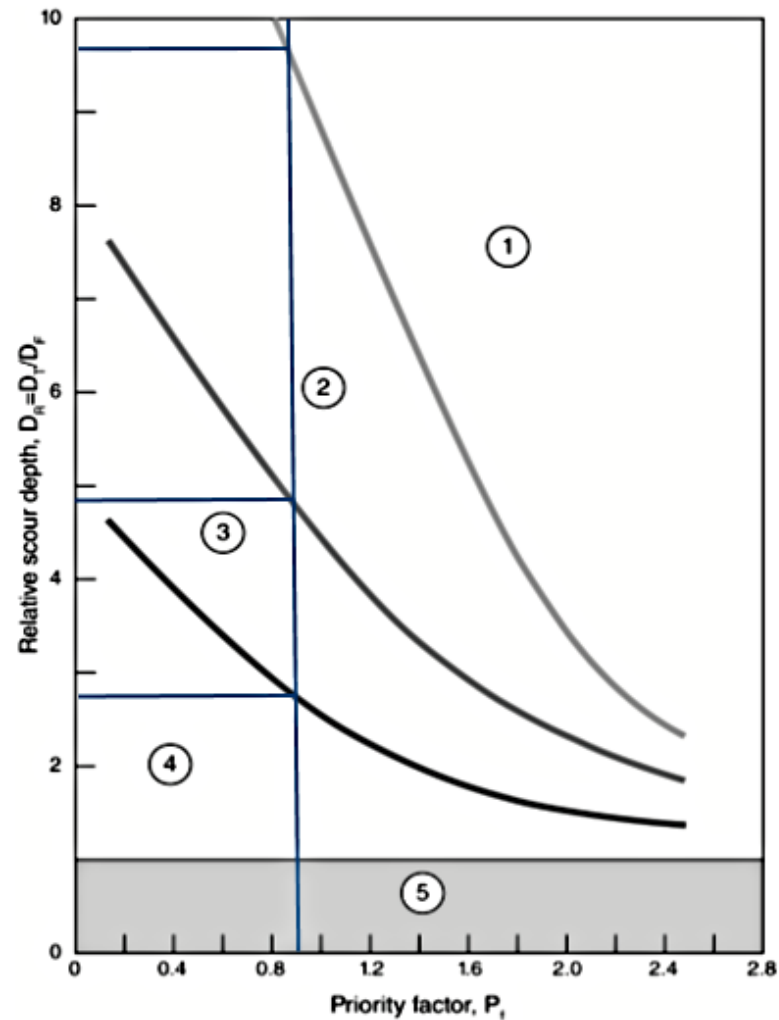
$$< 1000 \qquad V = 0.7$$

Entonces el factor de prioridad  $P_F$  para el puente definido por la Ecuación 4, es:

$$P_F = 0.75 * 1 * 1 * 1.2 * 1 = 0.9$$

Con este valor se trazó una línea paralela al eje de ordenadas verticales y se identificaron los puntos de la profundidad de socavación relativa  $D_R$  para los cuales la estructura se encontraría en cada una de las bandas.





**Figura 28.** Gráfico para la clasificación de estructuras según el factor de prioridad  $P_F$  y la profundidad de socavación relativa  $D_R$ . (Manual for Roads and Bridges, Scotland, 2012)

La profundidad relativa de socavación,  $D_R$  identificada para cada nivel de riesgo se muestra en la siguiente tabla:

**Tabla 18.** Profundidades relativas  $D_R$  para cada clasificación de riesgo.

Banda	$D_R$
1	$<9,7$
2	$4,8 < x \leq 9,7$
3	$2,7 < x \leq 4,8$
4	$1 < x \leq 2,7$
5	$0 < x \leq 1$

Según la ecuación 13, la profundidad relativa está dada por:

$$D_R = \frac{D_T}{D_F} D_F [m] \quad (13)$$

Donde  $D_T$  es la profundidad total de socavación, determinada por la suma de la socavación por constricción del flujo y el socavamiento local por vórtices de las pilas. En cuanto que  $D_F$  es la profundidad de la cara inferior de la zapata, para el puente es de 4 metros para las tres pilas.

Fueron determinadas entonces, las profundidades de socavación sobre las cimentaciones del puente, para cada tipo de riesgo determinado en el Manual. Los resultados se muestran en la siguiente tabla:

**Tabla 19.** Profundidades de socavación en las cimentaciones del puente según su riesgo asociado.

Banda	$D_R$	$D_T$ [m]
1	$<9,7$	$<38,8$
2	$4,8 < x \leq 9,7$	$19,2 < x \leq 38,8$
3	$2,7 < x \leq 4,8$	$10,8 < x \leq 19,2$
4	$1 < x \leq 2,7$	$4 < x \leq 19,2$
5	$0 < x \leq 1$	$0 < x \leq 4$

De la información de las profundidades encontradas para cada clasificación de riesgo del manual, se encuentran valores de socavación para la razón de riesgo inmediata 1 que representa un colapso inminente según la Tabla 4, de casi toda la profundidad de algunas de las mismas cimentaciones del puente que varían entre 31 y 46 metros, fue por esto que se determinó realizar el análisis para toda la profundidad de las fundaciones.

Para ello se hizo un análisis de sensibilidad de pérdida de material en comienzo en la zapata, analizado como la profundidad de 4 metros de socavación, seguido de pérdidas cada 0.5 metros en los pilotes. Este intervalo de la pérdida de material de 0.5 metros al igual que el intervalo de 5 metros en las variaciones de la columna de agua para el anterior análisis, fue tomado después de una observación previa para otros valores donde la mejor representación de los resultados es obtenida con estas disminuciones en el material de cimentación del modelo numérico. Así como son mostrados los resultados hasta una profundidad de 9.5 metros, la cual permite observar los resultados para las profundidades iniciales, donde se presentan los saltos de frecuencias y a partir de la cual los resultados manifiestan una tendencia a permanecer constantes. Esto se realizó para los tres ejes de cimentaciones para los diferentes niveles de agua mencionados en el Escenario 1. En la siguiente tabla se muestran los casos de socavación analizados por ejemplo para el nivel de agua máximo. De esta misma forma se realizó para los otros niveles.

**Tabla 20.** Escenarios de socavación analizados para el nivel de agua máximo.

Modelo	Nivel Agua	Socavación	Pila		
No.	m	m	Eje		
		0			
		4			
		4,5			
		5			
		5,5			
		6			
2	34,6	6,5	2	3	4
		7			
		7,5			
		8			
		8,5			
		9			
		9,5			

Para cada nivel del agua se analizaron pérdidas del material de cimentación pila por pila a lo largo de toda la longitud todos los pilotes, sin embargo, los resultados son mostrados para un total de 13 profundidades de socavación debido que para mayores profundidades el comportamiento se mantenía y visualmente no es posible detallar la variación inicial de la curva si son mostradas todas las profundidades. El resumen de la información obtenida de los modelos realizados se muestra para cada nivel de agua en las siguientes tablas y figuras de frecuencias [Hz], profundidad de socavación [m], porcentajes de participación de masas [%] y modos de vibración.

De igual forma que para el escenario 1, no hacen parte del estudio las frecuencias y modos de vibración correspondientes a la dirección vertical Z del puente, ya que los valores de porcentaje de masas asociados no alcanzaban a corresponder al 1% para ninguno de los modos y significa que no tiene influencia alguna en la respuesta de la estructura.

### *Modelo 2*

De la respuesta de la estructura ante la socavación de la pila del Eje 2, la de menor altura. Se resalta una disminución del valor de la frecuencia fundamental en las dos direcciones, con un salto grande en el intervalo de una profundidad de socavación de 4 a 5 metros. A partir de allí permanece constante.

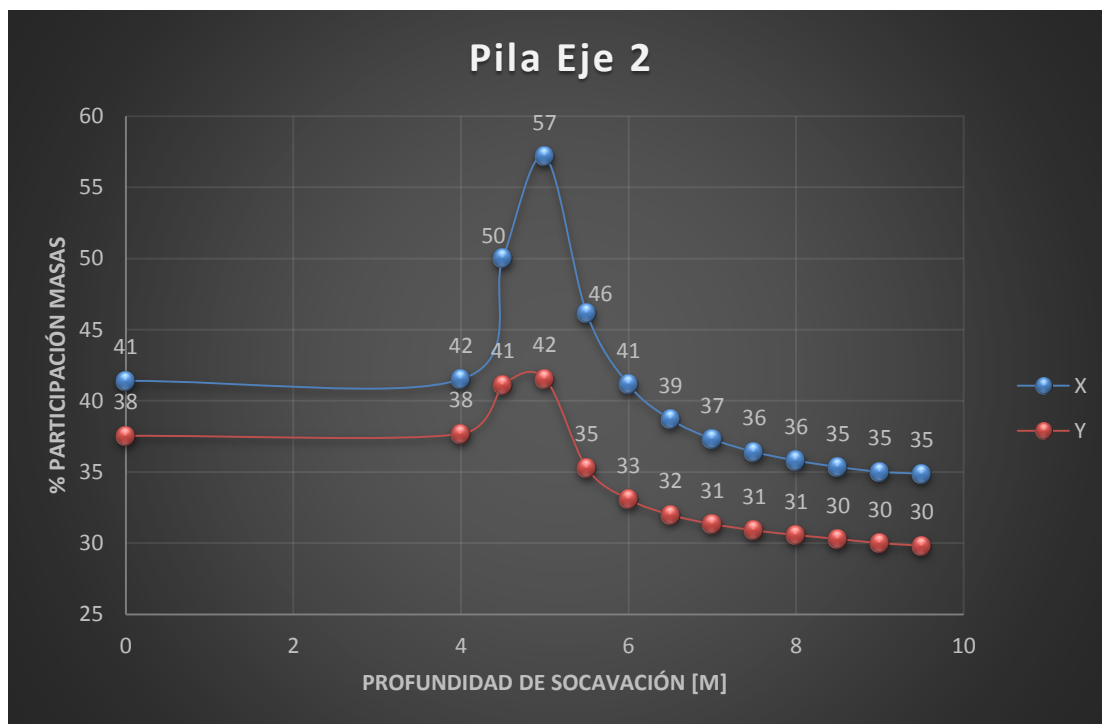
**Tabla 21.** Modelo 2. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 2. Dirección longitudinal del puente (X).

Modelo 2				
Pila Eje 2				
Profundidad socavación	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo No.
m	Hz		%	
0	2,449	X	41	20
4	2,449	X	42	20
4,5	2,422	X	50	20
5	2,389	X	57	20
5,5	2,382	X	46	20
6	2,38	X	41	20
6,5	2,379	X	39	20
7	2,378	X	37	20
7,5	2,378	X	36	20
8	2,378	X	36	20
8,5	2,378	X	35	20
9	2,378	X	35	20
9,5	2,378	X	35	20

**Tabla 22.** Modelo 2. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 2. Dirección transversal del puente (Y).

Modelo 2				
Pila Eje 2				
Profundidad socavación	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo
m	Hz		%	No.
0	2,403	Y	38	19
4	2,402	Y	38	19
4,5	2,375	Y	41	19
5	2,355	Y	42	19
5,5	2,352	Y	35	19
6	2,352	Y	33	19
6,5	2,351	Y	32	19
7	2,351	Y	31	19
7,5	2,351	Y	31	19
8	2,350	Y	31	19
8,5	2,350	Y	30	19
9	2,350	Y	30	19
9,5	2,350	Y	30	19

De los valores del % de participación de masas se obtiene que, es predominante la frecuencia de vibración en la dirección X para todos los puntos, y que en el rango de socavación donde las frecuencias tienen ese salto, la participación de los modos principales es más fuerte, es decir la respuesta de la estructura se ve determinada por una mayor influencia de estos. Hay una pérdida notoria de rigidez debido a la socavación, lo que es normal pues los pilares cuentan con una menor restricción.



**Figura 29.** Modelo 2. % Participación de masas vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 2, dirección X y Y. Autor.

Para la pila del eje 3, estos fueron los resultados:

Se manifiesta una disminución de los valores de las frecuencias fundamentales de vibración de la estructura en las dos direcciones en análisis, al igual que para la pila del eje 2 ocurre un cambio abrupto en el intervalo de profundidad de socavación de 4 metros a 6 metros en especial en la



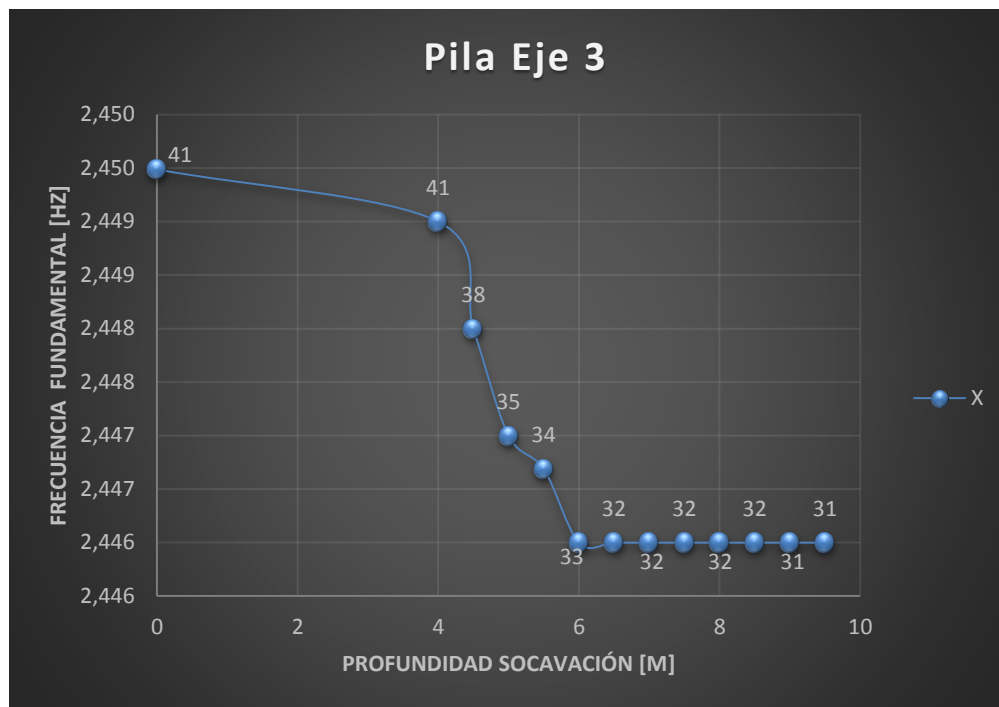
dirección X, la dirección Y tiene un decremento de frecuencia más suave, y después el valor tiende estabilizarse. Para este caso no es posible apreciar el comportamiento de las frecuencias de cada dirección en un mismo gráfico debido a que la disminución de frecuencias es muy pequeña. Por esta razón se muestran también de forma individual.

**Tabla 23.** Modelo 2. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 3. Dirección longitudinal del puente (X).

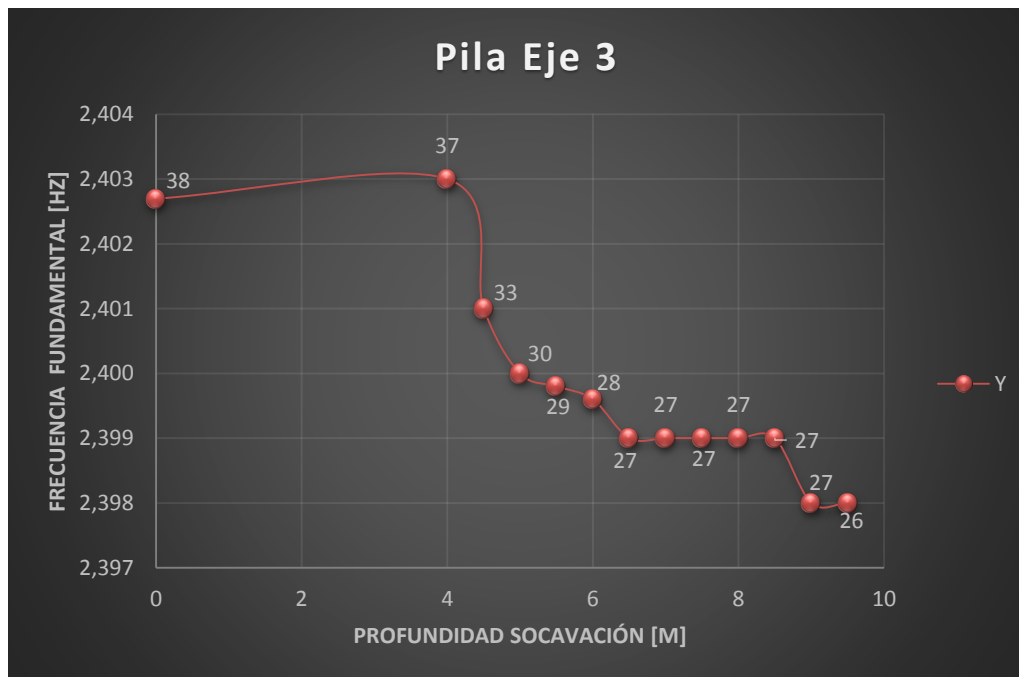
Modelo 2				
Pila Eje 3				
Profundidad socavación	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo No.
m	Hz		%	
0	2,449	X	41	20
4	2,449	X	41	20
4,5	2,448	X	38	20
5	2,447	X	35	20
5,5	2,447	X	34	20
6	2,446	X	33	20
6,5	2,446	X	32	20
7	2,446	X	32	20
7,5	2,446	X	32	20
8	2,446	X	32	20
8,5	2,446	X	32	20
9	2,446	X	31	20
9,5	2,446	X	31	20

**Tabla 24.** Modelo 2. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 3. Dirección transversal del puente (Y).

Modelo 2				
Pila Eje 3				
Profundidad socavación	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo
m	Hz		%	No.
0	2,403	Y	38	19
4	2,403	Y	37	19
4,5	2,401	Y	33	19
5	2,400	Y	30	19
5,5	2,400	Y	29	19
6	2,400	Y	28	19
6,5	2,399	Y	27	19
7	2,399	Y	27	19
7,5	2,399	Y	27	19
8	2,399	Y	27	19
8,5	2,399	Y	27	19
9	2,398	Y	27	19
9,5	2,398	Y	26	19

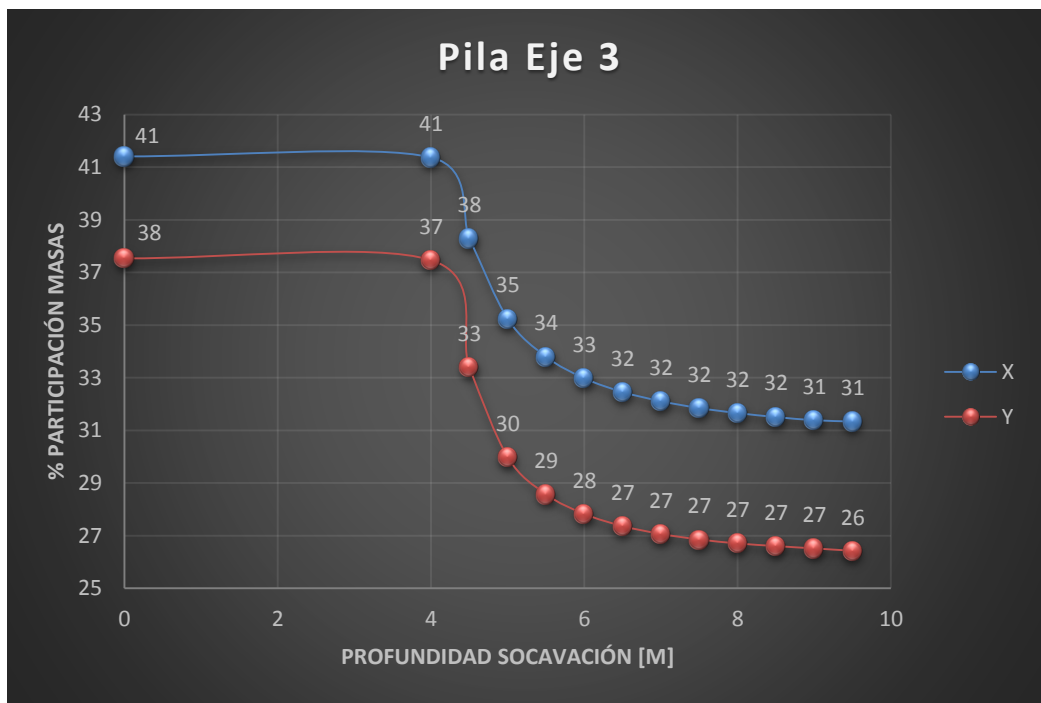


**Figura 30.** Modelo 2. Frecuencia fundamental vs. Socavación. Pila Eje 3, dirección X. Autor.



**Figura 31.** Modelo 2. Frecuencia fundamental vs. Socavación. Pila Eje 3, dirección Y. Autor.

Del porcentaje de participación de masas se observa nuevamente predominancia del modo X para todos los puntos, con una razón de disminución similar a los valores de frecuencias.



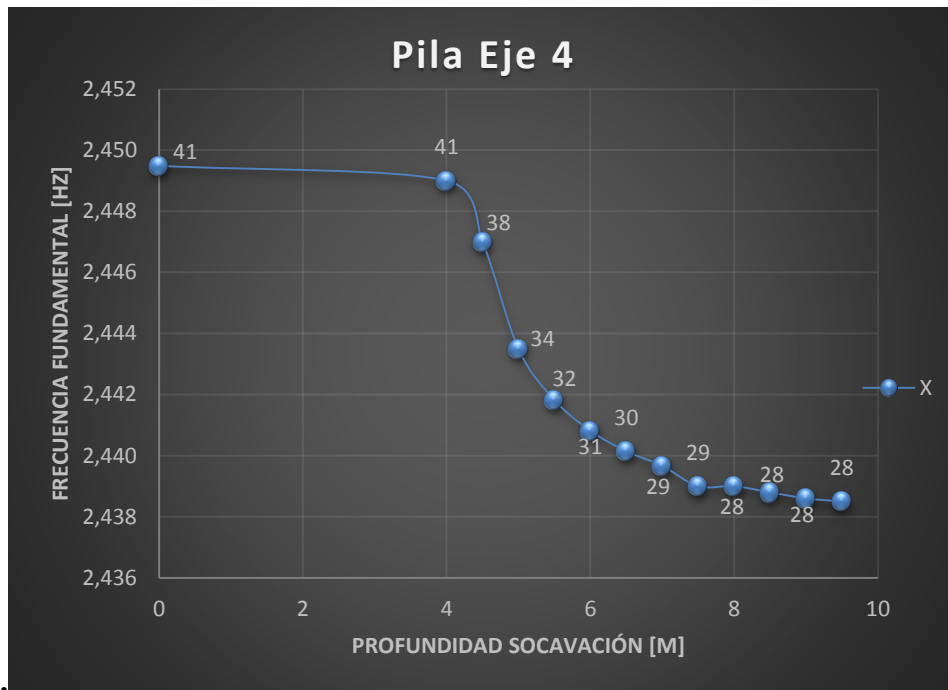
**Figura 32.** Modelo 2. % Participación de masas vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 3, dirección X y Y. Autor.

Y para terminar el análisis de socavación en el modelo 2, estos fueron los resultados para la pila del Eje 4:

Para esta pila, la respuesta de la estructura en la dirección X es similar a las otras dos.

**Tabla 25.** Modelo 2. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 4. Dirección longitudinal del puente (X).

Modelo 2				
Pila Eje 4				
Profundidad socavación	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo No.
m	Hz		%	
0	2,449	X	41	20
4	2,449	X	41	20
4,5	2,447	X	38	20
5	2,444	X	34	20
5,5	2,442	X	32	20
6	2,441	X	31	20
6,5	2,440	X	30	20
7	2,440	X	29	20
7,5	2,439	X	29	20
8	2,439	X	28	20
8,5	2,439	X	28	20
9	2,439	X	28	20
9,5	2,439	X	28	20



**Figura 33.** Modelo 2. Frecuencia fundamental vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 4, dirección X. Autor.

**Tabla 26.** Modelo 2. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 4. Dirección transversal del puente (Y).

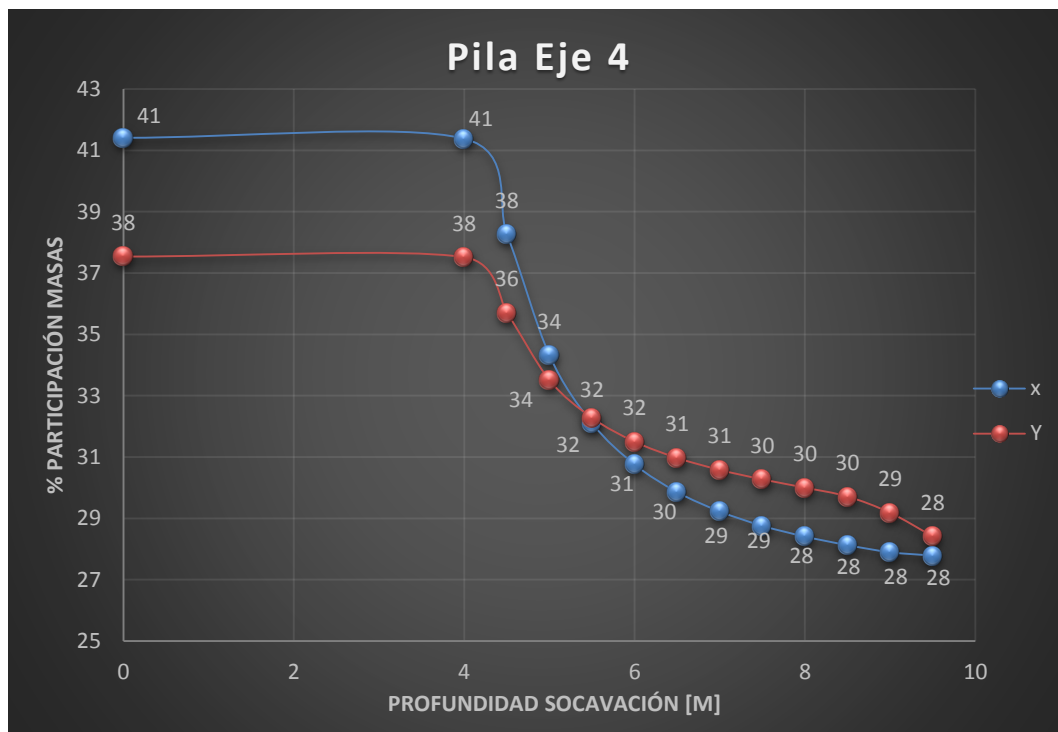
Modelo 2				
Pila Eje 4				
Profundidad socavación	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo
m	Hz		%	No.
0	2,403	Y	38	19
4	2,403	Y	38	19
4,5	2,402	Y	36	19
5	2,401	Y	34	19
5,5	2,401	Y	32	19
6	2,400	Y	32	19
6,5	2,400	Y	31	19
7	2,400	Y	31	19
7,5	2,400	Y	30	19
8	2,400	Y	30	19
8,5	2,399	Y	30	19
9	2,399	Y	29	19
9,5	2,398	Y	28	19



**Figura 34.** Modelo 2. Frecuencia fundamental vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 4, dirección Y. Autor.

La participación de masas en este caso muestra como a diferencia de las otras dos pilas, el modo de vibración principal de la dirección Y pasa a ser el de mayor participación después del rango de socavación que genera la mayor disminución de las frecuencias. Lo que se interpreta como, una modificación en la dirección y forma de la respuesta de la estructura, a partir de una pérdida de material de 6.5 metros en las cimentaciones de esta pila.





**Figura 35.** Modo 2. % Participación de masas vs. Socavación. Pila Eje 4, dirección X y Y.

Autor.

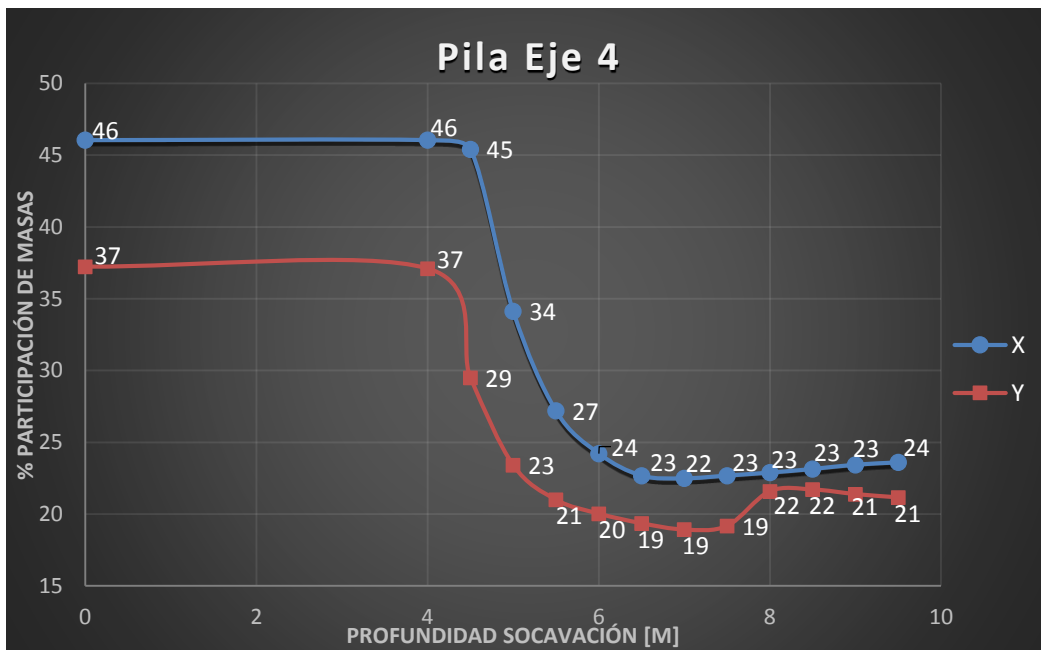
*Modelos 3, 4,5 y 6..*

Los resultados de estos modelos presentan el mismo comportamiento que el mostrado anteriormente con el modelo 2. Para socavación en las pilas ubicadas sobre el eje 2 las frecuencias de X y Y disminuyen con un salto abrupto en profundidades de 4 a 5.5 metros y los % de masas presentan en ese intervalo un aumento, siendo siempre mayor el correspondiente a la dirección X. Para la socavación en las pilas del eje 3, las frecuencias de X presentan disminución en este mismo intervalo y las de la dirección Y decrecen, pero sin esta condición de salto, es más gradual. El % de participación de masas siempre es mayor para X y decrece con la profundidad en las dos direcciones, a una mayor razón para la dirección Y. Finalmente, para la socavación en las pilas ubicadas sobre el eje 4, para los valores de las frecuencias ocurre un comportamiento igual que para las pilas del eje 3, sin embargo, los % de participación de masas, muestran un cruce de sus curvas, a partir de una profundidad de pérdida de material de cimentación en donde la participación del modo transversal Y pasa a ser mayor que la participación del modo longitudinal X. Esta intersección en las curvas no en tanto, se da cada

vez para una profundidad de socavación mayor, a medida que se analizan modelos con niveles de agua más bajos. Los resultados de estos modelos son mostrados en el Anexo F.

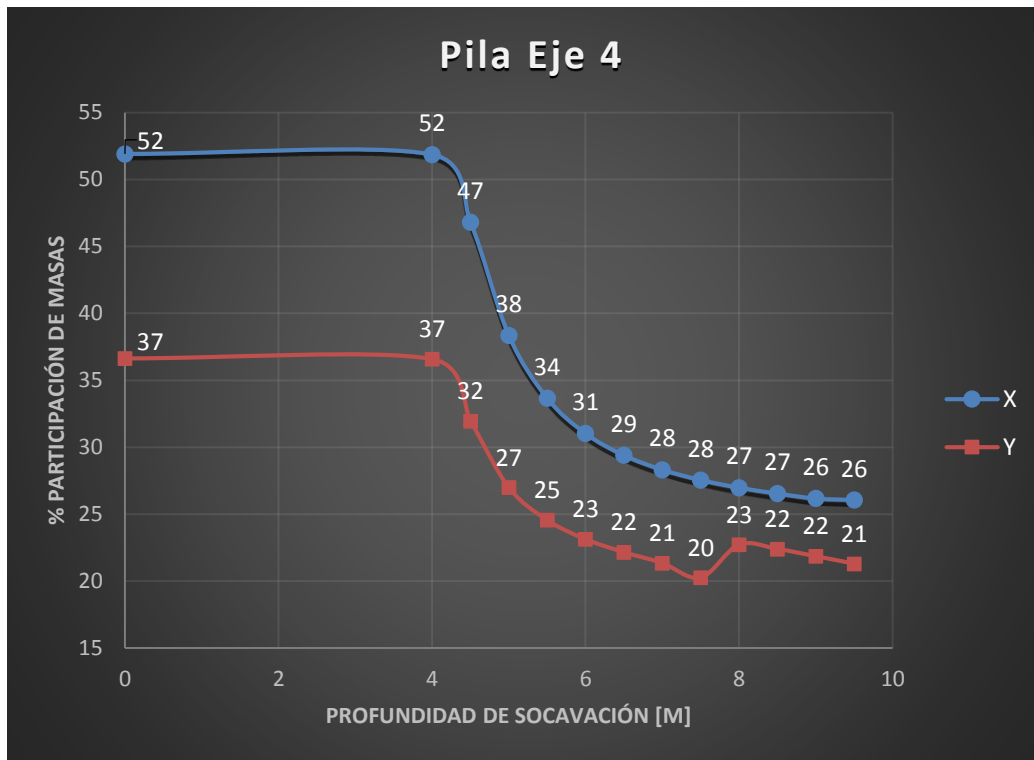
*Modelo 7 y 8.*

Para el análisis realizado en los modelos 7 y 8, correspondientes a los niveles más bajos de agua sobre los pilares y zapatas del puente, se encontró una variación diferente en la respuesta del % de participación de masas cuando se realiza la evaluación de socavación en las pilas ubicadas sobre el eje 4. Para estos dos niveles de agua, la dirección de vibración X cuenta siempre con el mayor % de participación de masas, a diferencia del análisis para los otros niveles, el modo de vibración Y no llega a ser el modo de vibración fundamental para ninguna profundidad de socavación, es predominante siempre el modo X. Sin embargo, los valores son cercanos a medida que existe mayor profundidad de socavación.



**Figura 36.** Modo 7. % Participación de masas vs. Socavación. Pila Eje 4, dirección X y Y.

Autor.



**Figura 37.** Modo 8. % Participación de masas vs. Socavación. Pila Eje 4, dirección X y Y.

Autor.

### *Otros análisis de sensibilidad*

Fueron realizados otros análisis de sensibilidad ante otros parámetros del modelo analítico, con el fin de establecer su influencia en las propiedades dinámicas obtenidas del software.

El primero de ellos fue la influencia del modelamiento o no de las cimentaciones del puente. Para lo cual se hizo un modelo sin zapatas y sin pilotes de fundación, donde el apoyo de las pilas se idealizó como empotrado y los apoyos de los extremos se modelaron como restringidos a la traslación en la dirección X y Y. La información dinámica de este modelo fue comparada con la obtenida experimentalmente, para identificar en qué medida la idealización de los apoyos de la estructura hace variar los resultados. La respuesta y comparación de se muestra en la siguiente tabla:

**Tabla 27.** Resultados modelo sin cimentaciones modeladas y ensayos de vibración ambiental.

Frecuencia Software	Frecuencia Ensayos VA	Error
Hz	Hz	%
0,702	0,686	2,286

Dirección X

Con un error de menos del 5% se puede afirmar que las cimentaciones de la estructura en campo también pueden ser idealizadas correctamente con empotramientos en las pilas y apoyos restringidos en sus extremos.

El segundo análisis adicional de sensibilidad se realizó para la influencia concretamente del modelado del estribo y los pilotes de apoyo del extremo derecho del puente. Primero se realizó la comparación del modelo el modelamiento completo de cimentaciones incluidas las del estribo y el suelo de su cimentación, seguido de un modelo con una idealización de restricción traslacional en X y Y para ese extremo izquierdo. Se observa una disminución del orden de 0.0003 Hz en el valor de la frecuencia fundamental de vibración del puente.

**Tabla 28.** Resultados del modelo con el estribo izquierdo modelado e idealizado con restricciones traslacionales en las direcciones Y y Z.

Frecuencia fundamental	
Hz	
Con estribo modelado	Con estribo idealizado
0,67016	0,67013

Dirección X

Tanto el modelamiento del apoyo del extremo derecho de la estructura, como su idealización como una restricción traslacional en la dirección Y y Z, son acertadas. El modelamiento de esta parte de la estructura tiene una influencia casi insignificante del 0.005% de alteración en los resultados y por esta razón no fue considerado el análisis de socavación.

El tercer análisis extra se realizó para la observación de la influencia del cambio de suelo seco a suelo saturado. Para esto fue alterada la propiedad del peso específico  $\gamma$  del suelo y del macizo, aumentando su valor debido a la presencia de agua como se muestra en la siguiente tabla:

**Tabla 29.** Peso específico para condición saturada del material de cimentación.

	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>
Suelo	28
Macizo Arenisca	35,5

Se encontró una disminución de 0.016 en el valor de la frecuencia fundamental de vibración y el resultado se muestra en la siguiente tabla:

**Tabla 30.** Resultados de valores de frecuencia para condiciones de material de cimentación seco y saturado.

Frecuencia fundamental	
Hz	
Suelos seco	Suelo saturado
0,702	0,686
Dirección X	

Esta disminución de en la frecuencia corrobora que, la presencia de suelo saturado en las cimentaciones del puente representan una menor rigidez al apoyo de las fundaciones y la estructura tiene una respuesta con oscilaciones mayores.

#### 4. CONCLUSIONES

- Como base para el monitoreo de la salud estructural del nuevo Puente Gómez Ortiz se cuenta con un modelo numérico realizado en el software de modelamiento por elementos finitos Midas Civil, validado con ensayos de vibración ambiental realizados a la estructura.
  
- De los resultados del análisis de la estructura en el software Midas Civil se identificó:
  - ✓ Según la comparación con los resultados de los ensayos de vibración ambiental realizados al puente, tanto la modelación de las estructuras y suelo de cimentación, como la idealización de empotramientos entre las pilas y el suelo representan de forma correcta el comportamiento en campo en condiciones de suelo seco. Lo que indica, además, que las cimentaciones del puente trabajan en campo como un empotramiento para las pilas.
  
  - ✓ Según los porcentajes de participación de masas de los modelos realizados, la respuesta de vibración del puente está descrita principalmente por modos en la dirección longitudinal de la estructura, las vibraciones en la dirección transversal se encuentran siempre presentes con el segundo porcentaje de participación de masas a excepción de los escenarios donde ocurre socavación en la pila del eje 4 y la participación de la dirección vertical es despreciable para la respuesta.
  
  - ✓ La acción del agua para todos los niveles sobre la estructura altera la respuesta aumentando significativamente los valores de las frecuencias de vibración del puente. Este aumento se da como resultado de la alteración de las masas presentes en la estructura cuando se modela el agua en forma de presiones sobre las zapatas y fuerzas puntuales aplicadas sobre los pilares. Los aumentos en las frecuencias debido a la saturación del suelo, como se observa en el análisis de sensibilidad para la comparación de suelo seco y suelo saturado es del orden de 0.016 Hz. En cuanto que las variaciones debidas a la acción del agua en general en un orden mayor, de 1.78 Hz. Es decir, que

son las presiones y cargas aplicadas que son convertidas a masas en el modelo numérico en el análisis del software, las que generan este aumento notable de la frecuencia. Esto porque se da una reducción en las masas del modelo, y es que la fuerza resultante en la dirección Z de las presiones y cargas aplicadas ocurre en el sentido positivo, es una fuerza de empuje hacia arriba sobre las zapatas debida a la subpresión.

- ✓ El efecto de socavación o pérdida de material de cimentación en el puente, se refleja en la disminución de las frecuencias de vibración de la estructura. Como era de esperarse a medida que la profundidad de socavación es mayor, la estructura es menos rígida y los valores de las frecuencias de vibración son menores.
- ✓ La socavación no altera las masas presentes, solo altera la rigidez del puente y este presenta la mayor disminución de rigidez debida a la pérdida de material de cimentación cuando el fenómeno ocurre a una profundidad de 4 metros donde se ubica el material de apoyo de las zapatas.
- ✓ La ocurrencia del fenómeno de socavación afecta de forma diferente esta pérdida de rigidez, según la pila donde se presente. Para la socavación en las pilas ubicadas sobre el eje 2, ocurre una disminución de frecuencias, a una misma razón en las direcciones X y Y. Para la socavación en las pilas sobre el eje 3, ocurre una disminución menor de frecuencias para la dirección Y que para la dirección X y en general es menor para las dos direcciones comparadas con la disminución cuando ocurre en la primera pila. Es decir, que la rigidez transversal del puente se ve afectada en una menor razón y en general la pérdida de rigidez es menor que en el escenario de la pila del eje 2. El modo fundamental de vibración para estos dos casos siempre se encuentra en la dirección X. Finalmente para la socavación de las pilas ubicadas sobre el eje 4, se presenta una disminución de frecuencias también menor respecto a la ocurrida cuando se analiza el fenómeno sobre las pilas del eje 2, y la socavación en estas genera un cambio en la dirección del modo de vibración principal, de la dirección X a la dirección Y. Sin embargo, este cambio ocurre para los niveles de agua mayores, para el análisis con niveles de agua bajos el modo en Y no pasa a ser el predominante en el movimiento, sin



embargo, toma valores de % de participación de masas muy cercanos a los de la dirección X.

- ✓ La diferencia de la razón de disminución del valor de frecuencias entre los escenarios de socavación en las pilas sobre el eje 2 y sobre los otros dos ejes, sugiere que esta pila de menor altura es la que aporta la mayor rigidez al puente y por tanto la pérdida de su material de apoyo es la que produce una pérdida mayor de rigidez en la toda estructura y ocurre de la misma manera para la rigidez en las dos direcciones analizadas del puente.
- ✓ En cuanto que la socavación en la pila del eje 3 y 4 tiene una menor repercusión sobre la rigidez del puente. Sin embargo, es de tener cuidado que para el caso de la pila de eje 4, el modo de vibración principal puede variar de dirección y sea en la dirección Y, pues a pesar de que la rigidez no se vea comprometida en la misma magnitud que para la socavación en la primera pila, una vibración en esta dirección que tal vez no fue considerada en los diseños, puede traer desplazamientos y por lo mismo fuerzas sobre la estructura no contempladas. Más aún en este caso en que la dirección Y es la dirección en que actúa la acción del viento sobre la estructura y puede llegar a excitar este modo de vibración predominante presentándose desplazamientos y por tanto fuerzas no contempladas en los diseños.
- ✓ Probablemente el cambio de la dirección del modo fundamental de vibración de la estructura cuando se analiza la socavación en la pila sobre el eje 4, se debe a que su apoyo cuenta con un pilote extra que no fue contemplado en los diseños iniciales y tuvo que ser colocado cuando su construcción había empezado. Este pilote vuelve asimétrica la zapata comparada con las otras dos pilas para las cuales es cuadrada, y aumenta el soporte de la pila en la dirección X. Al desaparecer material de estas fundaciones y como la pila se apoya más en esta dirección va a ser la más afectada con pérdida de rigidez, a una medida tal que el modo predominante de vibración en la dirección Y va a pasar a ser el fundamental de la respuesta, con una mayor rigidez y por tanto una menor frecuencia, y con una mayor participación de masas asociada.

- El puente en estudio cuenta con modelos numéricos como punto de partida para la detección e identificación de escenarios de daño por socavación en sus cimentaciones. A partir de los cuales, a través de un seguimiento al estado de su salud estructural, es posible, mediante la comparación de la información dinámica teórica (obtenida de los modelos) y la información experimental (obtenida del plan de monitoreo), determinar cuál es el posible escenario de daño según los valores de frecuencias y los modos de vibración.
- El estudio en conjunto de diferentes profundidades de socavación para diferentes niveles de agua actuando sobre el puente, se da con el objetivo de contar con escenarios lo más parecidos con las condiciones reales a las cuales se encuentra sometida la estructura al momento de obtener su caracterización dinámica en campo, para que así los resultados experimentales y teóricos puedan ser comparados correctamente.
- Tomando como referencia el Manual de Diseño de Vías y Puentes del Reino Unido, la estructura no tiene riesgo alguno para profundidades de socavación menores a 4 metros, lo que es corroborado los resultados obtenidos de los modelos numéricos, donde las profundidades de socavación de 0 a 4 metros casi que no presentan alteración en la respuesta del puente. Riesgos que deben tener un seguimiento más detallado periódicamente, de 4 a 10.8 metros. Un riesgo donde deben ser tomadas medidas urgentes para repararlo, para profundidades entre los 19.2 metros hasta los 38.8 metros. Y un riesgo inminente de colapso donde el puente debe ser cerrado al público, para profundidades mayores a 38.8 metros.

## 5. SUGERENCIAS Y FUTURAS INVESTIGACIONES

- Futura implementación de un sistema de monitorización al puente en estudio, a partir del cual sea posible identificar la respuesta dinámica de la estructura como indicador del estado de su salud estructural y si es encontrada sospecha de daño poder utilizar la información presentada en esta investigación para determinar si es un caso de socavación en las cimentaciones.
- En los diferentes escenarios contemplados para el análisis de la respuesta del puente, no fueron consideradas variables que pueden afectar los resultados, tales como variaciones en las propiedades de los materiales de la estructura en el tiempo y diferentes combinaciones socavación simultánea en dos o en las tres pilas. La consideración de estas variables dentro de los escenarios como una futura investigación llevará a una base de información más completa y real para futuros planes de monitoreo.
- En una siguiente fase de desarrollo para este trabajo, se plantea también el modelamiento del puente en un software que considere la rotura de éste, para así llegar a valores límites de las profundidades de socavación para la estructura.



## 6. BIBLIOGRAFIA

- A. Rytter. (1993). *Vibration Based Inspection of Civil Engineering Structures*. Tesis doctoral. Aalborg University. Dinamarca.
- Alberto Renán Ancona L., Rolando Salgado E., Sergio Aurelio Zamora Castro<sup>2</sup> y Fernando Marcial Martínez. (2014). *Evaluación de métodos de detección de daño en estructuras mediante el uso de vibraciones*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica. México.
- American Association of State Highway and Transportation Officials. (2012). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. Actions on structures, 2-21. U.S.A
- Carolina C., & María Camila C., (2015). *Calibración del modelo numérico de puentes viga cajón en concreto, utilizando ensayos de vibración ambiental. Caso de estudio: Nuevo Puente Gómez Ortiz*. Tesis de pregrado. Trabajo de grado Ingeniera Civil. Universidad Industrial de Santander, Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil. Colombia.
- Darío Espinoza Figueroa, Consuelo Gómez Soberón & Juan Javier Carrillo Sosa. (2010). *Vulnerabilidad por socavación de puentes carreteros ante avenidas*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- Doebling, Charles A Farrar, y Phillip J. Cornwell. *DIAMOND: A Graphical Interface Toolbox for Comparative Modal Analysis and Damage Identification*. . The Alamos National Laboratory y The Rose Hulman Institute of Technology. USA.
- European Committee for Standardization. (2005). *Eurocode 1: Actions on structures. Part 1-6: General actions- Actions during execution*. The European Union.
- Fernando G. Jiménez. P., María Dolores Roldán. H. & Daisy Yessica Uribe C. (2006). *Reducción de la socavación local en pilas circulares mediante el uso de rugosidades artificiales*. Trabajo de grado Ingeniera Civil. Instituto Politécnico Nacional, Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura. México.
- Francisco David Morales F. (2014). *Análisis de daños en estructuras mediante entropía espectral*. Proyecto fin de carrera. Universidad Politécnica de Cartagena, Escuela de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos. España.

- Graciela Franco.A. (2012). Calibración del modelo numérico existente de una edificación de valor histórico mediante mediciones de vibración ambiental. Caso de estudio: Templo de San Francisco de Asís de Bucaramanga. Trabajo de grado Ingeniera Civil. Universidad Industrial de Santander, Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil. Colombia.
- Guillermo Martínez. (2014). Estudio de vibración ambiental en estructuras. Conferencia en Universidad Industrial de Santander: Taller de vibraciones ambientales. Colombia.
- Guillermo Martínez. (2014). Estudio de vibración ambiental en estructuras. Conferencia en Universidad Industrial de Santander: Taller de vibraciones ambientales. Colombia.
- Hamed E. & Frostig Y. (2006). Natural frequencies of bonded and unbonded prestressed beams-prestress force effects. En: Journal of Sound and Vibration.
- Iván Darío G.A., (2010). Caracterización dinámica experimental de puentes de hormigón simplemente apoyados a partir de mediciones de vibración ambiental. Tesis de Maestría. Universidad Industrial de Santander. Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil. Colombia. 196p.
- Iván G., Esperanza M. & Gustavo C.C. (2010). Pruebas de Vibración Ambiental en Puentes. UIS Ingenierías. Colombia. Vol. 9, no. 1, p. 55 – 68.
- Johannio M., Sebastián C. (2015) Dinámica experimental. Conferencia en Universidad Industrial de Santander: Dinámica experimental y análisis espectral. Colombia.
- L.A. Arneson, L.W. Zevenbergen, P.F. Lagasse, P.E. Clopper. (2012). Evaluating Scour at Bridges. Fifth Edition. Publication No. FHWA-HIF-12-003. Hydraulic Engineering Circular No. 18. U.S. Department of Transportation. Federal Highway Administration.U.S.A.
- Les Hamill. (1999). Bridge Hydraulics. School of Civil and Structural Engineering University of Plymouth.
- Matías Andrés Valenzuela S. & Joan Ramon Casas R. (2012). Refuerzo de puentes de luces medias por conversión en arco atirantado tipo network. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña. España.

- Martínez J. A. (2007). ¿Por qué fallan los puentes en el Perú?. Boletín Técnico M.I.G-No 20, Noviembre-Diciembre, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Ingeniería.
- Maza J. A. (1968), Socavación en Cauces Naturales. Facultad de Ingeniería. Publicaciones del Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Melville, B.W. (1988) Scour at bridge sites, in Civil Engineering Practice, 2/Hydraulics/Mechanics. Technomic Publishing Company, Lancaster.
- Melville, B.W. & Dongol, D.M. (1992). Bridge pier scour with debris accumulation. Sociedad Americana de Ingenieros Civiles. Revista de Ingeniería Hidráulica, 118(9). Estados Unidos.
- Michel Clotaire, Philippe Guéguen & Pierre-Yves Bard. (2008). Dynamic parameters of structures extracted from ambient vibration measurements: an aid for the seismic vulnerability assessment of existing buildings in moderate seismic hazard regions. Soil Dynamics and Earthquake Engineering.
- MIDAS Information Technology Co., Ltd. (2015). On-line Disponible: [http://manual.midasuser.com/EN\\_Common/Civil/835/index.htm](http://manual.midasuser.com/EN_Common/Civil/835/index.htm)
- Mora, M. y R. Barrios. (2000). Estrategia, política y práctica para reducir el riesgo ante los peligros naturales y la vulnerabilidad. XVI Seminario Venezolano de Geotecnia, Caracas.
- Sánchez S. (1997). Inestabilidad en puentes por efecto de socavación. Facultad de Ingeniería de la UNAM. México, pp. 52-82.
- Paulo Mendes & Sergio Oliveira. (2008) Análise dinâmica de estruturas: Utilização integrada de modelos de identificação modal e modelos de elementos finitos. Lisboa. 170p.
- P.F. Lagasse, P.E. Clopper, L.W. Zevenbergen, W.J. Spitz, L.G. Girard, Ayres Associates, INC. & Fort Collins, CO . (2010). Effects of Debris on Bridge Pier Scour.
- NCHRP. Report 653. National Cooperative Highway Research Program. Washington D.C.
- Richardson, E.V., Harrison, L.J., Richardson, J.R. and Davis, S.R. (1993) Evaluating Scour at Bridges. Segunda Edición. Publicación No. FHWA-IP-90-017, Circular de Ingeniería

- Hidráulica No. 18. National Highways Institute/Federal Highways Administration (FHWA), McLean, VA.
- Richardson E., Davis S. (2001). HEC-18 “Evaluating Scour at Bridges”, 4ta Edition. Federal Highway Administration (FHWA), Report N° NHI 01-001. Estados Unidos.
- Robert Ettema, George Constantinescu, Bruce Melville. (2011). Evaluation of Bridge Scour Research: Pier Scour Processes and Predictions. NCHRP. Document 175. National Cooperative Highway Research Program. U.S.A
- Robinson Barrera, Iván Gómez, Jabid Quiroga. (2014). Detección de daños en estructuras: estudio comparativo entre los algoritmos de optimización AGs y PSO. Revista Ingeniería de Construcción. Vol 29, No. 1. Universidad Industrial de Santander. Colombia.
- The Highways Agency, Transport Scotland, Welsh Government Llywodraeth Cymru, The Department for Regional Development Northern Ireland. (2012). The Assessment of Scour and Other Hydraulic Actions Highway Structures. Volume3. Highway Structures: Inspection and Maintenance. Section 4. Assessment. Design Manual for Roads and Bridges. Scotland.
- Tonias D. E. (1995), Bridge Engineering. Design, Rehabilitation, and Maintenance of Modern Highway Bridges, First Edition, McGraw-Hill Inc.
- Wardhana K. y Hadipriono F. C. (2003). Analysis of Recent Bridge Failures in the United States. Journal of Performance of Constructed Facilities, Vol. 17, No. 3, agosto, pp. 144-150.



## **7. ANEXOS**

## **9. ANEXOS**

### **ANEXO A: PLANOS DE CONSTRUCTIVOS**

La información de la geometría y los materiales del nuevo Puente Gómez Ortiz, necesaria para el modelamiento de la estructura en el software Midas Civil fueron obtenidos de los Planos de construcción facilitados por la Secretaría de Infraestructura de Santander.



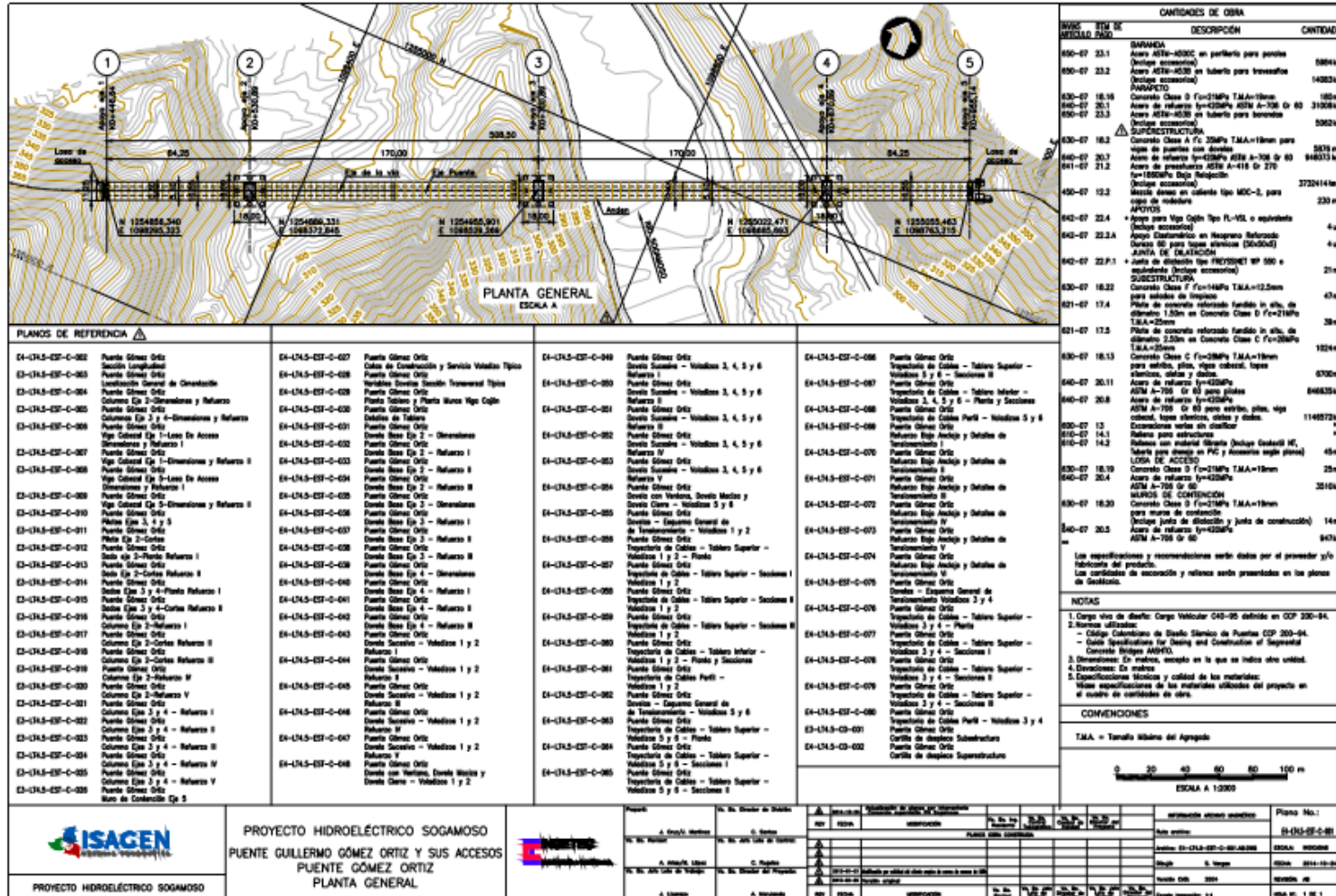


Figura A1. Plano de construcción. Planta general.

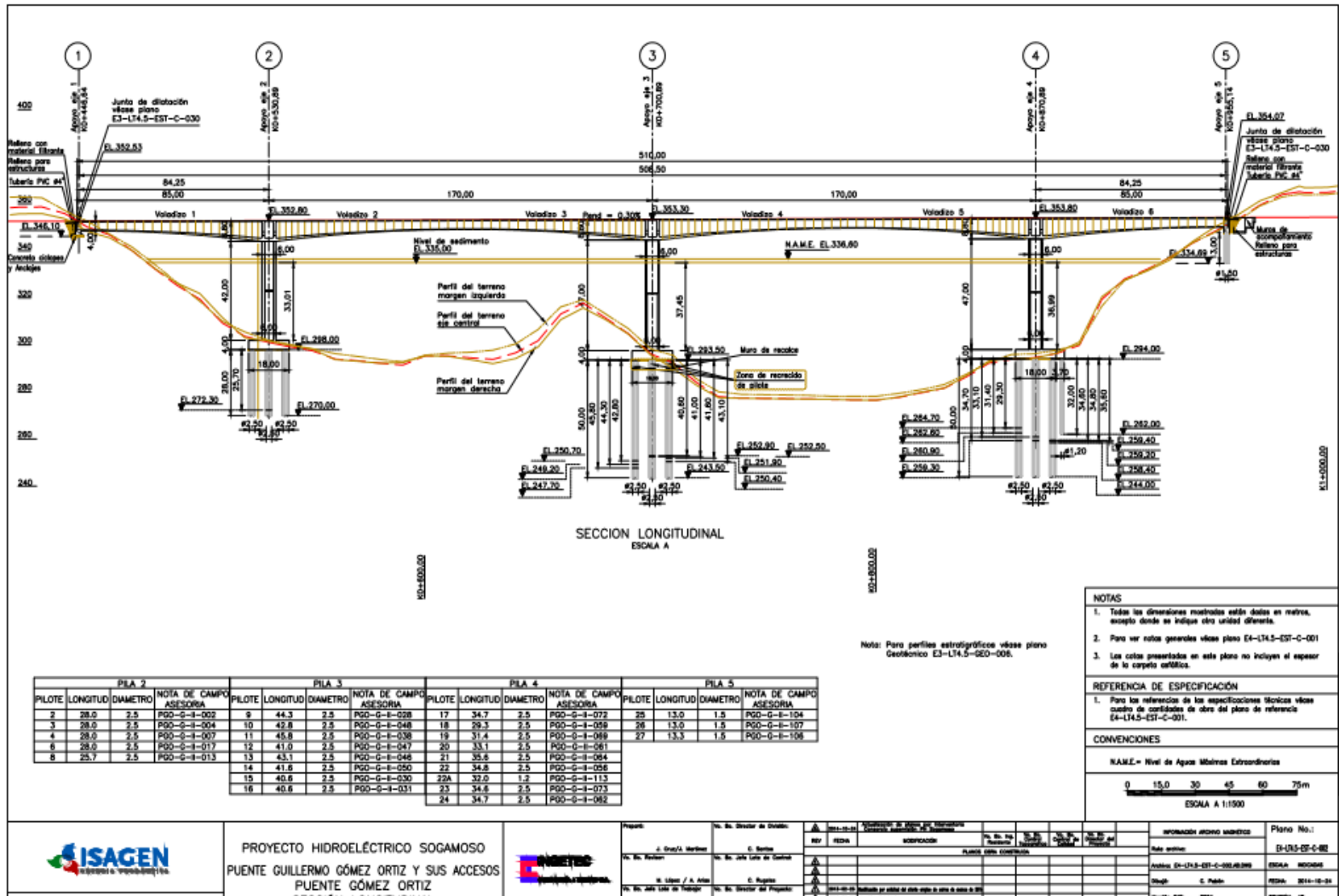


Figura A2. Plano de construcción. Perfil general.

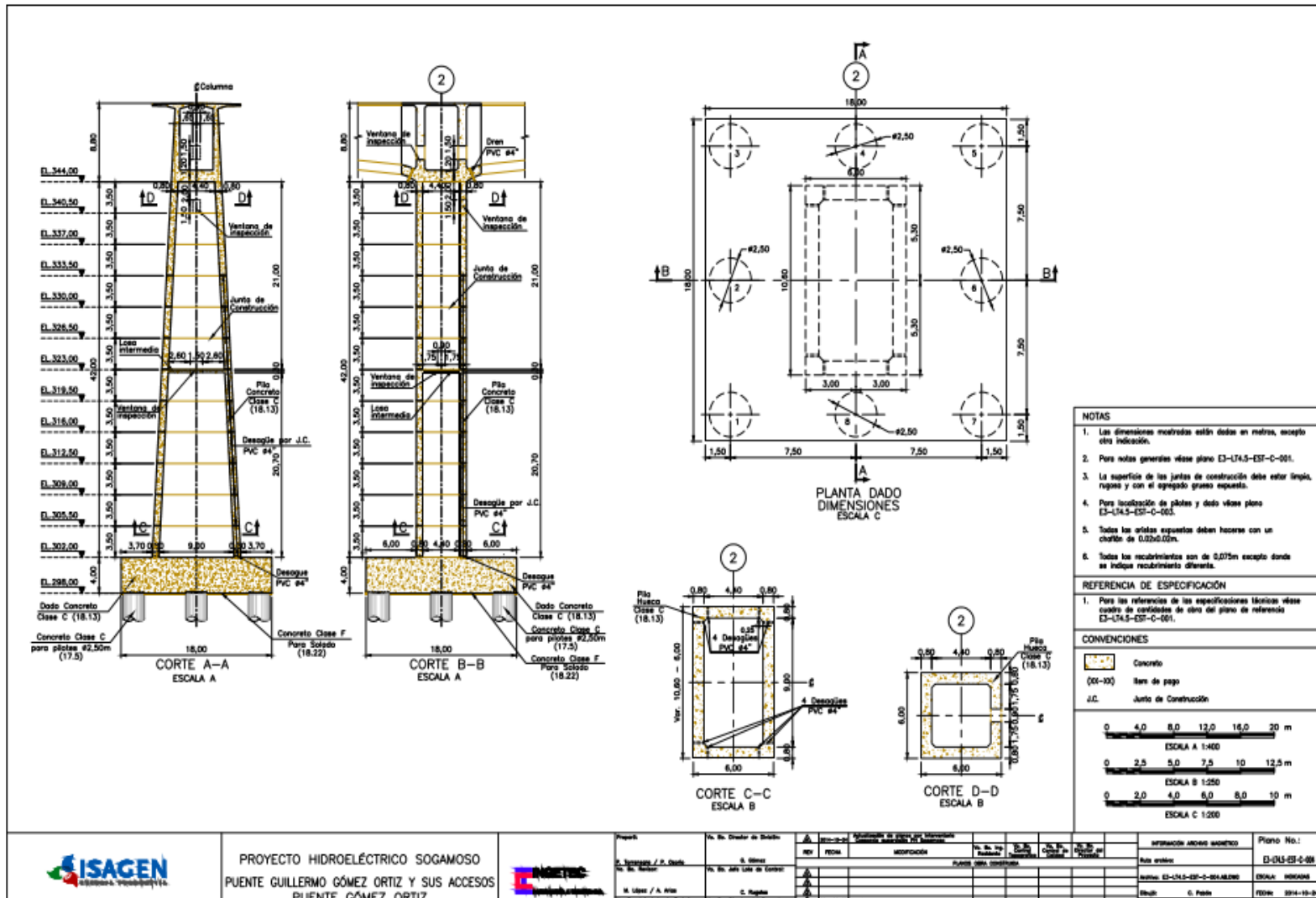


Figura A3. Plano de construcción. Eje 2.

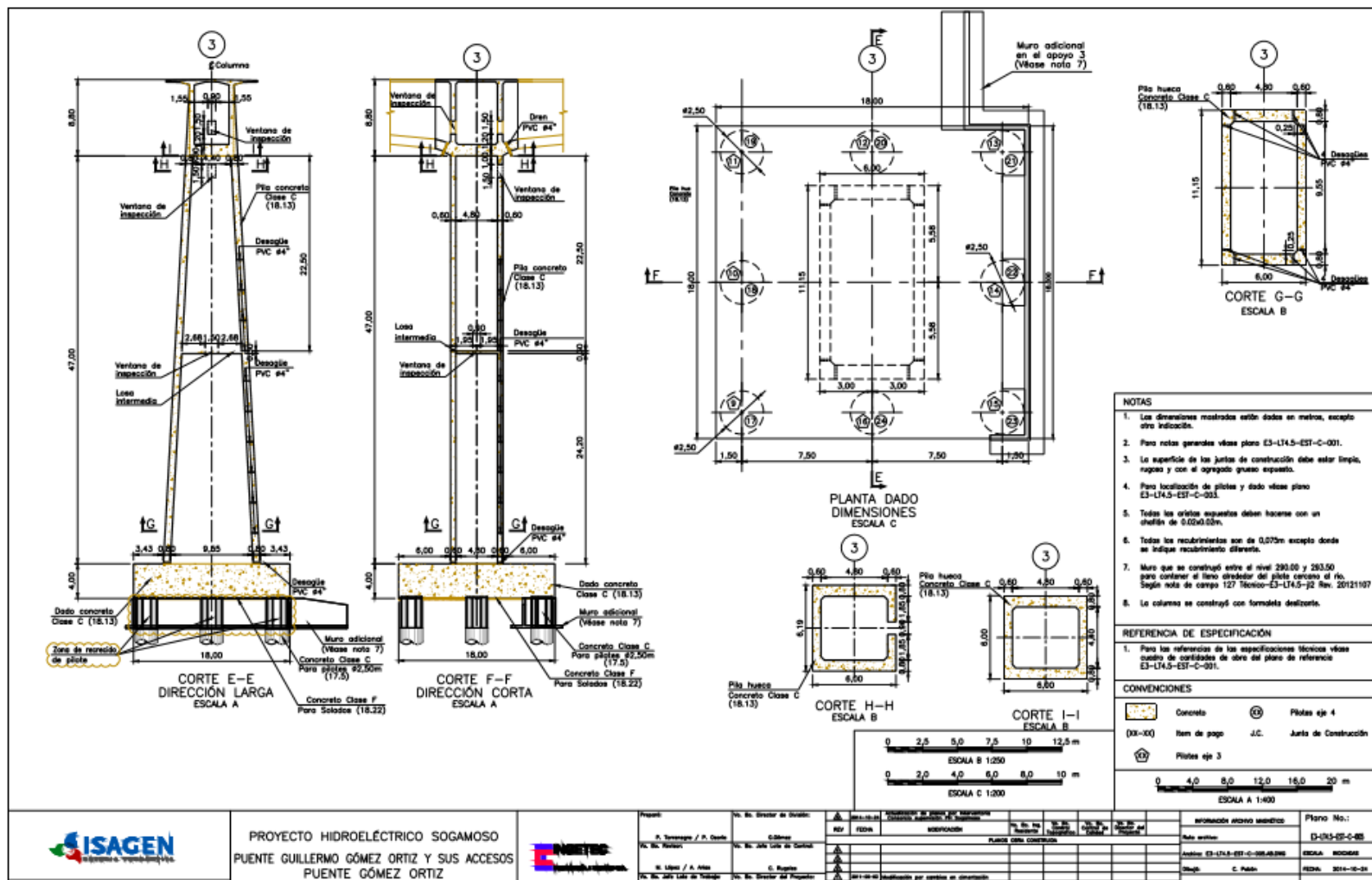


Figura A4. Plano de construcción. Eje 3.

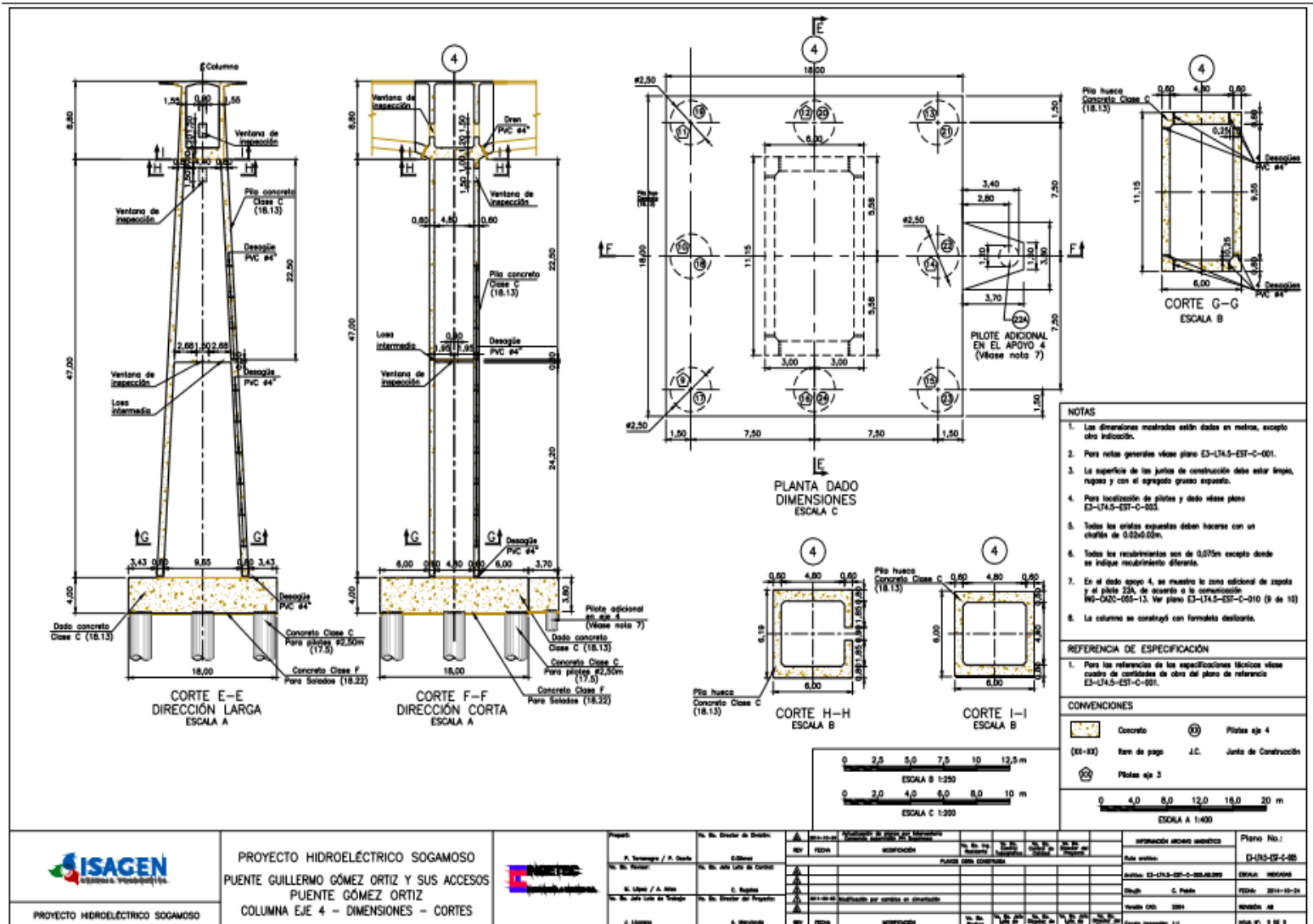


Figura A4. Plano de construcción. Eje 4





## ANEXO B: ESTUDIO GEOTÉCNICO

Los parámetros del material de cimentación fueron obtenidos del estudio geotécnico realizado por ISAGEN y cuyos resultados fueron facilitados por la Secretaría de Infraestructura de Santander. Estos se determinaron a partir de los Ensayos de Penetración Estándar en las perforaciones ejecutadas en el sitio del puente y se muestran a continuación.

En el sector del Puente Gómez Ortiz se observa que los depósitos coluviales en los cuales quedarán cimentadas las pilas de los puentes, se caracterizan por ser clasto soportados embebidos en una matriz arenosa de grano medio a grueso, por lo cual se definió su comportamiento como de tipo granular.

**Tabla B.1.** Parámetros de resistencia y deformabilidad de los suelos.

Profundidad m	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\Phi$ Diseño Grados	Es Diseño Mpa
0-5	18	42	30
5-10	18	40	24
10-20	18	40	24
20-30	18	35	15
30-40	18	35	15

**Tabla B.2.** Parámetros geotécnicos del macizo rocoso.

Litología	Formación geológica	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\Phi$ MACIZO Grados	E MACIZO Mpa
Arenisca	Formación Girón- Jg	25,5	46,3	543,9

## ANEXO C: EXPRESIONES UTILIZADAS

Para el modelamiento de la estructura en el software MIDAS Civil es necesario ingresar una serie de parámetros que fueron obtenidos según expresiones consultadas en la literatura.

### **Cálculo del módulo de elasticidad del concreto, E**

Debido a que en el Código de Puentes Colombiano no se encuentra esta información fue consultada la Norma Sismo Resistente del mismo país. NSR-10 C.8.5

*Cuando no se disponga del valor de la masa unitaria del concreto, puede utilizarse:*

*El valor medio para toda la información experimental nacional, sin distinguir por tipo de agregado, es:*

$$E_c = 3900 \sqrt{f'_c} \text{ en Mpa} \quad (\text{C 1})$$

### **Cálculo del módulo de Poisson del concreto, $\nu$**

Norma Sismo Resistente Colombiana. Título C- CR 8.5

*En caso que no se disponga de un valor experimental, el módulo de Poisson puede tomarse como:*

$$\nu = 0.2 \quad (\text{C 2})$$

### **Cálculo del coeficiente de amortiguamiento, $\xi$**

Norma Sismo Resistente Colombiana. Título A- A-2.6.1

*El amortiguamiento crítico que se debe utilizar en el diseño es:*

$$\xi = 5\% \quad (C 3)$$

### Cálculo del peso unitario

Fue consultado el Código de Puentes Colombiano, Tabla 3.5.1-1 – Masas unitarias

**Tabla C 1. Masas Unitarias**

MATERIAL		PESO UNITARIO kN/m <sup>3</sup>
	Liviano	17,4
	De arena Liviana	18,9
CONCRETO	Normal com $f'_c \leq 35 \text{ Mpa (5.0 ksi)}$	22,7
	Normal com $35 < f'_c \leq 105 \text{ Mpa}$	$22.0+0.022 f'_c$

### Cálculo del coeficiente de presión de tierras en reposo $K_o$

Se determina como la relación existente entre el esfuerzo efectivo horizontal del suelo  $\sigma'_h$  y su esfuerzo vertical efectivo  $p'_o$  mediante la ecuación:

$$k_o = \frac{\sigma'_h}{p'_o} \quad (C 4)$$

Según Jaky, 1948;

$$k_o = \frac{1 - \sin\phi'}{1 + \sin\phi'} \left(1 + \frac{2}{3} \sin\phi'\right) \quad (C 5)$$

O en su forma más simplificada:

$$k_o = 1 - \sin\phi' \quad (C 6)$$

Donde  $\phi'$  es el ángulo de fricción interna del suelo.

### Cálculo del coeficiente de reacción lateral $K_h$

Para suelos:

$$K_h = n_k \frac{Z}{B} \quad (\text{C 7})$$

Donde el parámetro  $n_k$  según Terzaghi toma los siguientes valores:

**Tabla C2. Valores de  $n_k$  según Terzaghi.**

	$n_k$ Kg/cm <sup>3</sup>
ARENA MEDIA	0,67
ARENA DENSA	1,79

$Z$  es la profundidad y  $B$  el diámetro del pilote.

Para el macizo rocoso

Según Glick (1948):

$$k'_s = \frac{22.4 E (1 - \nu)}{(1 + \nu)(3 - 4 \nu)[2 \text{Ln}(\frac{2Z}{B}) - 0.433]} \quad (\text{C 8})$$

$$k_h = \frac{k'_s}{B} \quad (\text{C 9})$$

$\nu$  es el módulo de Poisson que toma un valor de 0.25

## **ANEXO D: PARÁMETROS UTILIZADOS EN EL MODELAMIENTO NUMÉRICO**

Para la realización del modelo, se identificaron la geometría, propiedades mecánicas de los materiales y cargas sobrepuestas de los diferentes tipos de elementos y condiciones de frontera.

Parte de la información se obtuvo de los planos constructivos y memorias de cálculo del puente diseñado por INGETEC Ingeniería y diseño S.A. y que fueron facilitados por la Secretaría de Infraestructura de Santander. Ver Anexo A. Y basados en la literatura consultada se realizaron los cálculos de los parámetros y valores restantes que son mostrados a continuación:

*Definición de propiedades mecánicas de los materiales del puente.*

**Tabla D1.** Definición de las propiedades de los materiales a utilizar en el tablero

Concreto para tablero		
Propiedad	Valor	Especificación
F'c [Mpa]	35	Ver figura A1
Módulo de Poisson	0,2	Ver expresión C.1
E [Mpa]	22932,84	Ver figura A1
Peso Unitario[KN/m3]	22,7	Ver tabla C1
Coefficiente de amortiguamiento	0,05	Ver expresión C.3

**Tabla D2.** Definición de las propiedades de los materiales a utilizar en las pilas, zapatas y pilotes 1-24.

Concreto para pilas, zapatas y pilotes		
Propiedad	Valor	Especificación
F'c [Mpa]	28	Ver figura A1
Módulo de Poisson	0,2	Ver expresión C.1
E [Mpa]	20636,86	Ver figura A1
Peso Unitario[KN/m3]	22,7	Ver tabla C1
Coefficiente de amortiguamiento	0,05	Ver expresión C.3

**Tabla D3.** Definición de las propiedades de los materiales a utilizar en pilotes 25-27.

Concreto para pilotes		
Propiedad	Valor	Especificación
F'c [Mpa]	21	Ver figura A1
Módulo de Poisson	0,2	Ver expresión C.1
E [Mpa]	17872,05	Ver figura A1
Peso Unitario[KN/m3]	22,7	Ver tabla C1
Coefficiente de amortiguamiento	0,05	Ver expresión C.3

**Tabla D4.** Definición de las propiedades geotécnicas del suelo y macizo rocoso. Pilotes 1 al 7. Eje 2.

EJE 2		
Concreto clase C 28 [Mpa]		
PILOTE	LONGITUD	DIÁMETRO
m	m	m
1-7	28	2,5
ESPECIFICACIÓN	Ver figura A1 y A3	



SUELO	PROFUNDIDAD	$\gamma$	$K_0$	$K_h$	$\Phi$
	m	kN/m <sup>3</sup>		kN/m <sup>3</sup>	Grados
	5	28,00	0,331	35119,8	42
	10	28,00	0,357	70239,6	40
	20,00	28,00	0,357	140479,2	40
	25,50	28,00	0,426	179110,98	35
ESPECIFICACIÓN	Ver figura A.1	Ver Tabla B.1	Ver expresión C.6	Ver expresión C.7	Ver Tabla B.1

MACIZO ARENISCA	PROFUNDIDA D	$\gamma$	$K_0$	$K_h$	$\Phi$	E	
	m	kN/m <sup>3</sup>		kN/m <sup>3</sup>	Grados	Mpa	kPa
	28,00	25,5	0,277	252717,7855	46,3	543,9	543900
ESPECIFICACIÓN	Ver figura A.1	Ver Tabla B.1	Ver expresión C.6	Ver expresión C.7	Ver Tabla B.1	Ver tabla B.2	

**Tabla D5.** Definición de las propiedades geotécnicas del suelo y macizo rocoso. Pilote 8. Eje 2.

EJE 2		
Concreto clase C 28 [Mpa]		
PILOTE	LONGITUD	DIÁMETRO
m	m	m
8	25,7	2,5

SUELO	PROFUNDIDAD	$\gamma$	$K_o$	$K_h$	$\Phi$
	m	kN/m <sup>3</sup>		kN/m <sup>3</sup>	Grados
	5	18,00	0,331	35119,8	42
	10	18,00	0,357	70239,6	40
	20,00	18,00	0,357	140479,2	40
	22,50	18,00	0,426	158039,1	35

MACIZO ARENISCA	PROFUNDIDAD	$\gamma$	$K_o$	$K_h$	$\Phi$	E	
	m	kN/m <sup>3</sup>		kN/m <sup>3</sup>	Grados	Mpa	kPa
	25,70	25,5	0,277	260435,1022	46,3	543,9	543900

**Tabla D6.** Definición de las propiedades geotécnicas del suelo y macizo rocoso. Pilote 9. Eje 3.

EJE 3		
Concreto clase C 28 [Mpa]		
PILOTE	LONGITUD	DIÁMETRO
9	m 44,3	m 2,5

SUELO	Profundidad	γ	Ko	Kh	Φ
	m	kN/m3		kN/m3	Grados
	5	18	0,331	35119,8	42
	10	18	0,357	70239,6	40
	20	18	0,357	140479,2	40
	30	18	0,426	210718,8	35
	40	18	0,426	280958,4	35

MACIZO ARENISCA	Profundidad	γ	Ko	Kh	Φ	E	
	m	kN/m3		kN/m3	Grados	Mpa	kPa
	44,30	25,5	0,277	218122,1107	46,3	543,9	543900

**Tabla D7.** Definición de las propiedades geotécnicas del suelo y macizo rocoso. Pilote 10. Eje 3.

EJE 3		
Concreto clase C 28 [Mpa]		
PILOTE	LONGITUD	DIÁMETRO
m	m	m
10	42,8	2,5

SUELO	PROFUNDIDAD	$\gamma$	$K_o$	$K_h$	$\Phi$
	m	kN/m <sup>3</sup>		kN/m <sup>3</sup>	Grados
	5	18,00	0,331	35119,8	42
	10	18,00	0,357	70239,6	40
	20,00	18,00	0,357	140479,2	40
	30,00	18,00	0,426	210718,8	35
	40	18	0,426	280958,4	35

MACIZO ARENISC A	PROFUNDIDAD	$\gamma$	$K_o$	$K_h$	$\Phi$	E
	m	kN/m <sup>3</sup>		kN/m <sup>3</sup>	Grados	Mpa kPa
	42,80	25,5	0,277	220387,3499	46,3	543,9 543900

**Tabla D8.** Definición de las propiedades geotécnicas del suelo y macizo rocoso. Pilote 11. Eje 3.

EJE 3		
Concreto clase C 28 [Mpa]		
PILOTE	LONGITUD	DIÁMETRO
m	m	m
11	45,8	2,5

SUELO	PROFUNDIDAD	$\gamma$	$K_o$	$K_h$	$\Phi$
	m	kN/m <sup>3</sup>		kN/m <sup>3</sup>	Grados
	5	18,00	0,331	35119,8	42
	10	18,00	0,357	70239,6	40
	20,00	18,00	0,357	140479,2	40
	30,00	18,00	0,426	210718,8	35
	40	18	0,426	280958,4	35

MACIZO ARENISCA	PROFUNDIDAD	$\gamma$	$K_o$	$K_h$	$\Phi$	E	
	m	kN/m <sup>3</sup>		kN/m <sup>3</sup>	Grados	Mpa	kPa
	45,80	25,5	0,277	215976,1403	46,3	543,9	543900

**Tabla D9.** Definición de las propiedades geotécnicas del suelo y macizo rocoso. Pilote 12. Eje 3.

EJE 3		
Concreto clase C 28 [Mpa]		
PILOTE	LONGITUD	DIÁMETRO
m	m	m
12	41	2,5

SUELO	PROFUNDIDAD	$\gamma$	$K_o$	$K_h$	$\Phi$
	m	kN/m <sup>3</sup>		kN/m <sup>3</sup>	Grados
	5	18,00	0,331	35119,8	42
	10	18,00	0,357	70239,6	40
	20,00	18,00	0,357	140479,2	40
	30,00	18,00	0,426	210718,8	35
	38,5	18	0,426	270422,46	35

MACIZO ARENISCA	PROFUNDIDAD	$\gamma$	$K_o$	$K_h$	$\Phi$	E	
	m	kN/m <sup>3</sup>		kN/m <sup>3</sup>	Grados	Mpa	kPa
	41,00	25,5	0,277	223279,646	46,3	543,9	543900

**Tabla D10.** Definición de las propiedades geotécnicas del suelo y macizo rocoso. Pilote 13. Eje 3.

EJE 3		
Concreto clase C 28 [Mpa]		
PILOTE	LONGITUD	DIÁMETRO
m	m	m
13	43,1	2,5

SUELO	PROFUNDIDAD	$\gamma$	$K_o$	$K_h$	$\Phi$
	m	kN/m <sup>3</sup>		kN/m <sup>3</sup>	Grados
	5	18,00	0,331	35119,8	42
	10	18,00	0,357	70239,6	40
	20,00	18,00	0,357	140479,2	40
	30,00	18,00	0,426	210718,8	35
	40	18	0,426	280958,4	35

MACIZO ARENISCA	PROFUNDIDAD	$\gamma$	$K_o$	$K_h$	$\Phi$	E	
	m	kN/m <sup>3</sup>		kN/m <sup>3</sup>	Grados	Mpa	kPa
	43,10	25,5	0,277	219924,2217	46,3	543,9	543900

**Tabla D11.** Definición de las propiedades geotécnicas del suelo y macizo rocoso. Pilote 14. Eje 3.

EJE 3		
Concreto clase C 28 [Mpa]		
PILOTE	LONGITUD	DIÁMETRO
m	m	m
14	41,6	2,5

SUELO	PROFUNDIDAD	$\gamma$	$K_o$	$K_h$	$\Phi$
	m	kN/m <sup>3</sup>		kN/m <sup>3</sup>	Grados
	5	18,00	0,331	35119,8	42
	10	18,00	0,357	70239,6	40
	20,00	18,00	0,357	140479,2	40
	30,00	18,00	0,426	210718,8	35
	38,5	18	0,426	270422,46	35

MACIZO ARENISCA	PROFUNDIDAD	$\gamma$	$K_o$	$K_h$	$\Phi$	E
	m	kN/m <sup>3</sup>		kN/m <sup>3</sup>	Grados	Mpa kPa
	41,60	25,5	0,277	222293,217	46,3	543,9 543900



**Tabla D12.** Definición de las propiedades geotécnicas del suelo y macizo rocoso. Pilotes 15 y 16. Eje 3.

EJE 3		
Concreto clase C 28 [Mpa]		
PILOTE	LONGITUD	DIÁMETRO
m	m	m
15 y 16	40,6	2,5

SUELO	PROFUNDIDAD	$\gamma$	$K_o$	$K_h$	$\Phi$
	m	kN/m <sup>3</sup>		kN/m <sup>3</sup>	Grados
	5	18,00	0,331	35119,8	42
	10	18,00	0,357	70239,6	40
	20,00	18,00	0,357	140479,2	40
	30,00	18,00	0,426	210718,8	35
	37,5	18	0,426	263398,5	35

MACIZO ARENISCA	PROFUNDIDAD	$\gamma$	$K_o$	$K_h$	$\Phi$	E	
	m	kN/m <sup>3</sup>		kN/m <sup>3</sup>	Grados	Mpa	kPa
	40,60	25,5	0,277	223950,2803	46,3	543,9	543900

**Tabla D13.** Definición de las propiedades geotécnicas del suelo y macizo rocoso. Pilotes 17 y 24. Eje 4.

EJE 4		
Concreto clase C 28 [Mpa]		
PILOTE	LONGITUD	DIÁMETRO
m	m	m
17 y 24	34,7	2,5

SUELO	PROFUNDIDAD	$\gamma$	$K_o$	$K_h$	$\Phi$
	m	kN/m <sup>3</sup>		kN/m <sup>3</sup>	Grados
	5	18,00	0,331	35119,8	42
	10	18,00	0,357	70239,6	40
	20,00	18,00	0,357	140479,2	40
	31,50	18,00	0,426	221254,74	35

MACIZO ARENISCA	PROFUNDIDAD	$\gamma$	$K_o$	$K_h$	$\Phi$	E	
	m	kN/m <sup>3</sup>		kN/m <sup>3</sup>	Grados	Mpa	kPa
	34,70	25,5	0,277	235268,4204	46,3	543,9	543900

**Tabla D14.** Definición de las propiedades geotécnicas del suelo y macizo rocoso. Pilote 18. Eje 4.

EJE 4		
Concreto clase C 28 [Mpa]		
PILOTE	LONGITUD	DIÁMETRO
m	m	m
18	29,3	2,5

SUELO	PROFUNDIDAD	$\gamma$	$K_o$	$K_h$	$\Phi$
	m	kN/m <sup>3</sup>		kN/m <sup>3</sup>	Grados
	5	18,00	0,331	35119,8	42
	10	18,00	0,357	70239,6	40
	20,00	18,00	0,357	140479,2	40
	26,50	18,00	0,426	186134,94	35

MACIZO ARENISCA	PROFUNDIDAD	$\gamma$	$K_o$	$K_h$	$\Phi$	E	
	m	kN/m <sup>3</sup>		kN/m <sup>3</sup>	Grados	Mpa	kPa
	29,30	25,5	0,277	248814,0035	46,3	543,9	543900

**Tabla D 15.** Definición de las propiedades geotécnicas del suelo y macizo rocoso. Pilote 19. Eje 4.

EJE 4		
Concreto clase C 28 [Mpa]		
PILOTE	LONGITUD	DIÁMETRO
m	m	m
19	31,4	2,5

SUELO	PROFUNDIDAD	$\gamma$	$K_o$	$K_h$	$\Phi$
	m	kN/m <sup>3</sup>		kN/m <sup>3</sup>	Grados
	5	18,00	0,331	35119,8	42
	10	18,00	0,357	70239,6	40
	20,00	18,00	0,357	140479,2	40
	28,50	18,00	0,426	200182,86	35

MACIZO ARENISCA	PROFUNDIDAD	$\gamma$	$K_o$	$K_h$	$\Phi$	E	
	m	kN/m <sup>3</sup>		kN/m <sup>3</sup>	Grados	Mpa	kPa
	31,40	25,5	0,277	243086,6813	46,3	543,9	543900

**Tabla D16.** Definición de las propiedades geotécnicas del suelo y macizo rocoso. Pilote 20. Eje 4.

EJE 4		
Concreto clase C 28 [Mpa]		
PILOTE	LONGITUD	DIÁMETRO
m	m	m
20	33,1	2,5

SUELO	PROFUNDIDAD	$\gamma$	$K_o$	$K_h$	$\Phi$
	m	kN/m <sup>3</sup>		kN/m <sup>3</sup>	Grados
	5	18,00	0,331	35119,8	42
	10	18,00	0,357	70239,6	40
	20,00	18,00	0,357	140479,2	40
	30,50	18,00	0,426	214230,78	35

MACIZO ARENISCA	PROFUNDIDAD	$\gamma$	$K_o$	$K_h$	$\Phi$	E	
	m	kN/m <sup>3</sup>		kN/m <sup>3</sup>	Grados	Mpa	kPa
	33,10	25,5	0,277	238898,0206	46,3	543,9	543900

**Tabla D17.** Definición de las propiedades geotécnicas del suelo y macizo rocoso. Pilote 21. Eje 4.

EJE 4		
Concreto clase C 28 [Mpa]		
PILOTE	LONGITUD	DIÁMETRO
m	m	m
21	35,6	2,5

SUELO	PROFUNDIDAD	$\gamma$	$K_o$	$K_h$	$\Phi$
	m	kN/m <sup>3</sup>		kN/m <sup>3</sup>	Grados
	5	18,00	0,331	35119,8	42
	10	18,00	0,357	70239,6	40
	20,00	18,00	0,357	140479,2	40
	32,50	18,00	0,426	228278,7	35

MACIZO ARENISCA	PROFUNDIDAD	$\gamma$	$K_o$	$K_h$	$\Phi$	E	
	m	kN/m <sup>3</sup>		kN/m <sup>3</sup>	Grados	Mpa	kPa
	35,60	25,5	0,277	233345,3931	46,3	543,9	543900

**Tabla D18.** Definición de las propiedades geotécnicas del suelo y macizo rocoso. Pilote 22. Eje 4.

EJE 4		
Concreto clase C 28 [Mpa]		
PILOTE	LONGITUD	DIÁMETRO
m	m	m
22	34,8	2,5

SUELO	PROFUNDIDAD	$\gamma$	$K_o$	$K_h$	$\Phi$
	m	kN/m <sup>3</sup>		kN/m <sup>3</sup>	Grados
	5	18,00	0,331	35119,8	42
	10	18,00	0,357	70239,6	40
	20,00	18,00	0,357	140479,2	40
	31,50	18,00	0,426	221254,74	35

MACIZO ARENISCA	PROFUNDIDAD	$\gamma$	$K_o$	$K_h$	$\Phi$	E	
	m	kN/m <sup>3</sup>		kN/m <sup>3</sup>	Grados	Mpa	kPa
	34,80	25,5	0,277	235050,7235	46,3	543,9	543900

**Tabla D19.** Definición de las propiedades geotécnicas del suelo y macizo rocoso. Pilote 22A. Eje 4.

EJE 4		
Concreto clase C 28 [Mpa]		
PILOTE	LONGITUD	DIÁMETRO
m	m	m
22A	32	1,2

SUELO	PROFUNDIDAD	$\gamma$	$K_o$	$K_h$	$\Phi$
	m	kN/m <sup>3</sup>		kN/m <sup>3</sup>	Grados
	5	18,00	0,331	73166,25	42
	10	18,00	0,357	146332,5	40
	20,00	18,00	0,357	292665	40
	32,00	18,00	0,426	468264	35

MACIZO ARENISCA	PROFUNDIDAD	$\gamma$	$K_o$	$K_h$	$\Phi$	E	
	m	kN/m <sup>3</sup>		kN/m <sup>3</sup>	Grados	Mpa	kPa
	32,00	25,5	0,277	405025,2873	46,3	543,9	543900



**Tabla D20.** Definición de las propiedades geotécnicas del suelo y macizo rocoso. Pilote 23. Eje 4.

EJE 4		
Concreto clase C 28 [Mpa]		
PILOTE	LONGITUD	DIÁMETRO
m	m	m
23	34,6	2,5

SUELO	PROFUNDIDAD	$\gamma$	$K_o$	$K_h$	$\Phi$
	m	kN/m <sup>3</sup>		kN/m <sup>3</sup>	Grados
	5	18,00	0,331	35119,8	42
	10	18,00	0,357	70239,6	40
	20,00	18,00	0,357	140479,2	40
	31,50	18,00	0,426	221254,74	35

MACIZO ARENISCA	PROFUNDIDAD	$\gamma$	$K_o$	$K_h$	$\Phi$	E	
	m	kN/m <sup>3</sup>		kN/m <sup>3</sup>	Grados	Mpa	kPa
	34,60	25,5	0,277	235487,1511	46,3	543,9	543900

**Tabla D21. Definición de las propiedades geotécnicas del suelo y macizo rocoso. Pilotes 25 al 27. Eje 5.**

EJE 5		
Concreto clase D 21 [Mpa]		
PILOTE	LONGITUD	DIÁMETRO
m	m	m
25, 26 y 27	13	1,5

SUELO	PROFUNDIDAD	$\gamma$	$K_o$	$K_h$	$\Phi$
	m	kN/m <sup>3</sup>		kN/m <sup>3</sup>	Grados
	5	18,00	0,331	58533	42
	10,00	18,00	0,357	117066	40
	13,00	18,00	0,357	152185,8	40

**Tabla D22. Definición de las propiedades geotécnicas del suelo y macizo rocoso. Zapatas. Eje 2,3, 4 y 5.**

ZAPATAS EJES 2,3,4 Y 5		
Concreto clase C 28 [Mpa]		
Z	B	H
m	m	m
18	18	4
Ver figura A1		

SUELO	PROFUNDIDAD	$\gamma$	$K_o$	$K_h$	$\Phi$
	m	kN/m <sup>3</sup>		kN/m <sup>3</sup>	Grados
	4,00	18,00	0,331	1460,6	42
ESPECIFICACIÓN	Ver figura A1	Ver Tabla B.1	Ver expresión C.6	Ver expresión C.7	Ver Tabla B.1

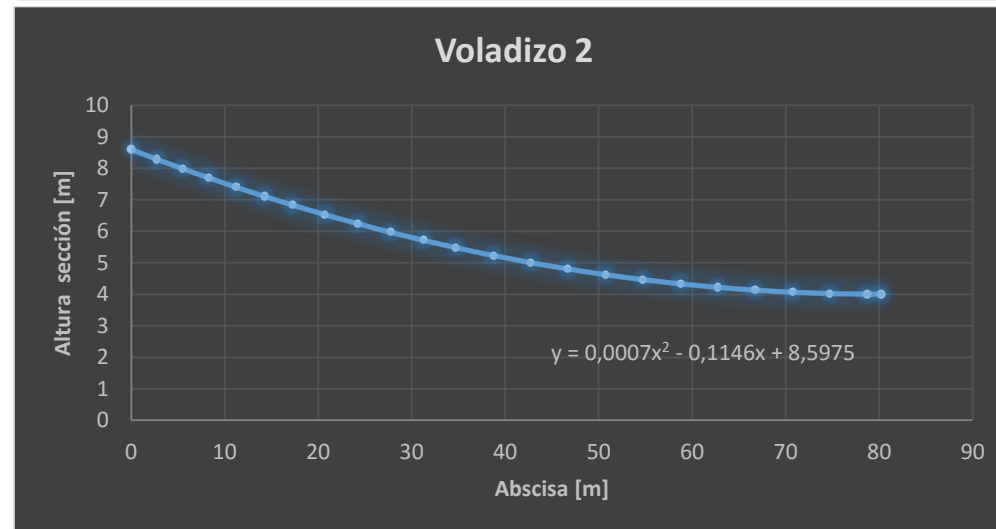
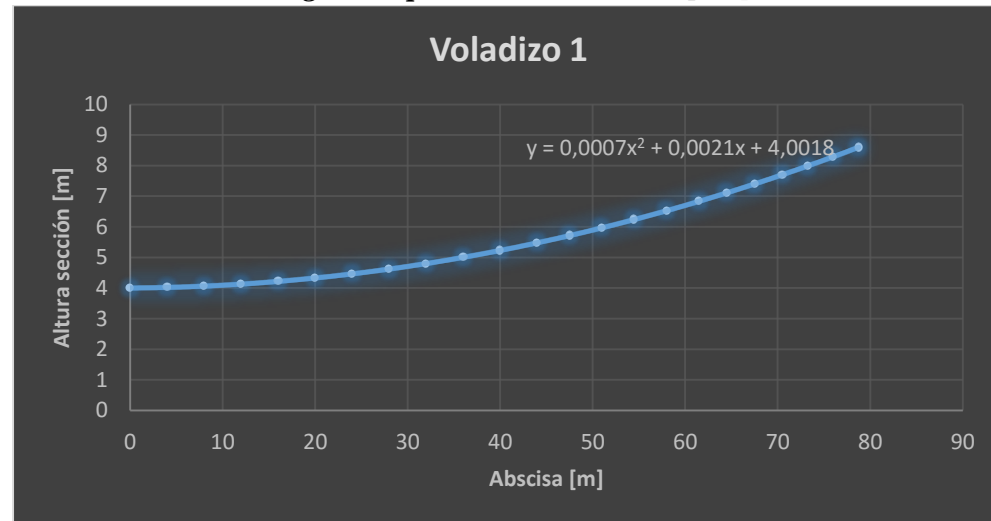
Conversión de las dimensiones de dovelas a dimensiones requeridas por el software Midas Civil. Ver Anexo A.

**Tabla D23.** Medidas ingresadas secciones transversales de las dovelas

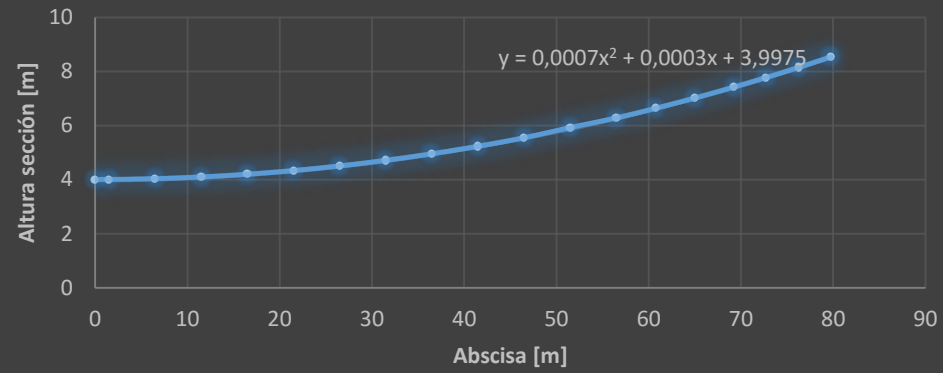
Dimensión	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
HO1	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200
HO2	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350
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
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
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
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
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
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
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
HI2	0.326	0.320	0.326	0.326	0.325	0.325	0.325	0.325	0.325	0.324	0.324	0.324	0.324	0.324	0.323	0.323	0.323	0.323	0.322	0.322	0.322	0.322	0.322
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
HI3	6.894	6.748	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
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	0.049	0.106	0.162	0.219	0.275	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	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
BI1	2.000	2.000	2.009	2.018	2.027	2.036	2.046	2.055	2.066	2.078	2.089	2.100	2.111	2.124	2.137	2.149	2.162	2.175	2.188	2.200	2.200	2.200	2.200
BI1-2	0.750	0.750	0.759	0.768	0.777	0.786	0.796	0.805	0.816	0.828	0.839	0.850	0.861	0.874	0.887	0.899	0.912	0.925	0.938	0.950	0.950	0.950	0.950
BI3	2.000	2.000	2.009	2.018	2.027	2.036	2.046	2.055	2.066	2.078	2.089	2.100	2.111	2.124	2.137	2.149	2.162	2.175	2.188	2.200	2.200	2.200	2.200
BI3-2	2.000	2.000	2.009	2.017	2.026	2.036	2.045	2.055	2.066	2.077	2.088	2.099	1.864	1.595	1.326	1.056	0.787	0.800	0.813	0.825	0.825	0.825	0.825
Dimensión	23	24	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	0.200	0.200	
HO2	0.350	0.350	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	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	
HO2-2	0.050	0.050	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	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	
HO3	3.401	3.399	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	3.414	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	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	
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	
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	
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	
HI2	0.322	0.322	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	0.472	0.472	0.437	0.402	0.367	0.332	0.322	
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	
HI3	2.925	2.923	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	0.275	0.275	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	0.000	0.000	
HI5	0.220	0.220	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	2.200	2.200	2.000	2.000	2.012	2.024	2.036	2.051	2.150	2.080	2.097	2.114	2.132	2.149	2.166	2.183	2.200	2.200	2.200	2.200	2.200	2.200	
BI1-2	0.950	0.950	0.750	0.750	0.762	0.774	0.786	0.801	0.900	0.830	0.847	0.864	0.882	0.899	0.916	0.933	0.950	0.950	0.950	0.950	0.950	0.950	
BI3	2.200	2.200	2.000	2.000	2.012	2.024	2.036	2.051	2.150	2.080	2.097	2.114	2.132	2.149	2.166	2.183	2.200	2.200	2.200	2.200	2.200	2.200	
BI3-2	0.825	0.825	2.000	2.000	2.012	2.024	2.036	2.050	2.150	2.080	2.097	2.114	1.857	1.599	1.881	1.083	0.825	0.825	0.825	0.825	0.825	0.825	

Cálculo regresión polinómica obteniendo como resultado una curva de orden dos para la variación de las dovelas de los seis voladizos.

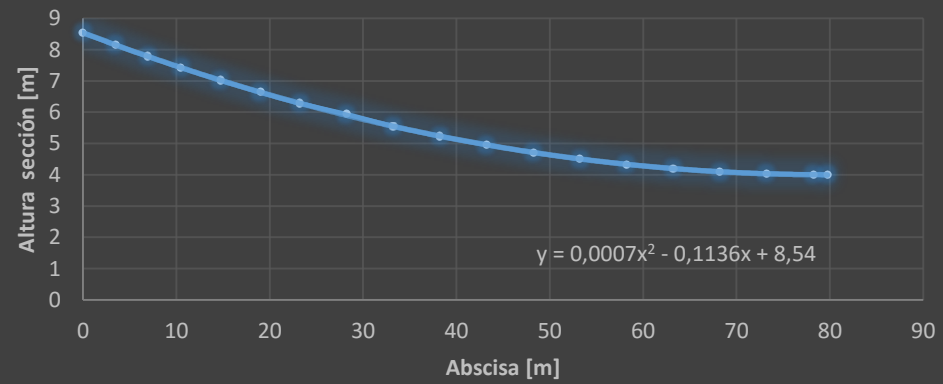
**Regresión polinómica Voladizo [1-6]**



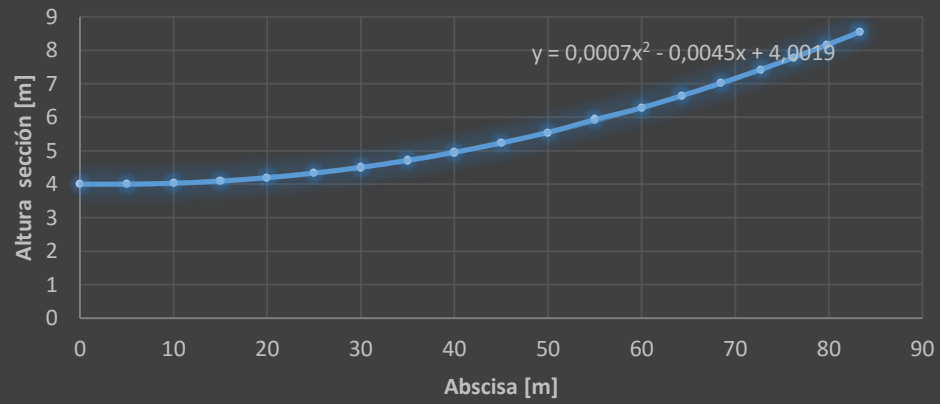
### Voladizo 3



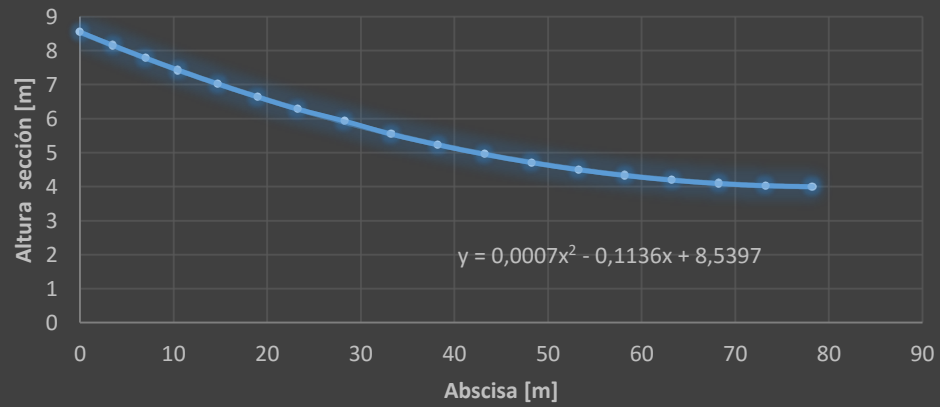
### Voladizo 4



### Voladizo 5



### Voladizo 6



Cálculo de las cargas sobrepuestas.

**Tabla D24. Cargas Sobrepuestas**

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	DENSIDAD	DISTANCIA	MOMENTO	CARGA		
<b>BARANDA</b>				<b>2,042</b>	<b>KN*m/m</b>	<b>0,387</b>	<b>KN*m</b>
Acero ASTM A-500C en perfilera para parales (incluye accesorios)	5984	kg	5,275	m			
Acero ASTM A-500C en perfilera para travesaños (incluye accesorios)	14083	Kg	5,275	m			
<b>PARAPETO</b>				<b>-3,904</b>	<b>KN*m/m</b>	<b>8,731</b>	<b>KN*m</b>
Concreto - clase D - f'c= 21 MPa- T.M.A= 19mm	180	m3	22,7	KN/m3	-1,000	m	
Costado Derecho	90	m3			4,275	m	
Costado Izquierdo	90	m3			-5,275	m	
Acero de refuerzo fy=420 Mpa- ASTM A- 706- Gr 60	31006	kg			-1,000	m	
Costado Derecho	15503	kg			4,275	m	
Costado Izquierdo	15503	kg			-5,275	m	
Acero ASTM -A53B en tubería para barandas (incluye accesorios)	5062	kg			4,225	m	
<b>PAVIMENTO</b>				<b>-9,205</b>	<b>KN*m/m</b>	<b>9,951</b>	<b>KN*m</b>
Mezcla densa en caliente tipo MDC-2, para capa de rodadura	230	m3	22	KN/m3	-0,5000	m	
Costado Derecho	80,5				2,0000	m	6,966 KN*m/m 3,483 KN/m
Costado Izquierdo	149,5				-2,5000	m	-16,170 KN*m/m 6,468 KN/m
<b>TOTAL</b>				<b>-11,067</b>	<b>KN*m/m</b>	<b>19,069</b>	<b>KN*m</b>
<b>ESPECIFICACIONES</b>	Anexo planos	Código de puentes Tabla 3.5.1-1	Anexo planos				



*Cálculo de las cargas sobrepuestas debidas a la acción del agua. Las cargas se encuentran aplicadas perpendicular a la superficie mencionada en las tablas.*

**Tabla D25.** Peso específico del agua utilizado.

AGUA	$\gamma$	10	kN/m <sup>3</sup>
------	----------	----	-------------------

**Tabla D.21.** Factores utilizados.

Cd	1,4	
Cl	1	
V	1	m/s

**Tabla D26.** Presiones y cargas debidas a la acción del agua sobre la pila del eje 2.

ALTURA PILA	ALTUR A NIVEL AGUA	SECCIÓN INICIAL		SECCIÓN FINAL		ÁNGULO INLCINACIÓN CARA TRANSVERSA L	SECCIÓN AL NIVEL DEL AGUA		DIMENSIONES ZAPATA		
		a	b	a	b		a	b	a	b	h
m	m	m	m	m	m	Grados	m	m	m	m	m
42	34,6	6	10,6	6	6	1,516	6	8,77	18	18	4

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	346	35927,377	35914,8	950,5543
CARAS LONGITUDINALES	346	57967,95	57967,95	0

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN
ZAPATAS	346	90098,4

SUBPRESIÓN	p kN/m <sup>2</sup>	F kN
	386	125064

PRESIÓN DINÁMICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	0,7	145,371	145,32	3,846
CARAS LONGITUDINALES	0,051	17,089	17,089	0

EJE 2

ALTURA PILA	ALTURA NIVEL AGUA	SECCIÓN INICIAL		SECCIÓN FINAL		ÁNGULO INLCINACIÓN CARA TRANSVERSAL	SECCIÓN AL NIVEL DEL AGUA		DIMENSIONES ZAPATA		
		a	b	a	b		a	b	a	b	h
m	m	m	m	m	m	Grados	m	m	m	m	m
42	29,6	6	10,6	6	6	1,516	6	9,03	18	18	4

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	296	26294,005	26284,8	695,6778
CARAS LONGITUDINALES	296	43004,47	43004,47	0

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN
ZAPATAS	296	77078,4

SUBPRESIÓN	p kN/m <sup>2</sup>	F kN
ZAPATAS	336	108864

PRESIÓN DINÁMICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	0,7	124,364	124,320	3,290
CARAS LONGITUDINALES	0,051	14,819	14,819	0

EJE 2											
ALTURA PILA	ALTURA NIVEL AGUA	SECCIÓN INICIAL		SECCIÓN FINAL		ÁNGULO INLCINACIÓN CARA TRANSVERSAL	SECCIÓN AL NIVEL DEL AGUA		DIMENSIONES ZAPATA		
		a	b	a	b		a	b	a	b	h
m	m	m	m	m	m	Grados	m	m	m	m	m
42	24,6	6	10,6	6	6	1,516	6	9,30	18	18	4

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	246	18161,158	18154,8	480,5017
CARAS LONGITUDINALES	246	30103,423	30103,423	0

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN
ZAPATAS	246	64058,4

SUBPRESIÓN	p kN/m <sup>2</sup>	F kN
ZAPATAS	286	92664

PRESIÓN DINÁMICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	0,7	103,356	103,320	2,735
CARAS LONGITUDINALES	0,051	12,482	12,482	0

EJE 2											
ALTURA PILA	ALTURA NIVEL AGUA	SECCIÓN INICIAL		SECCIÓN FINAL		ÁNGULO INLCINACIÓN CARA TRANSVERSAL	SECCIÓN AL NIVEL DEL AGUA		DIMENSIONES ZAPATA		
		a	b	a	b		a	b	a	b	h
m	m	m	m	m	m	Grados	m	m	m	m	m
42	19,6	6	10,6	6	6	1,516	6	9,56	18	18	4

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	196	11528,836	11524,8	305,026
CARAS LONGITUDINALES	196	19364,062	19364,062	0

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN
ZAPATAS	196	51038,4

SUBPRESIÓN	p kN/m <sup>2</sup>	F kN
ZAPATAS	236	76464

PRESIÓN DINÁMICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	0,7	82,349	82,320	2,179
CARAS LONGITUDINALES	0,051	10,077	10,077	0

EJE 2

ALTURA PILA	ALTURA NIVEL AGUA	SECCIÓN INICIAL		SECCIÓN FINAL		ÁNGULO INLCINACIÓN CARA TRANSVERSAL	SECCIÓN AL NIVEL DEL AGUA		DIMENSIONES ZAPATA		
		a	b	a	b		a	b	a	b	h
m	m	m	m	m	m	Grados	m	m	m	m	m
42	17,6	6	10,6	6	6	1,516	6	9,67	18	18	4

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	176	9296,0542	9292,8	245,9518
CARAS LONGITUDINALES	176	15695,821	15695,821	0

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN
ZAPATAS	176	45830,4

SUBPRESIÓN	p kN/m <sup>2</sup>	F kN
ZAPATAS	216	69984



PRESIÓN DINÁMICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	0,7	73,946	73,920	1,956
CARAS LONGITUDINALES	0,051	9,096	9,096	0

EJE 2											
ALTURA PILA	ALTURA NIVEL AGUA	SECCIÓN INICIAL		SECCIÓN FINAL		ÁNGULO INLCINACIÓN CARA TRANSVERSAL	SECCIÓN AL NIVEL DEL AGUA		DIMENSIONES ZAPATA		
		a	b	a	b		a	b	a	b	h
m	m	m	m	m	m	Grados	m	m	m	m	m
42	18,6	6	10,6	6	6	1,516	6	9,62	18	18	4

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	186	10382,435	10378,8	274,6949
CARAS LONGITUDINALES	186	17484,326	17484,326	0

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN
ZAPATAS	186	48434,4

SUBPRESIÓN	p kN/m <sup>2</sup>	F kN
ZAPATAS	226	73224

PRESIÓN DINÁMICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	0,7	78,147	78,120	2,068
CARAS LONGITUDINALES	0,051	9,588	9,588	0

EJE 2											
ALTURA PILA	ALTURA NIVEL AGUA	SECCIÓN INICIAL		SECCIÓN FINAL		ÁNGULO INLCINACIÓN CARA TRANSVERSAL	SECCIÓN AL NIVEL DEL AGUA		DIMENSIONES ZAPATA		
		a	b	a	b		a	b	a	b	h
m	m	m	m	m	m	Grados	m	m	m	m	m
42	16,6	6	10,6	6	6	1,516	6	9,72	18	18	4

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m2	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	166	8269,6949	8266,8	218,7968
CARAS LONGITUDINALES	166	13999,342	13999,342	0

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m2	F kN
ZAPATAS	166	43226,4

SUBPRESIÓN	p kN/m2	F kN
ZAPATAS	206	66744

PRESIÓN DINÁMICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	0,7	69,744	69,720	1,845
CARAS LONGITUDINALES	0,051	8,602	8,602	0

EJE 2

ALTURA PILA	ALTURA NIVEL AGUA	SECCIÓN INICIAL		SECCIÓN FINAL		ÁNGULO INLCINACIÓN CARA TRANSVERSAL	SECCIÓN AL NIVEL DEL AGUA		DIMENSIONES ZAPATA		
		a	b	a	b		a	b	a	b	h
m	m	m	m	m	m	Grados	m	m	m	m	m
42	15,6	6	10,6	6	6	1,516	6	9,77	18	18	4

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	156	7303,3567	7300,8	193,2297
CARAS LONGITUDINALES	156	12395,683	12395,683	0

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN
ZAPATAS	156	40622,4

SUBPRESIÓN	p kN/m <sup>2</sup>	F kN
ZAPATAS	196	63504

PRESIÓN DINÁMICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	0,7	65,543	65,520	1,734
CARAS LONGITUDINALES	0,051	8,105	8,105	0

EJE 2

ALTURA PILA	ALTURA NIVEL AGUA	SECCIÓN INICIAL		SECCIÓN FINAL		ÁNGULO INLCINACIÓN CARA TRANSVERSAL	SECCIÓN AL NIVEL DEL AGUA		DIMENSIONES ZAPATA		
		a	b	a	b		a	b	a	b	h
m	m	m	m	m	m	Grados	m	m	m	m	m
42	14,6	6	10,6	6	6	1,516	6	9,83	18	18	4

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	146	6397,0394	6394,8	169,2507
CARAS LONGITUDINALES	146	10885,637	10885,637	0

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN
ZAPATAS	146	38018,4

SUBPRESIÓN	p kN/m <sup>2</sup>	F kN
ZAPATAS	186	60264

PRESIÓN DINÁMICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	0,7	61,341	61,320	1,623
CARAS LONGITUDINALES	0,051	7,605	7,605	0

EJE 2											
ALTURA PILA	ALTURA NIVEL AGUA	SECCIÓN INICIAL		SECCIÓN FINAL		ÁNGULO INLCINACIÓN CARA TRANSVERSAL	SECCIÓN AL NIVEL DEL AGUA		DIMENSIONES ZAPATA		
		a	b	a	b		a	b	a	b	h
m	m	m	m	m	m	Grados	m	m	m	m	m
42	9,6	6	10,6	6	6	1,516	6	10,09	18	18	4

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	96	2765,7682	2764,8	73,176
CARAS LONGITUDINALES	96	4767,3988	4767,3988	0

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN
ZAPATAS	96	24998,4

SUBPRESIÓN	p kN/m <sup>2</sup>	F kN
ZAPATAS	136	44064



PRESIÓN DINÁMICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	0,7	40,334	40,320	1,067
CARAS LONGITUDINALES	0,051	5,065	5,065	0

EJE 2											
ALTURA PILA	ALTURA NIVEL AGUA	SECCIÓN INICIAL		SECCIÓN FINAL		ÁNGULO INCLINACIÓN CARA TRANSVERSAL	SECCIÓN AL NIVEL DEL AGUA		DIMENSIONES ZAPATA		
		a	b	a	b		a	b	a	b	h
m	m	m	m	m	m	Grados	m	m	m	m	m
42	0,6	6	10,6	6	6	1,516	6	10,57	18	18	4

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	6	10,803782	10,8	0,286
CARAS LONGITUDINALES	6	19,051416	19,051416	0

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN
ZAPATAS	6	1562,4

SUBPRESIÓN	p kN/m <sup>2</sup>	F kN
ZAPATAS	46	14904

PRESIÓN DINÁMICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	0,7	2,521	2,520	0,067
CARAS LONGITUDINALES	0,051	0,324	0,324	0

**Tabla D27.** Presiones y cargas debidas a la acción del agua sobre la pila del eje 3 y 4.

EJE 3 Y 4											
ALTURA PILA	ALTURA NIVEL AGUA	SECCIÓN INICIAL		SECCIÓN FINAL		ÁNGULO INLCINACIÓN	SECCIÓN AL NIVEL DEL AGUA		DIMENSIONES ZAPATA		
		a	b	a	b		a	b	a	b	h
m	m	m	m	m	m	Grados	m	m	m	m	m
42	39,1	6	11,15	6	6	1,516	6	9,08	18	18	4

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	391	45880,3606	45864,3	1213,8667
CARAS LONGITUDINALES	391	77320,7929	77320,8	0

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN
ZAPATAS	391	100526,1

EJE 3		
SUBPRESIÓN	p kN/m <sup>2</sup>	F kN
CARAS TRANSVERSALES	431	139644

EJE 4		
SUBPRESIÓN	p kN/m <sup>2</sup>	F kN
CARAS TRANSVERSALES	431	143870

PRESIÓN DINÁMICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	0,7	164,277506	164,22	4,3463257
CARAS LONGITUDINALES	0,051	20,1706416	20,1706	0

EJE 3 Y 4											
ALTURA PILA	ALTURA NIVEL AGUA	SECCIÓN INICIAL		SECCIÓN FINAL		ÁNGULO INLCINACIÓN CARA LONGITUDINAL	SECCIÓN AL NIVEL DEL AGUA		DIMENSIONES ZAPATA		
		a	b	a	b		a	b	a	b	h
m	m	m	m	m	m	Grados	m	m	m	m	m
42	34,1	6	11,15	6	6	1,516	6	9,34	18	18	4

EJE 3					
SUBPRESIÓN		p	F		
		kN/m2	kN		
CARAS TRANSVERSALES		381	123444		
PRESIÓN ESTÁTICA		p	F	FX	FZ
		kN/m2	kN	kN	kN
CARAS TRANSVERSALES		341	34896,5156	34884,3	923,26471
CARAS LONGITUDINALES		341	59579,4364	59579,4	0

PRESIÓN ESTÁTICA	p	F
------------------	---	---

	kN/m <sup>2</sup>	kN
ZAPATAS	341	87671,1

EJE 4		
SUBPRESIÓN	p kN/m <sup>2</sup>	F kN
CARAS TRANSVERSALES	381	127180

PRESIÓN DINÁMICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	0,7	143,270	143,220	3,791
CARAS LONGITUDINALES	0,051	17,821	17,821	0,000

EJE 3 Y 4											
ALTURA PILA	ALTURA NIVEL AGUA	SECCIÓN INICIAL		SECCIÓN FINAL		ÁNGULO INLCINACIÓN CARA LONGITUDINAL	SECCIÓN AL NIVEL DEL AGUA		DIMENSIONES ZAPATA		
		a	b	a	b		a	b	a	b	h
m	m	m	m	m	m	Grados	m	m	m	m	m
42	29,1	6	11,15	6	6	1,516	6	9,61	18	18	4

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	291	25413,196	25404,3	672,362
CARAS LONGITUDINALES	291	43948,6996	43948,7	0

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN
ZAPATAS	291	74816,1

EJE 3		
SUBPRESIÓN	p kN/m <sup>2</sup>	F kN
CARAS TRANSVERSALES	331	107244

EJE 4		
SUBPRESIÓN	p kN/m <sup>2</sup>	F kN
CARAS TRANSVERSALES	331	110489

PRESIÓN DINÁMICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	0,7	122,263	122,220	3,235
CARAS LONGITUDINALES	0,051	15,405	15,405	0



EJE 3 Y 4											
ALTURA PILA	ALTURA NIVEL AGUA	SECCIÓN INICIAL		SECCIÓN FINAL		ÁNGULO INLCINACIÓN CARA LONGITUDINAL	SECCIÓN AL NIVEL DEL AGUA		DIMENSIONES ZAPATA		
		a	b	a	b		a	b	a	b	h
m	m	m	m	m	m	Grados	m	m	m	m	m
42	24,1	6	11,15	6	6	1,516	6	9,87	18	18	4

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	241	17430,40	17424,30	461,16
CARAS LONGITUDINALES	241	30527,83	30527,83	0

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN
ZAPATAS	241	61961,1

EJE 3		
SUBPRESIÓN	p kN/m <sup>2</sup>	F kN
CARAS TRANSVERSALES	281	91044

EJE 4		
SUBPRESIÓN	p kN/m <sup>2</sup>	F kN
CARAS TRANSVERSALES	281	93799,2

PRESIÓN DINÁMICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	0,7	101,255	101,220	2,679
CARAS LONGITUDINALES	0,051	12,920	12,920	0

EJE 3 Y 4											
ALTURA PILA	ALTURA NIVEL AGUA	SECCIÓN INICIAL		SECCIÓN FINAL		ÁNGULO INLCINACIÓN CARA LONGITUDINAL	SECCIÓN AL NIVEL DEL AGUA		DIMENSIONES ZAPATA		
		a	b	a	b		a	b	a	b	h
m	m	m	m	m	m	Grados	m	m	m	m	m
42	22,1	6	11,15	6	6	1,516	6	9,98	18	18	4

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	221	14657,4309	14652,3	387,795
CARAS LONGITUDINALES	221	25800,4798	25800,5	0

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN
ZAPATAS	221	56819,1

EJE 3		
SUBPRESIÓN	p kN/m <sup>2</sup>	F kN
CARAS TRANSVERSALES	261	84564

EJE 4		
SUBPRESIÓN	p kN/m <sup>2</sup>	F kN
CARAS TRANSVERSALES	261	87123,1

PRESIÓN DINÁMICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	0,7	92,853	92,820	2,457
CARAS LONGITUDINALES	0,051	11,908	11,908	0

EJE 3 Y 4

ALTURA PILA	ALTURA NIVEL AGUA	SECCIÓN INICIAL		SECCIÓN FINAL		ÁNGULO INLCINACIÓN CARA LONGITUDINAL	SECCIÓN AL NIVEL DEL AGUA		DIMENSIONES ZAPATA		
		a	b	a	b		a	b	a	b	h
m	m	m	m	m	m	Grados	m	m	m	m	m
42	23,1	6	11,15	6	6	1,516	6	9,93	18	18	4

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	231	16013,9057	16008,3	423,683
CARAS LONGITUDINALES	231	28117,5765	28117,6	0

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN
ZAPATAS	231	59390,1

EJE 3		
SUBPRESIÓN	p kN/m <sup>2</sup>	F kN
CARAS TRANSVERSALES	271	87804

EJE 4		
SUBPRESIÓN	p kN/m <sup>2</sup>	F kN
CARAS TRANSVERSALES	271	90461,2

PRESIÓN DINÁMICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	0,7	97,054	97,020	2,568
CARAS LONGITUDINALES	0,051	12,416	12,416	0

EJE 3 Y 4

ALTURA PILA	ALTURA NIVEL AGUA	SECCIÓN INICIAL		SECCIÓN FINAL		ÁNGULO INLCINACIÓN CARA LONGITUDINAL	SECCIÓN AL NIVEL DEL AGUA		DIMENSIONES ZAPATA		
		a	b	a	b		a	b	a	b	h
m	m	m	m	m	m	Grados	m	m	m	m	m
42	21,1	6	11,15	6	6	1,516	6	10,03	18	18	4

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	211	13360,9771	13356,3	353,494
CARAS LONGITUDINALES	211	23577,336	23577,3	0

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN
ZAPATAS	211	54248,1

EJE 3		
SUBPRESIÓN	p kN/m <sup>2</sup>	F kN
CARAS TRANSVERSALES	251	81324

EJE 4		
SUBPRESIÓN	p kN/m <sup>2</sup>	F kN
CARAS TRANSVERSALES	251	83785,1

PRESIÓN DINÁMICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	0,7	88,651	88,620	2,345
CARAS LONGITUDINALES	0,051	11,398	11,398	0



EJE 3 Y 4											
ALTURA PILA	ALTURA NIVEL AGUA	SECCIÓN INICIAL		SECCIÓN FINAL		ÁNGULO INCLINACIÓN CARA LONGITUDINAL	SECCIÓN AL NIVEL DEL AGUA		DIMENSIONES ZAPATA		
		a	b	a	b		a	b	a	b	h
m	m	m	m	m	m	Grados	m	m	m	m	m
42	20,1	6	11,15	6	6	1,516	6	10,09	18	18	4

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	201	12124,5442	12120,3	320,782
CARAS LONGITUDINALES	201	21448,9388	21448,9	0

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN
ZAPATAS	201	51677,1

EJE 3		
SUBPRESIÓN	p kN/m <sup>2</sup>	F kN
CARAS TRANSVERSALES	241	78084

EJE 4		
SUBPRESIÓN	p kN/m <sup>2</sup>	F kN
CARAS TRANSVERSALES	241	80447

PRESIÓN DINÁMICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	0,7	84,450	84,420	2,234
CARAS LONGITUDINALES	0,051	10,885	10,885	0

EJE 3 Y 4											
ALTURA PILA	ALTURA NIVEL AGUA	SECCIÓN INICIAL		SECCIÓN FINAL		ÁNGULO INLCINACIÓN CARA LONGITUDINAL	SECCIÓN AL NIVEL DEL AGUA		DIMENSIONES ZAPATA		
		a	b	a	b		a	b	a	b	h
m	m	m	m	m	m	Grados	m	m	m	m	m
42	19,1	6	11,15	6	6	1,516	6	10,14	18	18	4

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	191	10948,1324	10944,3	289,657
CARAS LONGITUDINALES	191	19416,0823	19416,1	0

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN
ZAPATAS	191	49106,1

EJE 3			
SUBPRESIÓN		p kN/m <sup>2</sup>	F kN
CARAS TRANSVERSALES		231	74844

EJE 4			
SUBPRESIÓN		p kN/m <sup>2</sup>	F kN
CARAS TRANSVERSALES		231	77109

PRESIÓN DINÁMICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	0,7	80,248	80,220	2,123
CARAS LONGITUDINALES	0,051	10,369	10,369	0

EJE 3 Y 4

ALTURA PILA	ALTURA NIVEL AGUA	SECCIÓN INICIAL		SECCIÓN FINAL		ÁNGULO INLCINACIÓN CARA LONGITUDINAL	SECCIÓN AL NIVEL DEL AGUA		DIMENSIONES ZAPATA		
		a	b	a	b		a	b	a	b	h
m	m	m	m	m	m	Grados	m	m	m	m	m
42	14,1	6	11,15	6	6	1,516	6	10,40	18	18	4

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	141	5966,389	5964,3	157,85404
CARAS LONGITUDINALES	141	10712,7005	10712,7	0

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN
ZAPATAS	141	36251,1

EJE 3		
SUBPRESIÓN	p kN/m <sup>2</sup>	F kN
CARAS TRANSVERSALES	181	58644

EJE 4		
SUBPRESIÓN	p kN/m <sup>2</sup>	F kN
CARAS TRANSVERSALES	181	60418,7

PRESIÓN DINÁMICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	0,7	59,241	59,220	1,567
CARAS LONGITUDINALES	0,051	7,750	7,750	0

EJE 3 Y 4											
ALTURA PILA	ALTURA NIVEL AGUA	SECCIÓN INICIAL		SECCIÓN FINAL		ÁNGULO INCLINACIÓN CARA LONGITUDINAL	SECCIÓN AL NIVEL DEL AGUA		DIMENSIONES ZAPATA		
		a	b	a	b		a	b	a	b	h
m 42	m 14,1	m 6	m 11,15	m 6	m 6	Grados 1,516	m 6	m 10,40	m 18	m 18	m 4

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	141	5966,389	5964,3	157,85404
CARAS LONGITUDINALES	141	10712,7005	10712,7	0

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN
ZAPATAS	141	36251,1

EJE 3		
SUBPRESIÓN	p kN/m <sup>2</sup>	F kN
CARAS TRANSVERSALES	181	58644

EJE 4		
SUBPRESIÓN	p kN/m <sup>2</sup>	F kN
CARAS TRANSVERSALES	181	60418,7

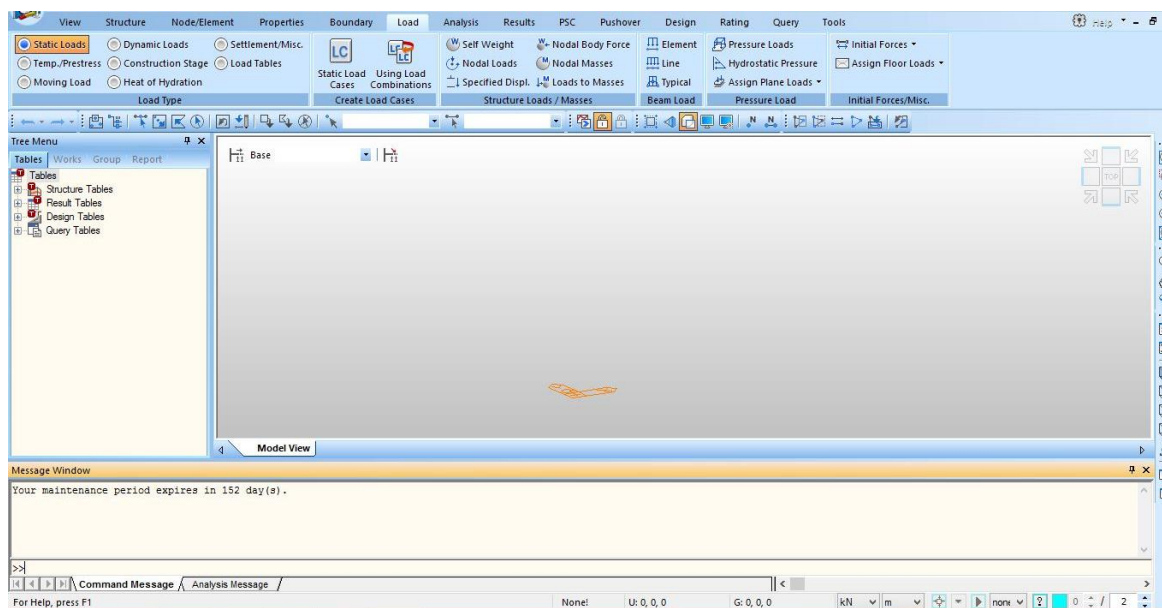
PRESIÓN DINÁMICA	p kN/m <sup>2</sup>	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	0,7	59,241	59,220	1,567
CARAS LONGITUDINALES	0,051	7,750	7,750	0

## ANEXO E: MODELAMIENTO NUMÉRICO

El modelo del puente se elaboró en el software MIDAS Civil 2016. La información correspondiente a las dimensiones de la estructura, propiedades de los materiales, condiciones de frontera y asignación de cargas al modelo se obtuvo de los planos constructivos del puente diseñado por INGETEC Ingeniería y diseño S.A. y que fueron facilitados por la Secretaría de Infraestructura de Santander.

Metodología empleada para realizar el modelo numérico por elementos finitos.

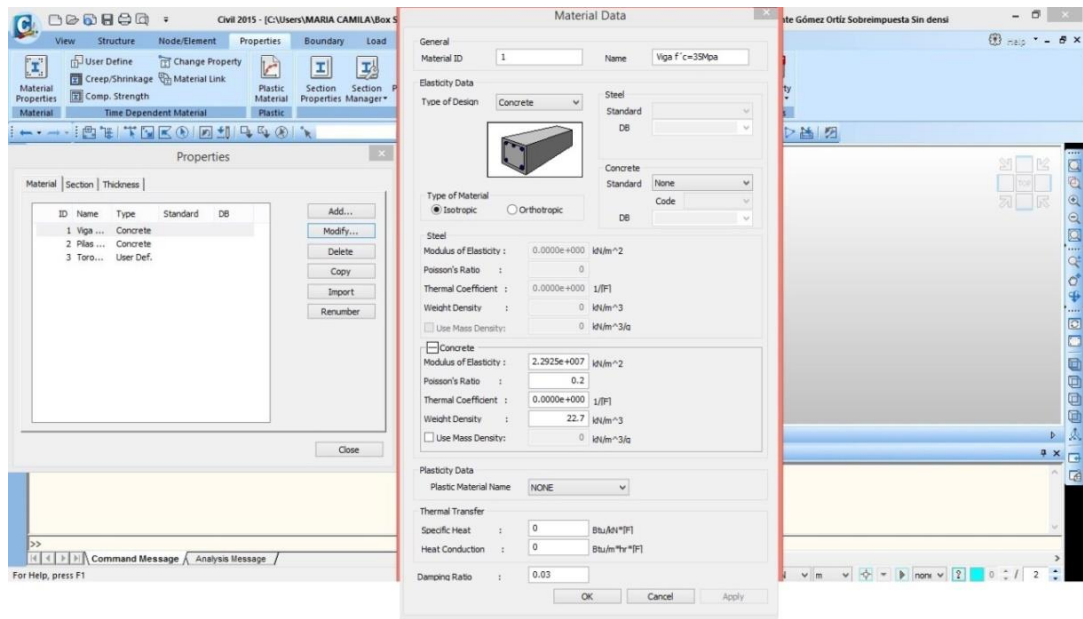
- Creación de un nuevo proyecto, asignación de unidades KN-m En la interfaz del programa MIDAS Civil se crea un nuevo proyecto y se guarda en una carpeta. Asignación de unidades KN-m.



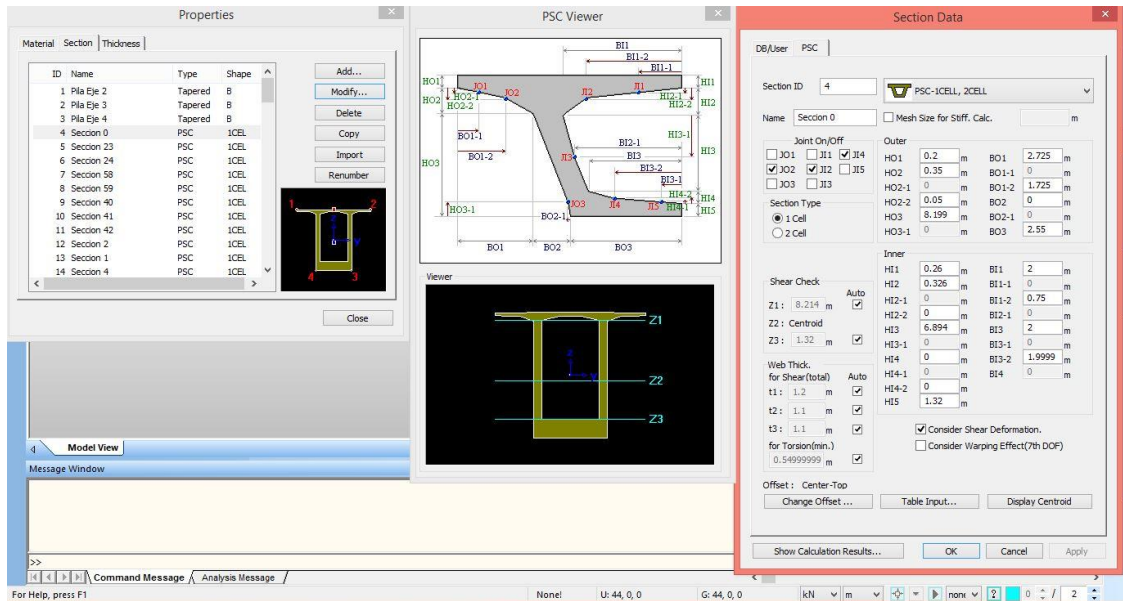
- Definición de las propiedades de los materiales a utilizar. En la siguiente tabla se encuentra las propiedades de los materiales empleados en el modelo, obtenidas según los planos utilizados en la construcción (*Ver anexo A*).



Ruta: *Propeties>>Material Properties>>Material>>Add*

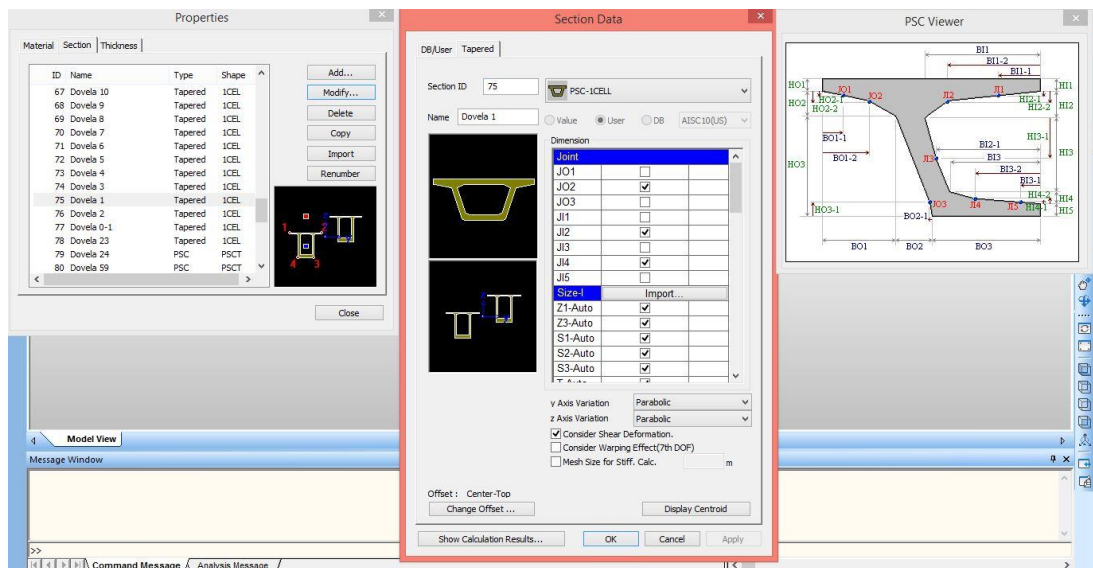


- Creación de las secciones transversales de cada una de las dovelas del puente, identificando de los planos las dimensiones requeridas por el programa. *Ver Anexo A y Anexo D.*
- Ruta: *Propeties>>Section Properties>>Section>>PSC>>PSC-1CELL, 2CELL*



- Creación de cada una de las dovelas, indicando la sección transversal en la que inicia y finaliza, para esto se importó las secciones creadas en el paso anterior. La variación de la geometría de la sección transversal de las dovelas se considera cuadrática y de las pilas lineal. Ver Anexo D.

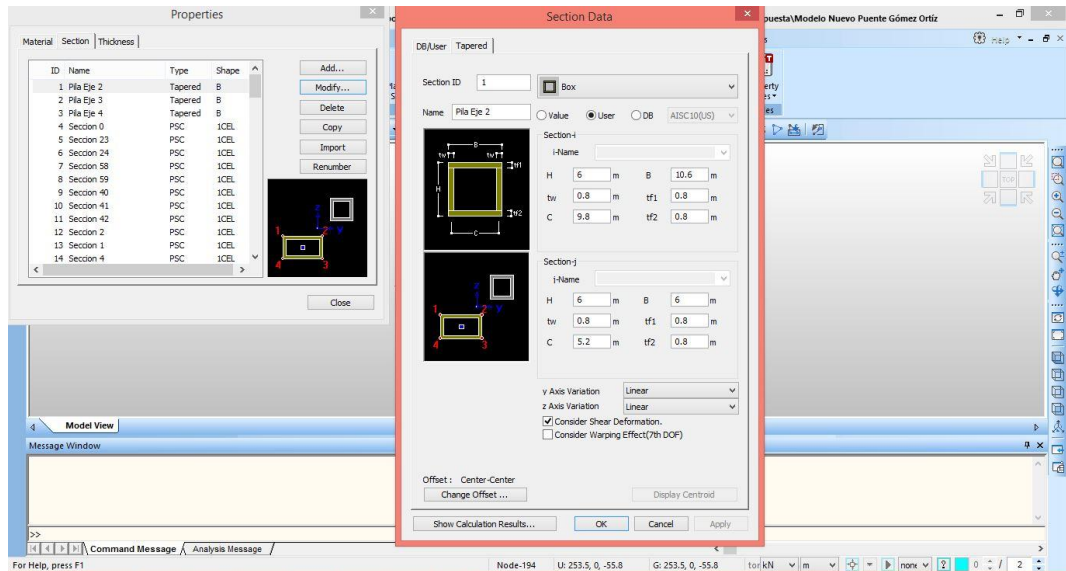
Ruta: *Propeties*>>*Section Properties*>>*Section*>>*Tapered*>>*PSC-ICELL*



- Creación de las secciones transversales de las tres pilas del puente, identificando de los planos las dimensiones requeridas por el programa. La variación de la geometría de la

sección transversal de las pilas es lineal. La pila número 2 se dividió en doce segmentos de 3.5m y las pilas 3 y 4 en catorce segmentos, doce de 3.5m y dos de 2.5m. Ver Anexo A.

Ruta: *Propeties>>Section >>Tapered>>Box*



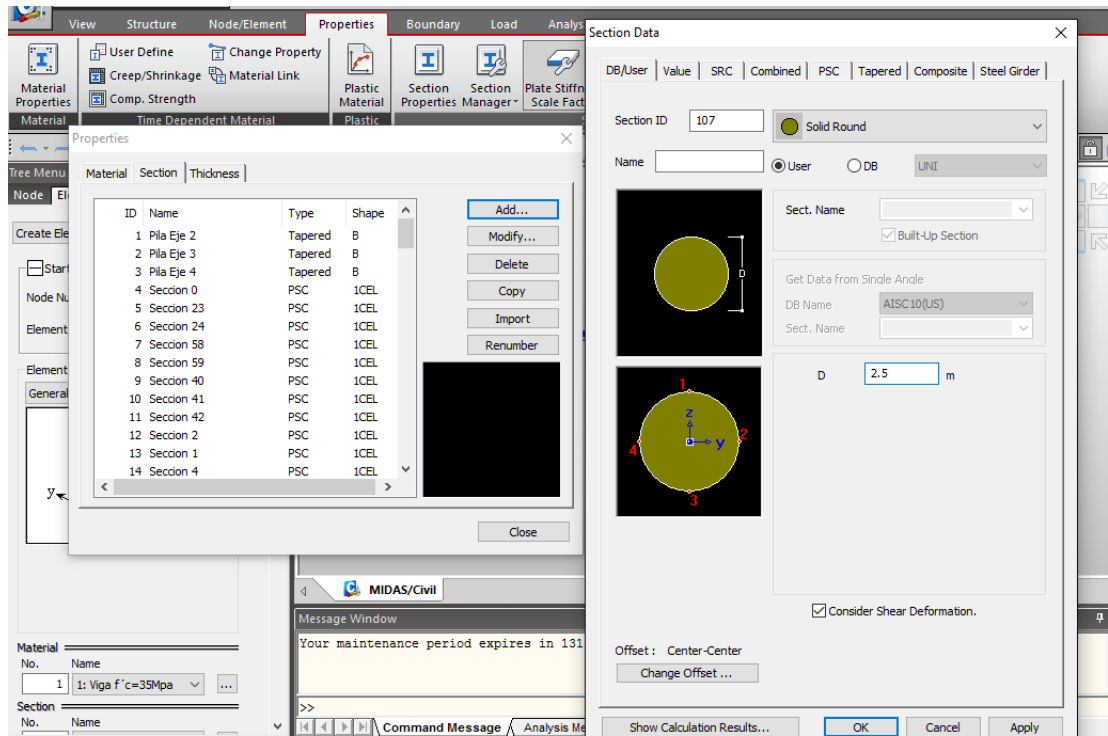
- Creación de las secciones transversales de los pilotes, identificando de los planos las dimensiones requeridas por el programa. Fueron divididos en segmentos cada 0.5 metros.

Ver

Anexo

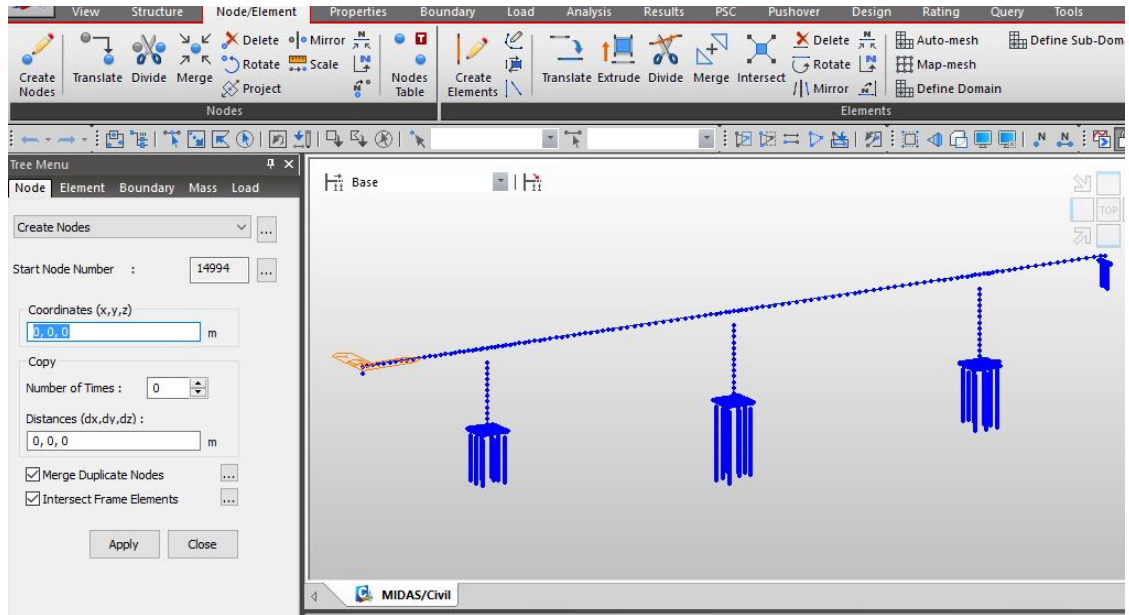
A.

Ruta: *Propeties>>Section >>DB/User >>Solid Round*

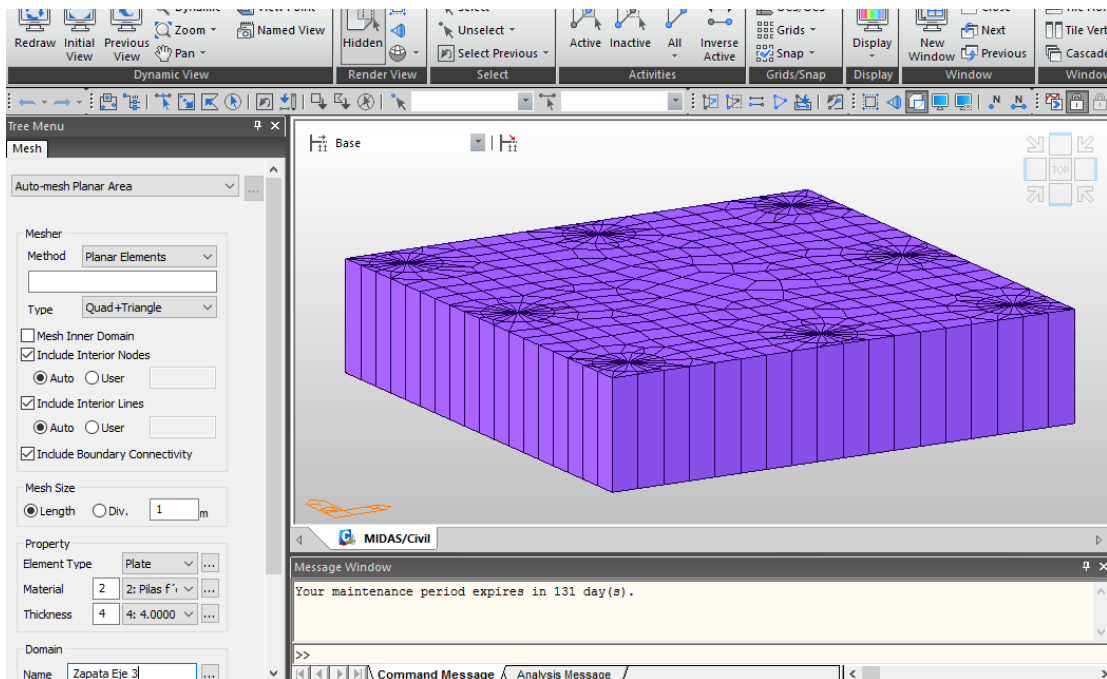


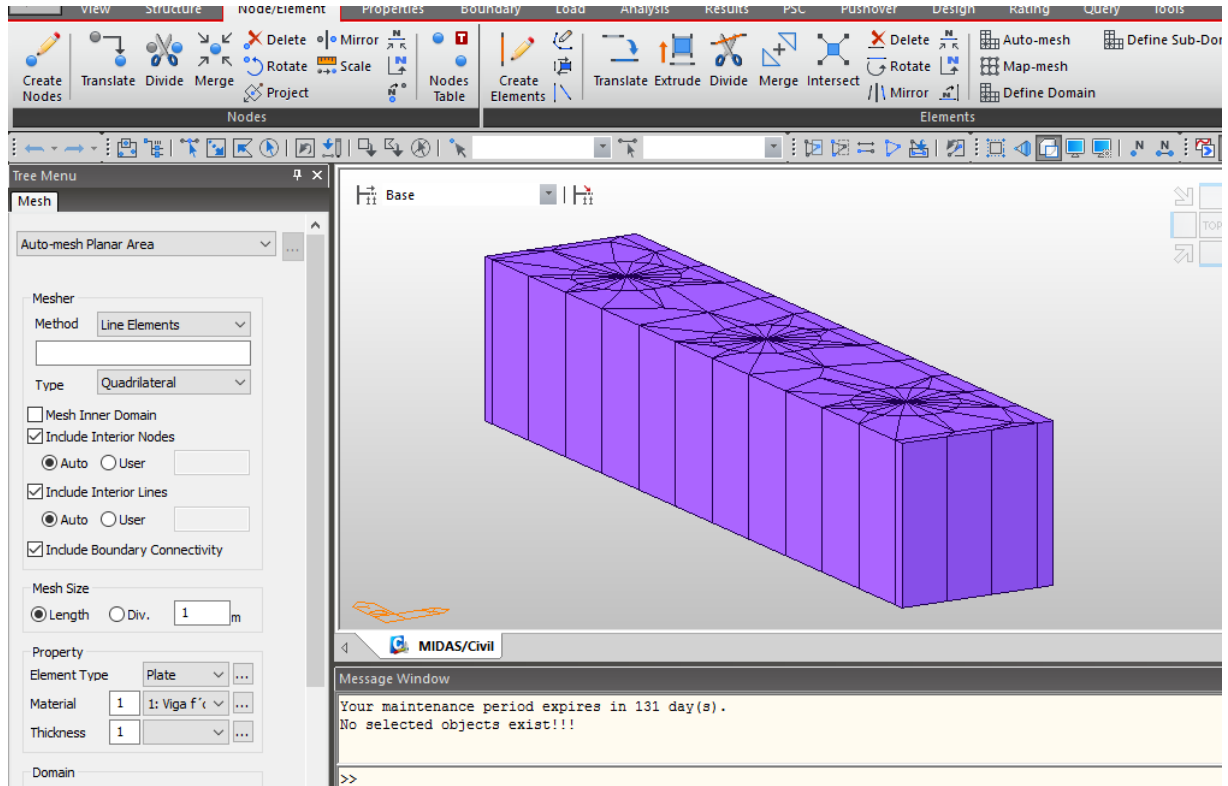
- Creación de los nodos de la estructura situándolos por medio de coordenadas, ubicación de la coordenada (0,0,0) en el estribo correspondiente al sentido Zapoteca-Girón. Cada dovola y cada pila tienen dos nodos.

Ruta: *Node/Element*>>*Create Nodes*

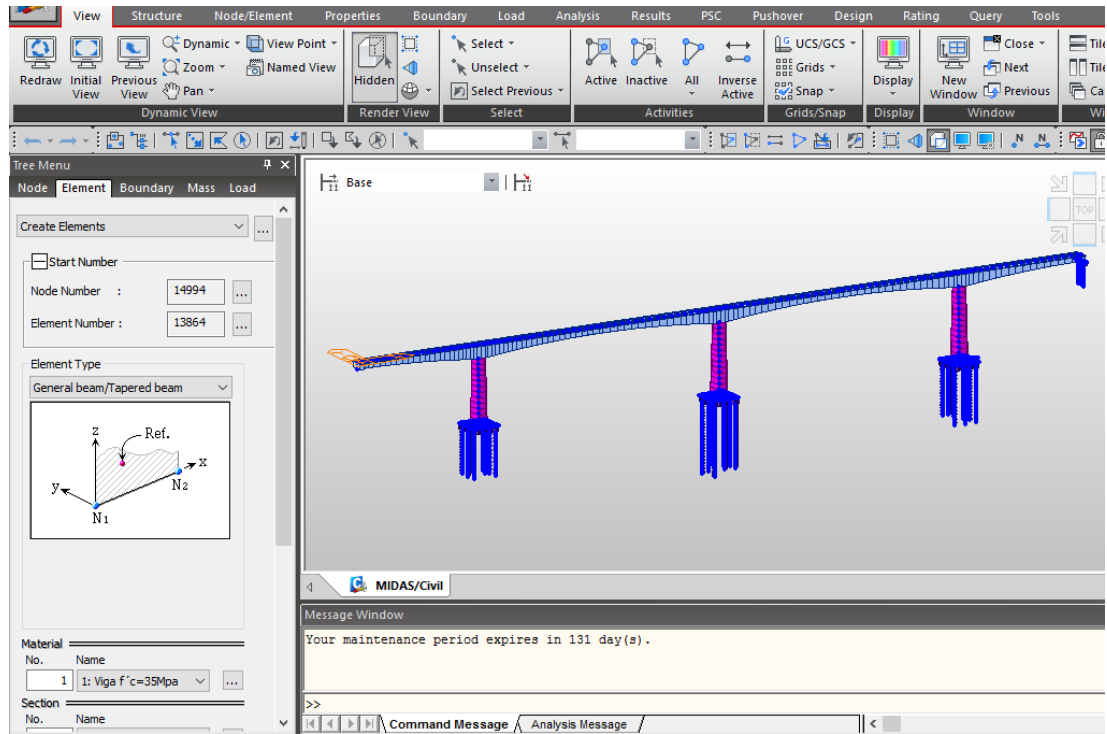


- Creación de las zapatas y estribos del extremo derecho como un elemento tipo Plate, identificando de los planos las dimensiones requeridas por el programa. Con una malla cuadrada y triangular de división de 1 metro. Ver Anexo A. Ruta: Node/Element >>Auto-mesh >>Auto-mesh planar Área.

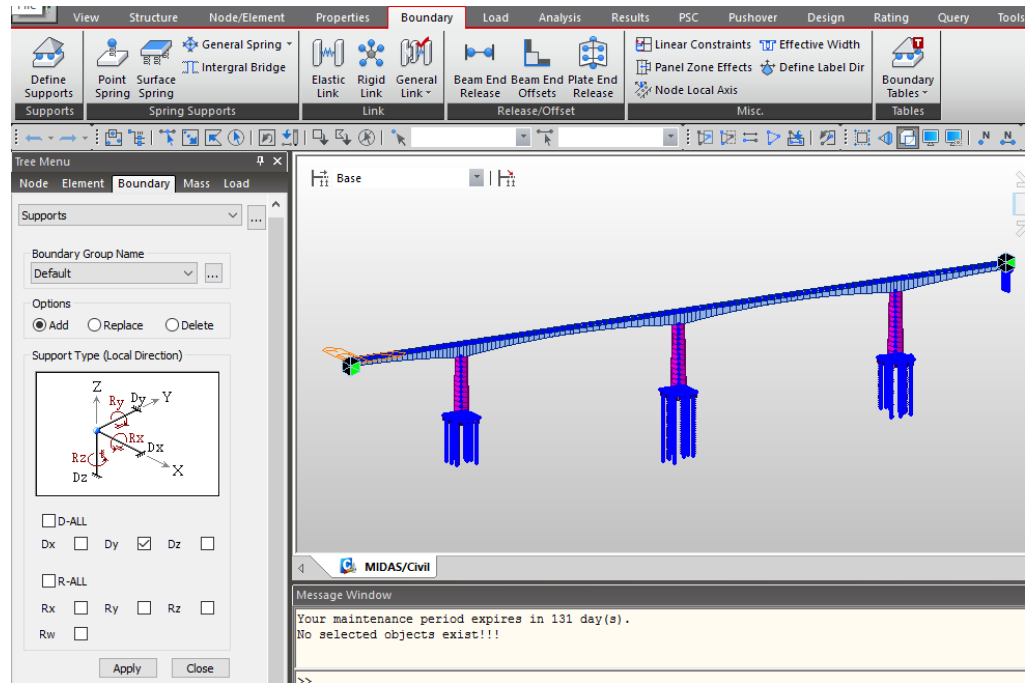




- Creación de los demás elementos de la estructura definiendo a cada uno su longitud, tanto la superestructura como la subestructura está conformada por elementos de tipo Beam, con sus respectivas definiciones de materiales y sección transversal.  
Ruta: *Node/Element*>>*Create Element*



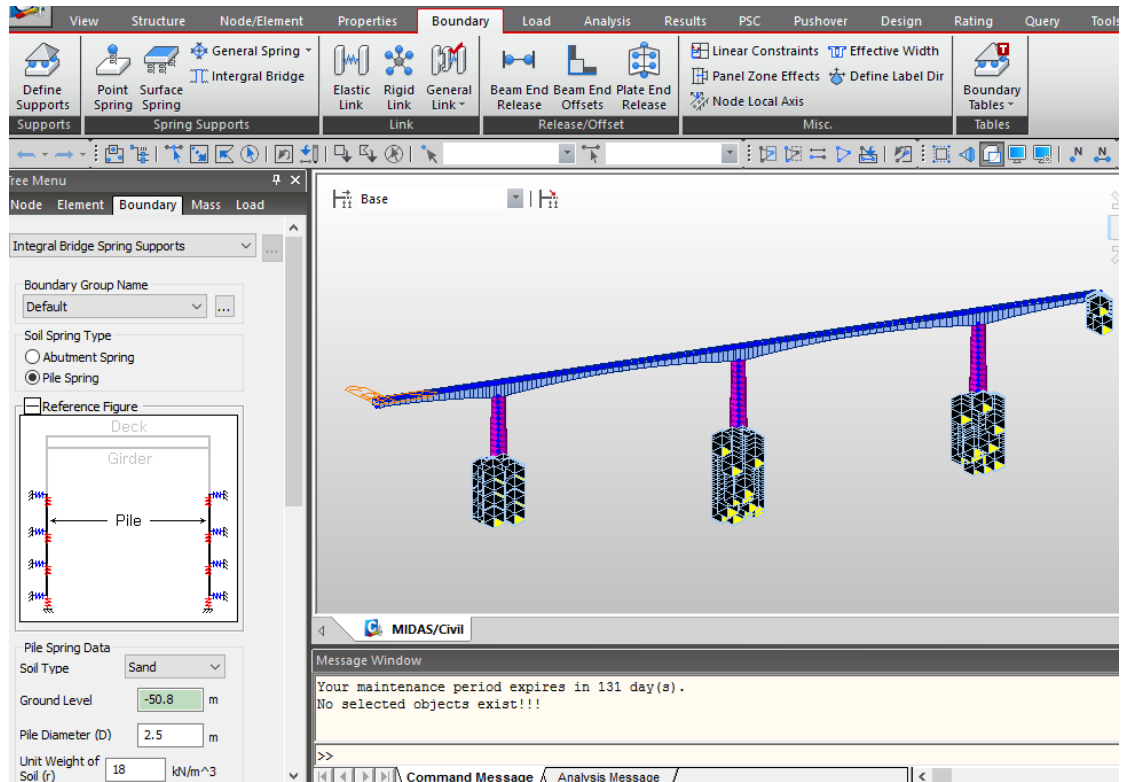
- Evaluación de las condiciones de frontera, se idealizó el apoyo del extremo derecho con restricción traslacional en la dirección Y debido a la presencia de topes sísmicos. Y el estribo del extremo izquierdo se idealizó con restricción traslacional en la dirección Z y Y.  
 Ruta: *Se seleccionan los nodos*>> *Boundary*>>*DefineSupports*



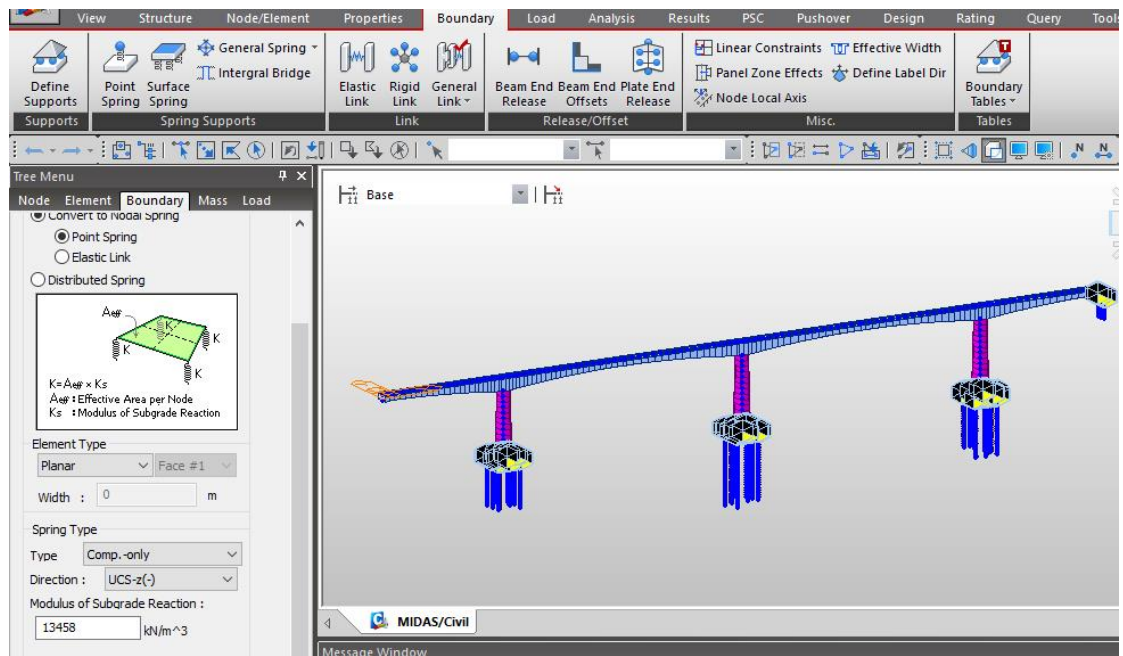
Para el modelamiento de la interacción suelo-estructura se idealizó el suelo como Point Springs actuando sobre las zapatas, los pilares y los estribos. A cada nodo según la profundidad en la que se sitúa le corresponde un apoyo de este tipo y la información de las propiedades mecánicas del suelo requerida por el software, fue obtenida del Anexo D.

Ruta para pilotes: *Boundary*>>*Integral Bridge*>>*Integral Bridge Spring Supports*



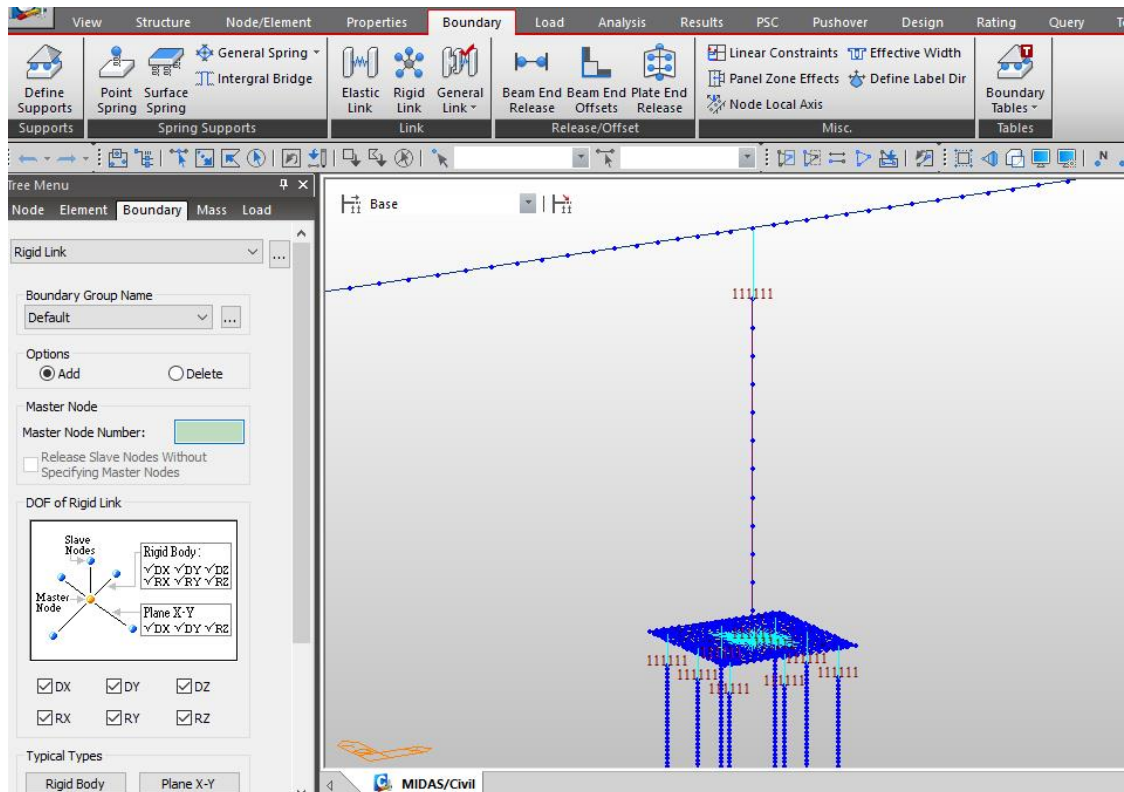


Ruta para zapatas y estribo: *Boundary*>>*Surface Spring*>>*Surface Spring Supports*



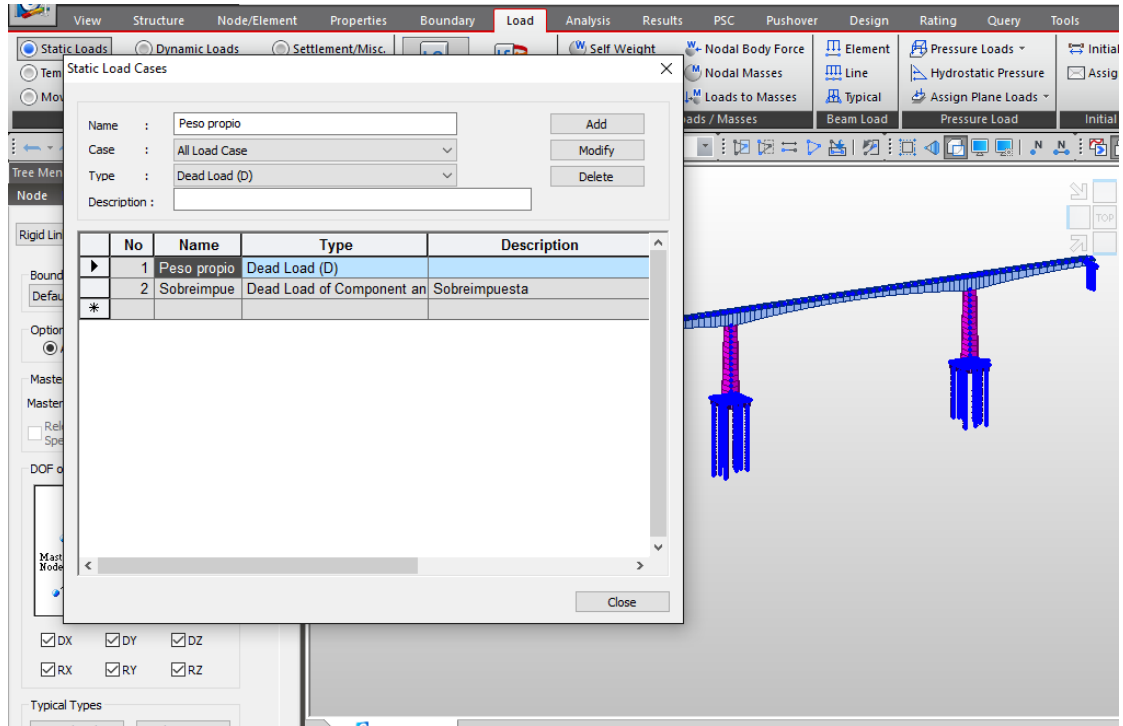
- Establecer la unión monolítica entre cada pila y la superestructura, así como entre las pilas y las zapatas y las zapatas con los pilares, mediante restricciones (Rigid Link) que igualan todos los grados de libertad traslacionales y rotacionales, lo cual permite que sus movimientos no sean independientes.

Ruta: *Se seleccionan los nodos*>>>> *Boundary*>>*Rigid Link*>>*Rigid Body*



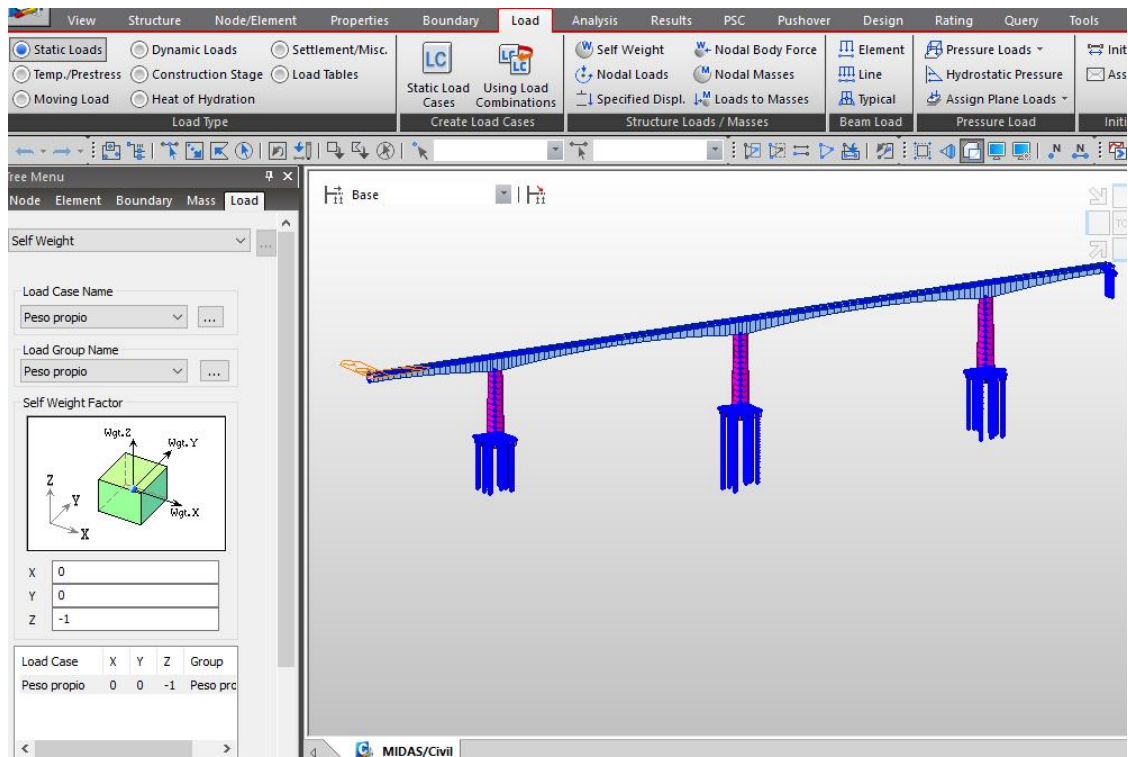
- Casos de cargas, los casos de carga permanente que se ingresaron al programa fueron Peso propio y Sobre impuesta. Ver anexo D.

Ruta: *Load*>>*Static Load Cases*>>*Peso Propio(Dead Load); Sobre impuesta(Dead Load of Component and Attachments)*

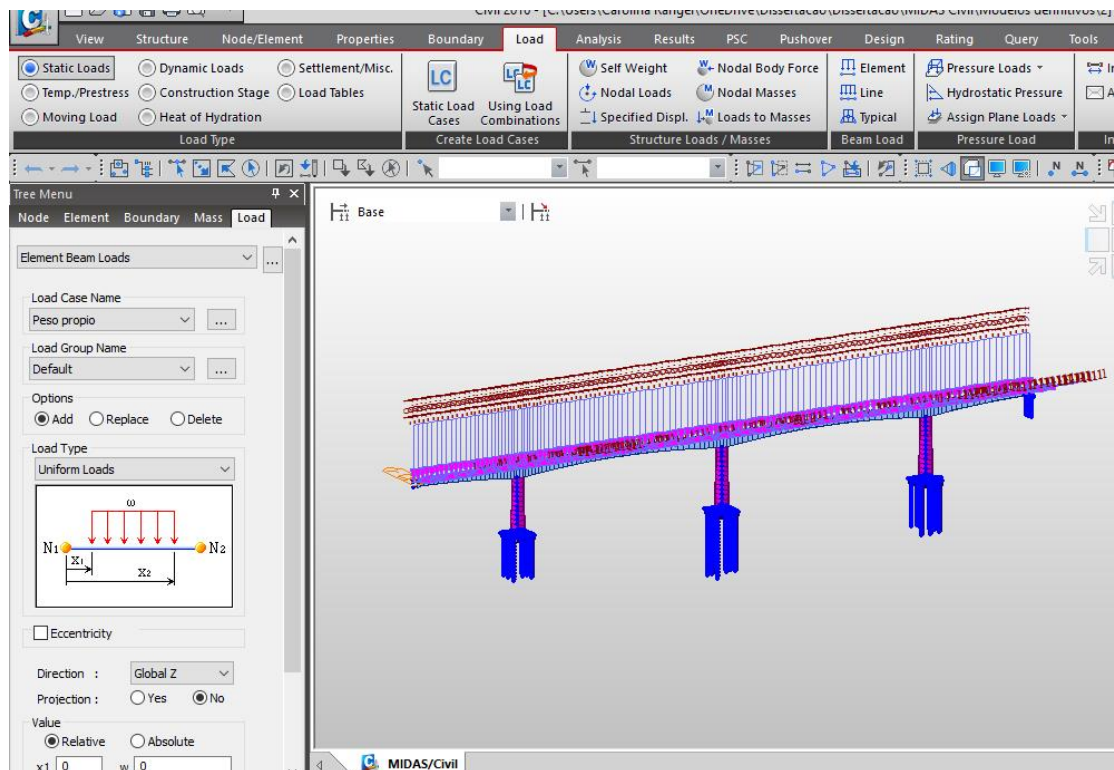


- El peso propio de la estructura es calculado por el programa.

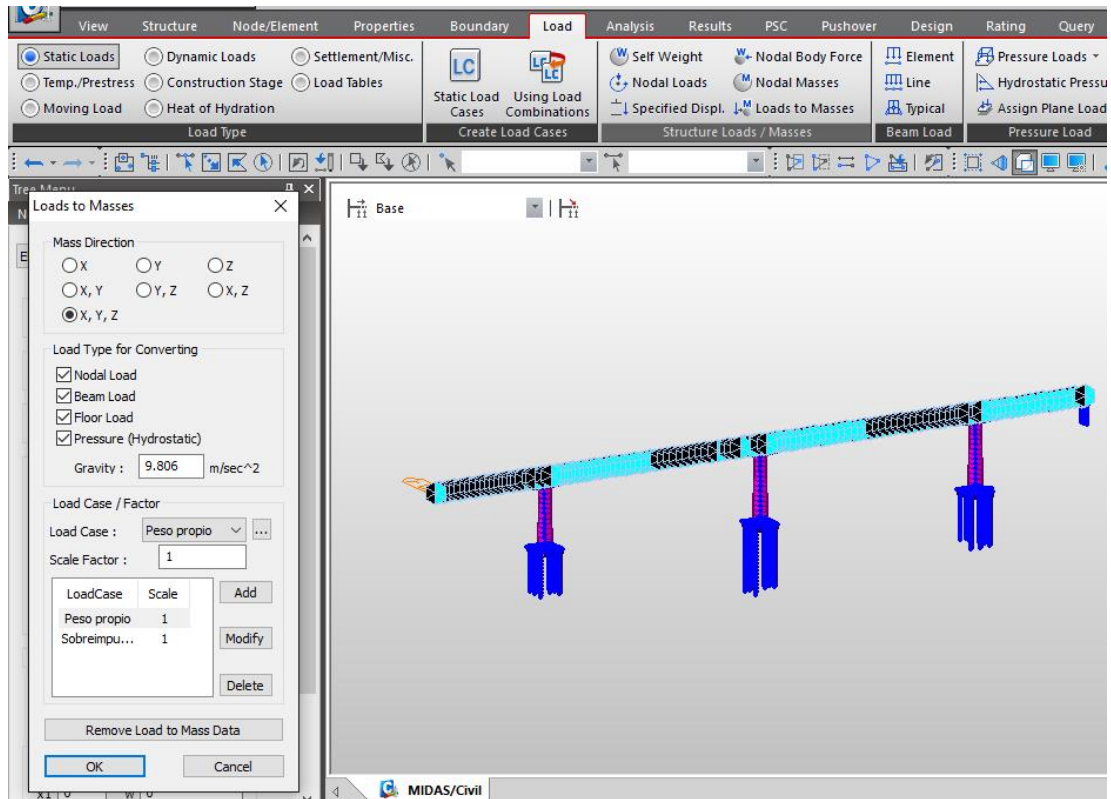
Ruta: *Load*>>*Static Loads*>>*Self Weight*



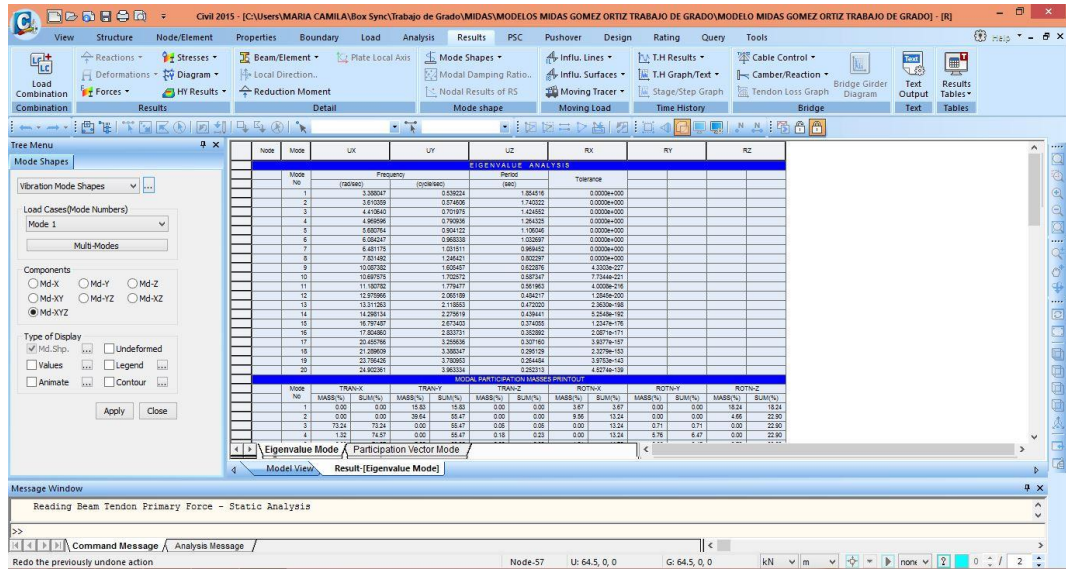
- La carga Sobreimpuesta considera el peso de barandas, parapeto y pavimento, debido a que no hay simetría en la sección transversal de la viga-cajón se genera un momento torsor, calculado a continuación. Ver anexo D. Ruta: *Load>>Static Loads>>Sobreimpuesta>>Uniform Loads/Uniform Moments/Torsions*



- Análisis dinámico del modelo, es necesario convertir a masas las cargas permanentes de la estructura (Peso Propio y Sobre impuesta). Ruta: *Load>>Static Loads>>Loads to Masses*

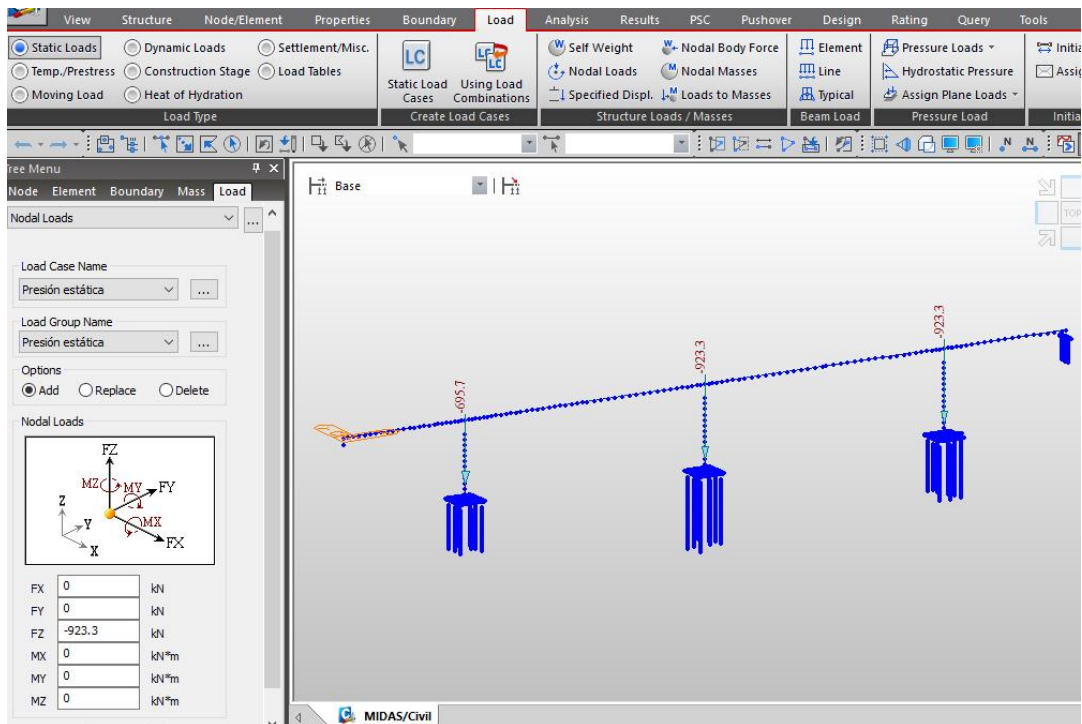


- Evaluación de las características dinámicas del puente, análisis utilizado: Eigenvalue Analysis Control- Eigen Vectors- Lanczos (Análisis de valores propios- método -vectores de Lanczos), el cual permite conocer periodos y frecuencias de la estructura con su respectiva participación de masas. Se obtuvieron los siguientes resultados.  
Ruta: *Load>>RS Load Cases>>Eigenvalue Analysis Control >>Eigen Vectors>>Lanczos*

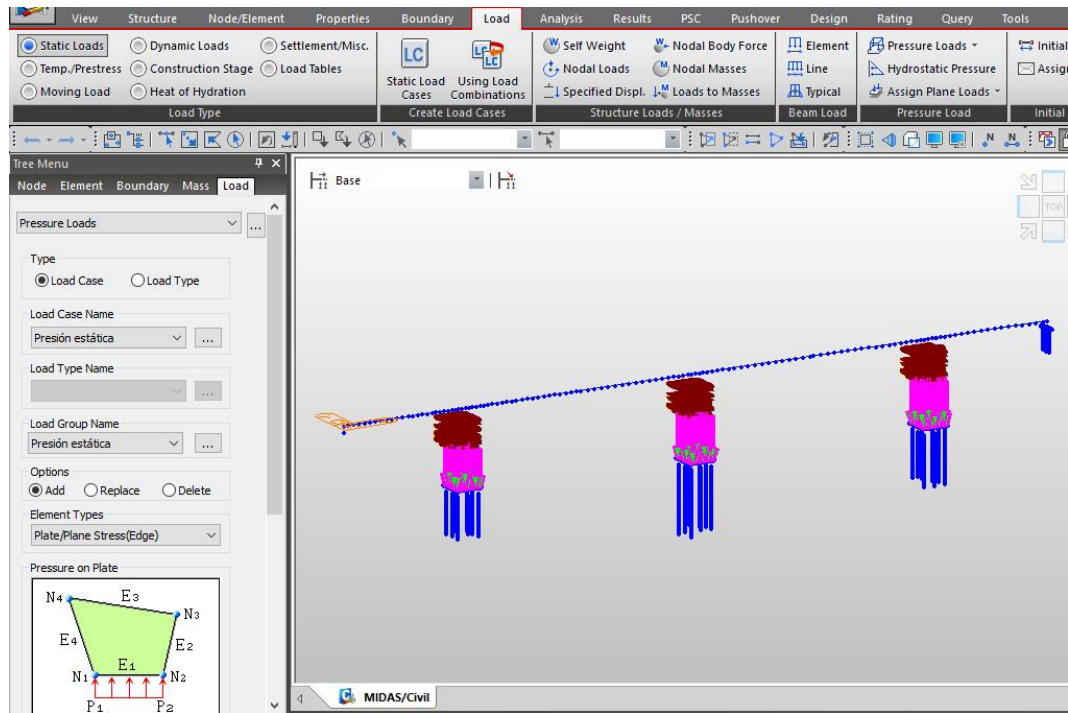


- Para los modelos con cargas debidas a la acción del agua calculadas según las expresiones del Anexo C y mostradas en el Anexo D. Son aplicadas las cargas puntuales sobre los pilares y las presiones sobre las zapatas, según la dirección en que actúan.

Ruta para cargas puntuales: *Load*>>*Nodal Loads*

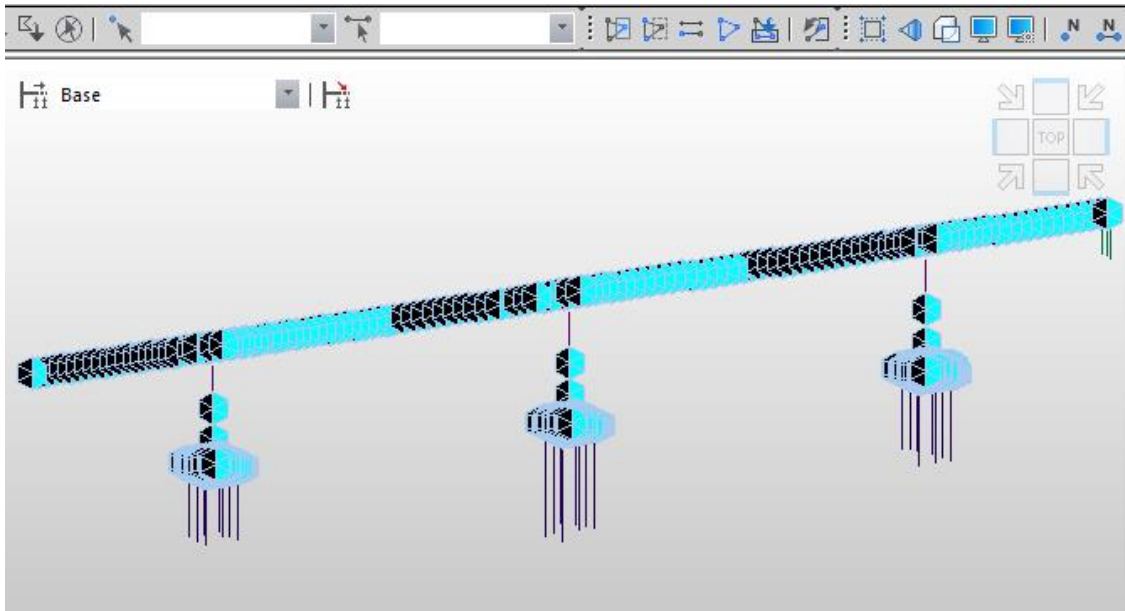


Ruta para presiones: *Load*>>*Pressure Loads*>> *Plate/Plane Stress(Edge)*



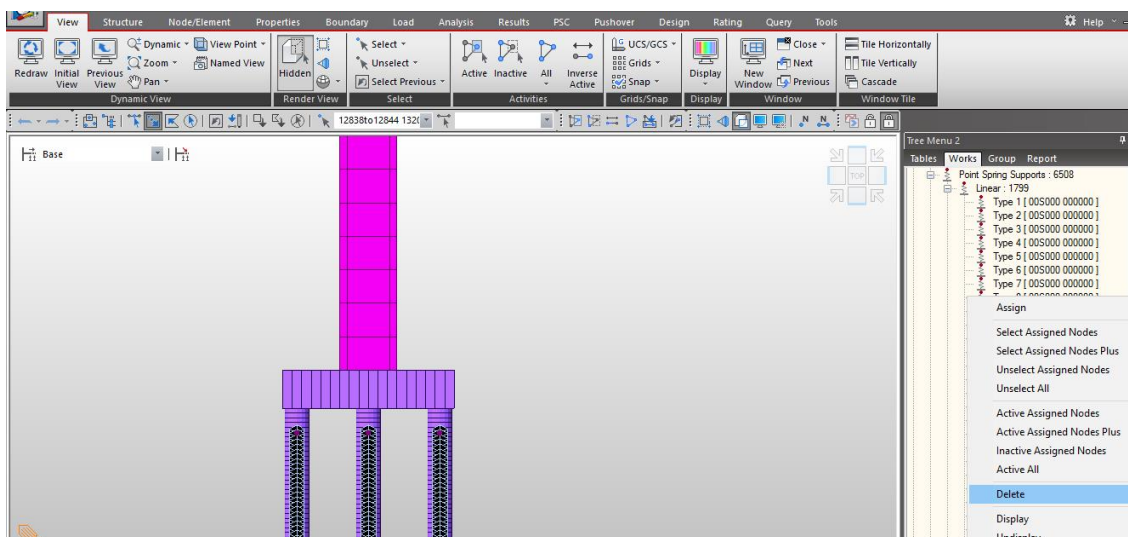
- Se deben convertir estas cargas y presiones ingresadas a masas para el Análisis dinámico del modelo, de la misma manera que se realizó para el peso propio y para la carga sobrepuesta.

Ruta: *Load*>>*Static Loads*>>*Loads to Masses*



- En la elaboración de los modelos con socavación en las cimentaciones, según los elementos que se ubican dentro de la profundidad de socavación, son removidos los apoyos de tipo *Point Spring* que representan el soporte del suelo.

Ruta para presiones: *Select Nodes*>>*Works*>>*Point Spring*>>*Delete*





## ANEXO F: RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE SOCAVACIÓN

En los siguientes gráficos se encuentra la información de frecuencias de vibración del modelo numérico y porcentaje de masa asociado para cada profundidad de socavación estudiada, estudiada en los modelos 3,4,5,6,7 y 8.

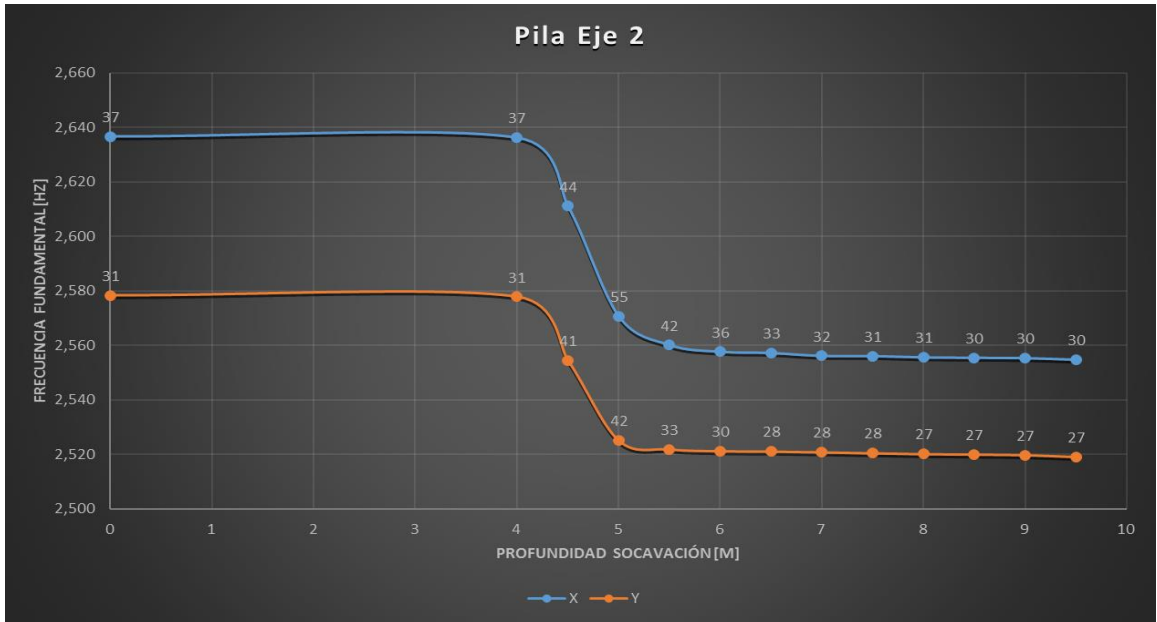
### *Modelo 3.*

**Tabla F 1.** Modelo 3. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 2. Dirección longitudinal del puente (X).

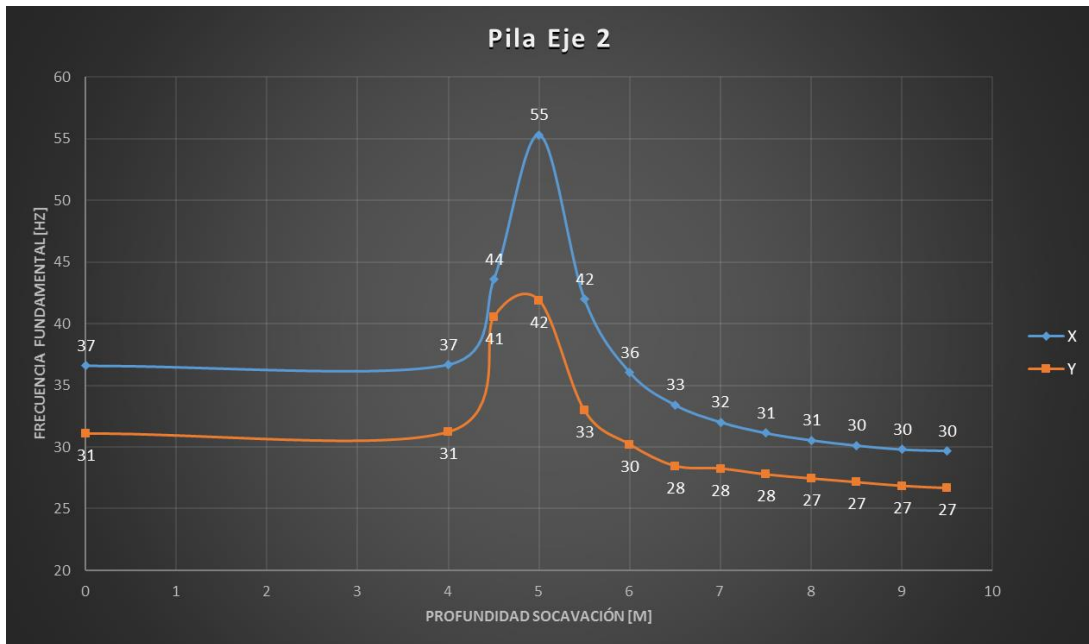
Modelo 3				
Pila Eje 2				
Profundidad socavación	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo No.
m	Hz		%	
0	2,637	X	37	20
4	2,636	X	37	20
4,5	2,611	X	44	20
5	2,571	X	55	20
5,5	2,560	X	42	20
6	2,558	X	36	20
6,5	2,557	X	33	20
7	2,556	X	32	20
7,5	2,556	X	31	20
8	2,556	X	31	20
8,5	2,555	X	30	20
9	2,555	X	30	20
9,5	2,555	X	30	20

**Tabla F 2.** Modelo 3. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 2. Dirección transversal del puente (Y).

Modelo 3				
Pila Eje 2				
Profundidad socavación	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo
m	Hz		%	No.
0	2,578	Y	31	19
4	2,578	Y	31	19
4,5	2,554	Y	41	19
5	2,525	Y	42	18
5,5	2,522	Y	33	19
6	2,521	Y	30	19
6,5	2,521	Y	28	19
7	2,521	Y	28	19
7,5	2,520	Y	28	19
8	2,520	Y	27	19
8,5	2,520	Y	27	19
9	2,520	Y	27	19
9,5	2,519	Y	27	19



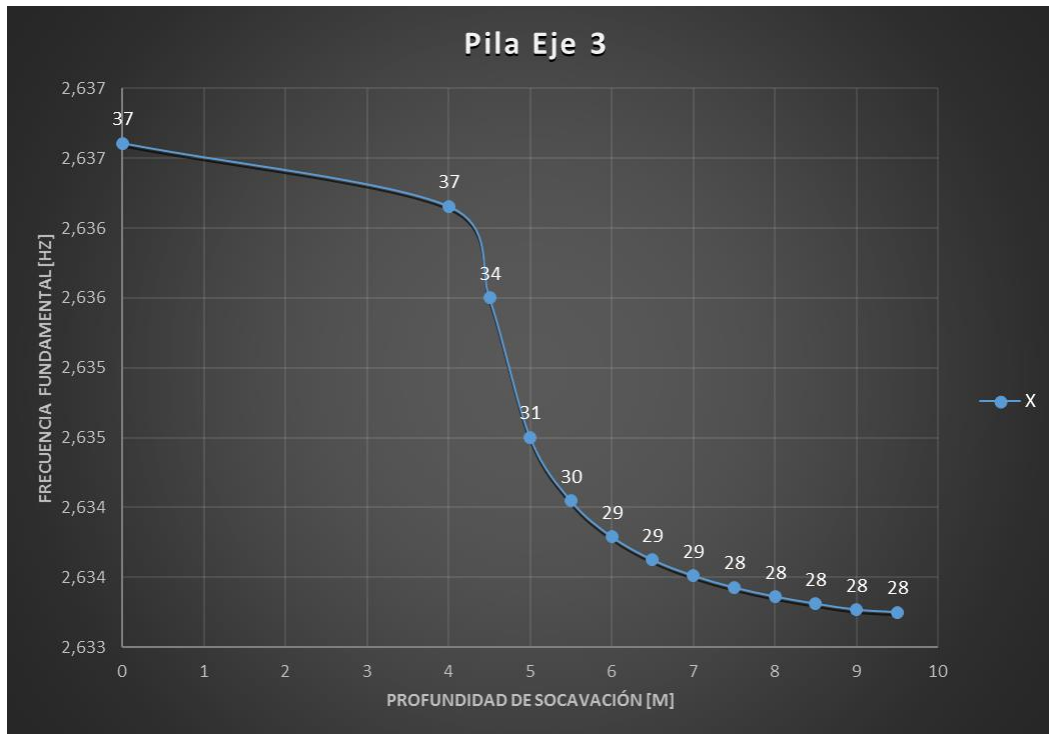
**Figura F 1.** Modelo 3. Frecuencia fundamental vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 2, dirección X y Y. Autor.



**Figura F 2.** Modelo 3. % Participación de masas vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 2, dirección X y Y. Autor.

**Tabla F 3.** Modelo 3. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 3. Dirección longitudinal del puente (X).

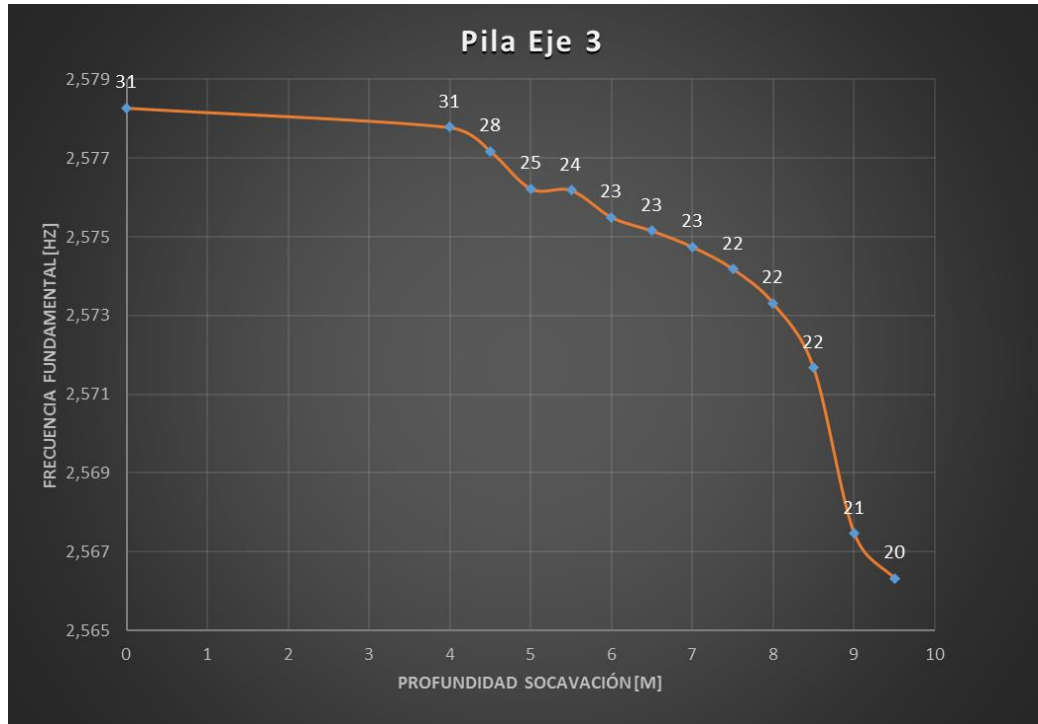
Modelo 3				
Pila Eje 3				
Profundidad	Frecuencia	Dirección	Participación de masas	Modo
socavación	Fundamental			%
m	Hz			
0	2,637	X	37	20
4	2,636	X	37	20
4,5	2,636	X	34	20
5	2,635	X	31	20
5,5	2,634	X	30	20
6	2,634	X	29	20
6,5	2,634	X	29	20
7	2,634	X	29	20
7,5	2,633	X	28	20
8	2,633	X	28	20
8,5	2,633	X	28	20
9	2,633	X	28	20
9,5	2,633	X	28	20



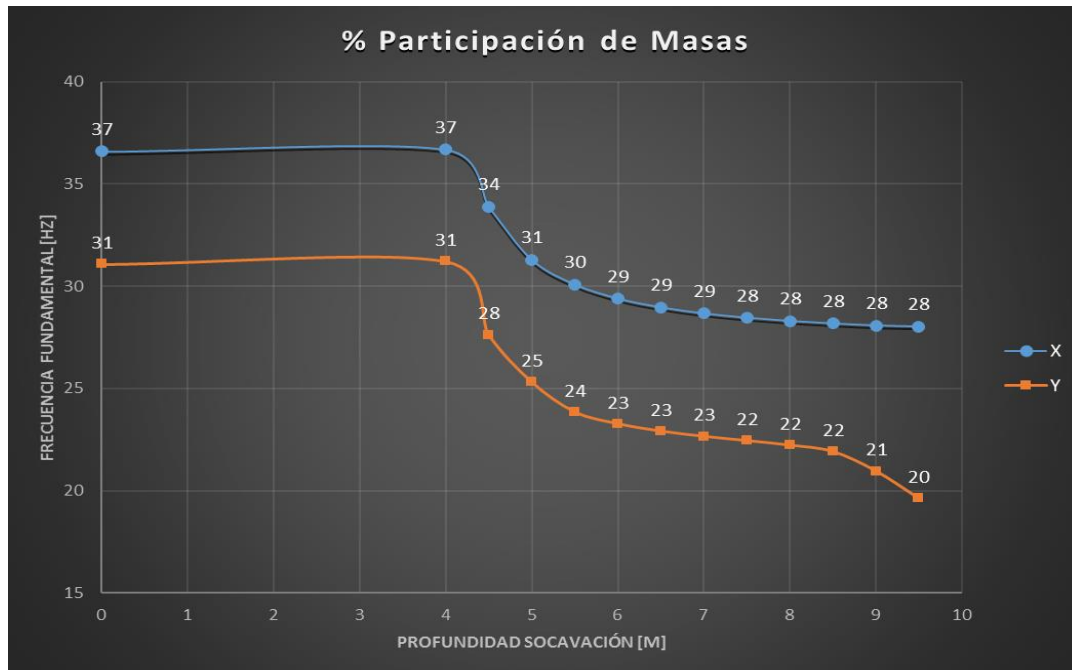
**Figura F 3.** Modelo 3. Frecuencia fundamental vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 3, dirección X. Autor.

**Tabla F 4.** Modelo 3. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 3. Dirección transversal del puente (Y).

Modelo 3				
Pila Eje 3				
Profundidad socavación	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo
m	Hz		%	No.
0	2,578	Y	31	19
4	2,578	Y	31	19
4,5	2,577	Y	28	19
5	2,576	Y	25	16
5,5	2,576	Y	24	19
6	2,575	Y	23	19
6,5	2,575	Y	23	19
7	2,575	Y	23	19
7,5	2,574	Y	22	19
8	2,573	Y	22	19
8,5	2,572	Y	22	19
9	2,567	Y	21	19
9,5	2,566	Y	20	11



**Figura F 4.** Modelo 3. Frecuencia fundamental vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 3, dirección Y. Autor.

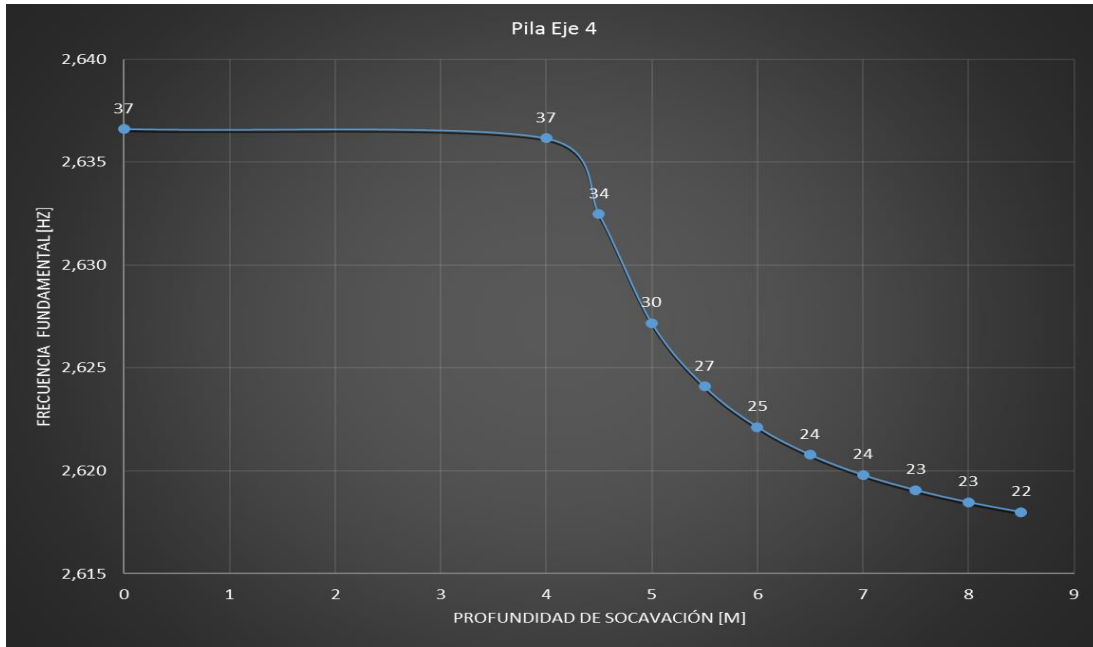


**Figura F 5.** Modelo 3. % Participación de masas vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 3, dirección X y Y. Autor.

**Tabla F 5.** Modelo 3. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 4. Dirección longitudinal del puente (X).

Modelo 3				
Pila Eje 4				
Profundidad socavación	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo
m	Hz		%	No.
0	2,637	X	37	20
4	2,636	X	37	20
4,5	2,632	X	34	20
5	2,627	X	30	20
5,5	2,624	X	27	20
6	2,622	X	25	20
6,5	2,621	X	24	20
7	2,620	X	24	20
7,5	2,619	X	23	20
8	2,618	X	23	20
8,5	2,618	X	22	12
9	2,616	X	22	9
9,5	2,616	X	22	9

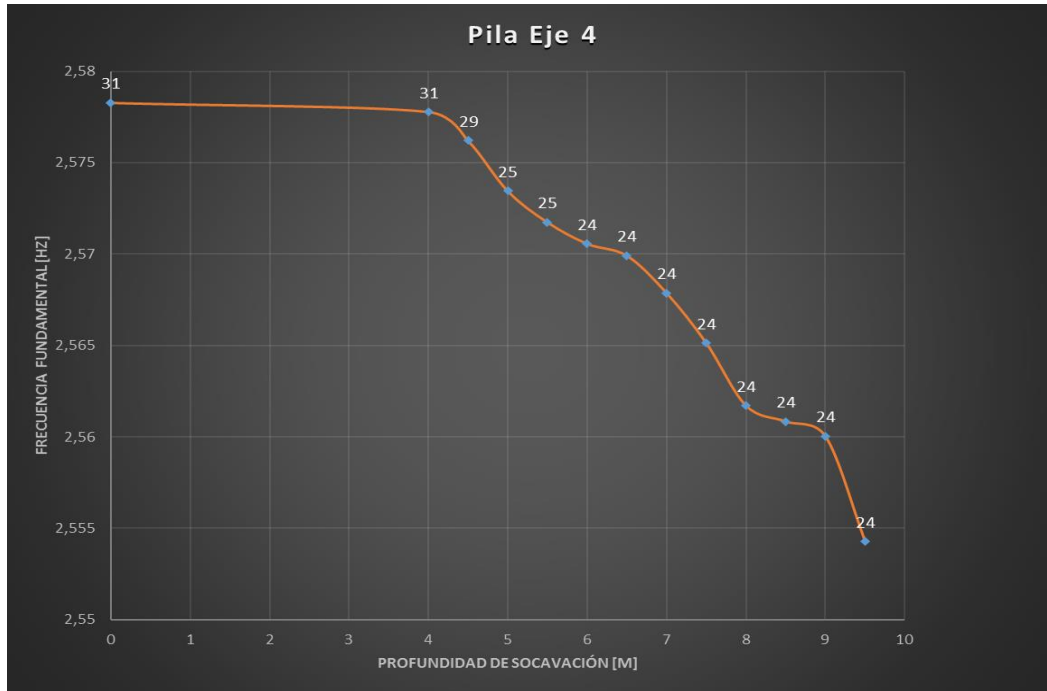




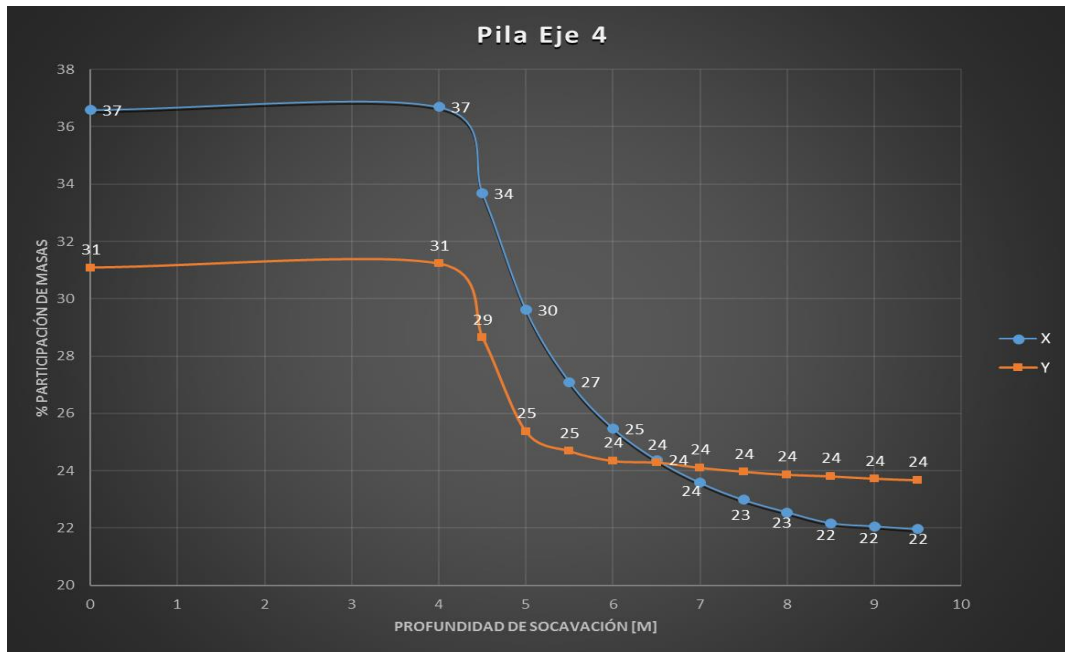
**Figura F 6.** Modelo 3. Frecuencia fundamental vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 4, dirección X. Autor.

**Tabla F 6.** Modelo 3. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 4. Dirección transversal del puente (Y).

Modelo 3				
Pila Eje 4				
Profundidad socavación	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo
m	Hz		%	No.
0	2,578	Y	31	19
4	2,578	Y	31	19
4,5	2,576	Y	29	19
5	2,573	Y	25	16
5,5	2,572	Y	25	19
6	2,571	Y	24	19
6,5	2,570	Y	24	12
7	2,568	Y	24	12
7,5	2,565	Y	24	12
8	2,562	Y	24	12
8,5	2,561	Y	24	11
9	2,560	Y	24	19
9,5	2,554	Y	24	10



**Figura F 7.** Modelo 3. Frecuencia fundamental vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 4, dirección Y. Autor.



**Figura F 8.** Modelo 3. % Participación de masas vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 4, dirección X y Y. Autor.

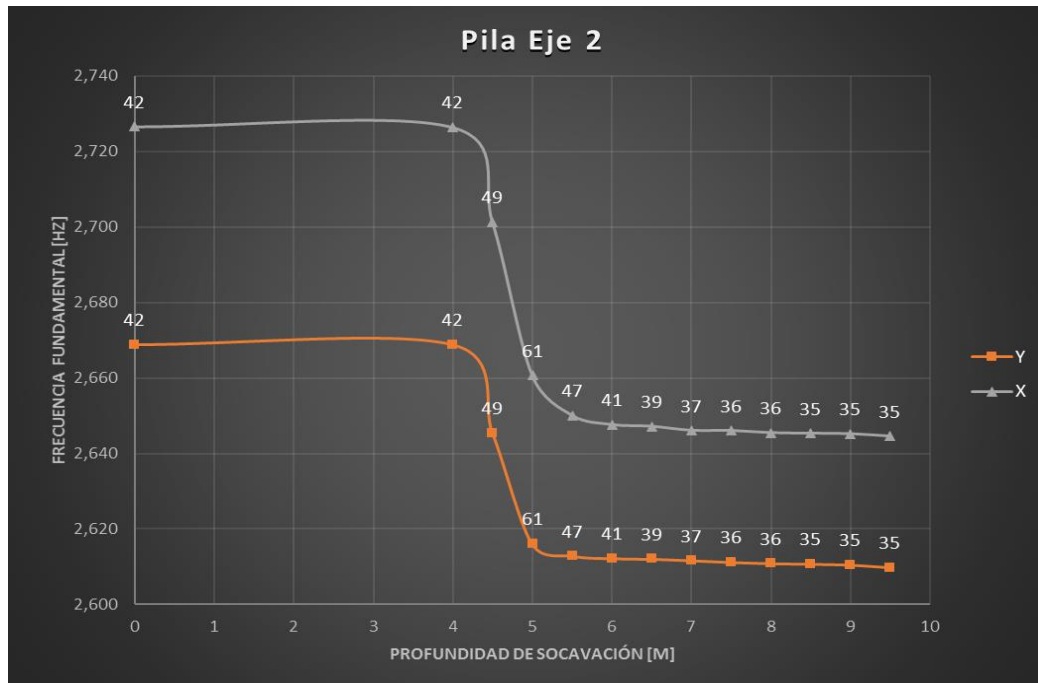
Modelo 4

**Tabla F 7.** Modelo 4. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 2. Dirección longitudinal del puente (X).

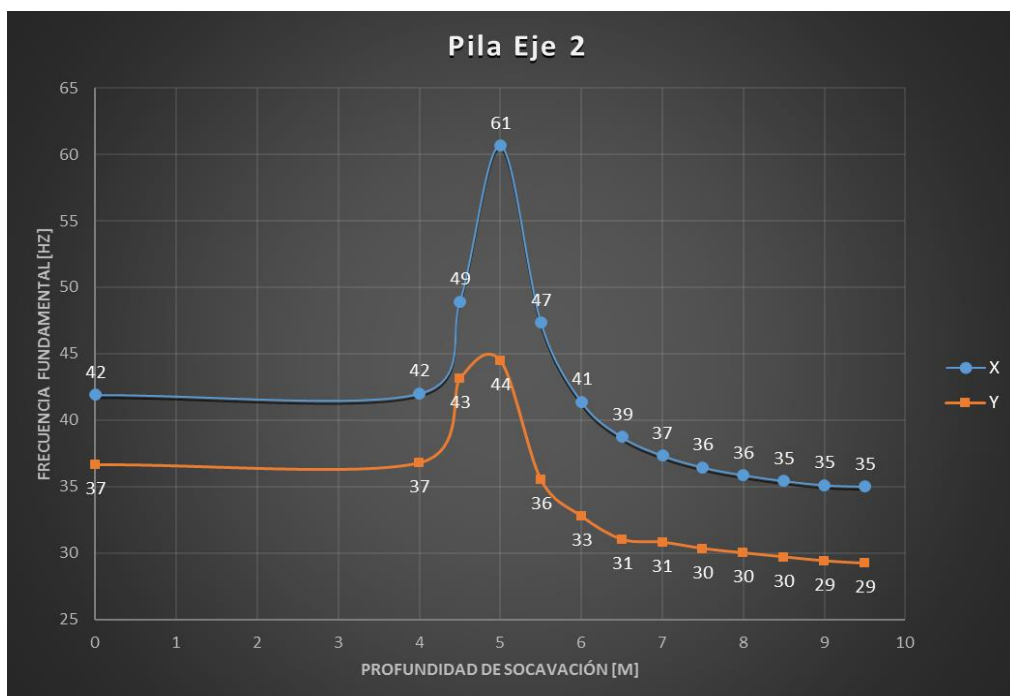
Modelo 4				
Pila Eje 2				
Profundidad socavación	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo No.
m	Hz		%	
0	2,727	X	42	20
4	2,726	X	42	20
4,5	2,701	X	49	20
5	2,661	X	61	20
5,5	2,650	X	47	21
6	2,648	X	41	21
6,5	2,647	X	39	21
7	2,646	X	37	21
7,5	2,646	X	36	21
8	2,645	X	36	21
8,5	2,645	X	35	21
9	2,645	X	35	21
9,5	2,645	X	35	21

**Tabla F 8.** Modelo 4. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 2. Dirección transversal del puente (Y).

Modelo 4				
Pila Eje 2				
Profundidad	Frecuencia		Participación de	Modo
socavación	Fundamental	Dirección	masas	No.
m	Hz		%	
0	2,669	Y	37	18
4	2,669	Y	37	18
4,5	2,645	Y	43	18
5	2,616	Y	44	19
5,5	2,613	Y	36	17
6	2,612	Y	33	19
6,5	2,612	Y	31	19
7	2,612	Y	31	19
7,5	2,611	Y	30	19
8	2,611	Y	30	19
8,5	2,611	Y	30	19
9	2,611	Y	29	19
9,5	2,610	Y	29	12



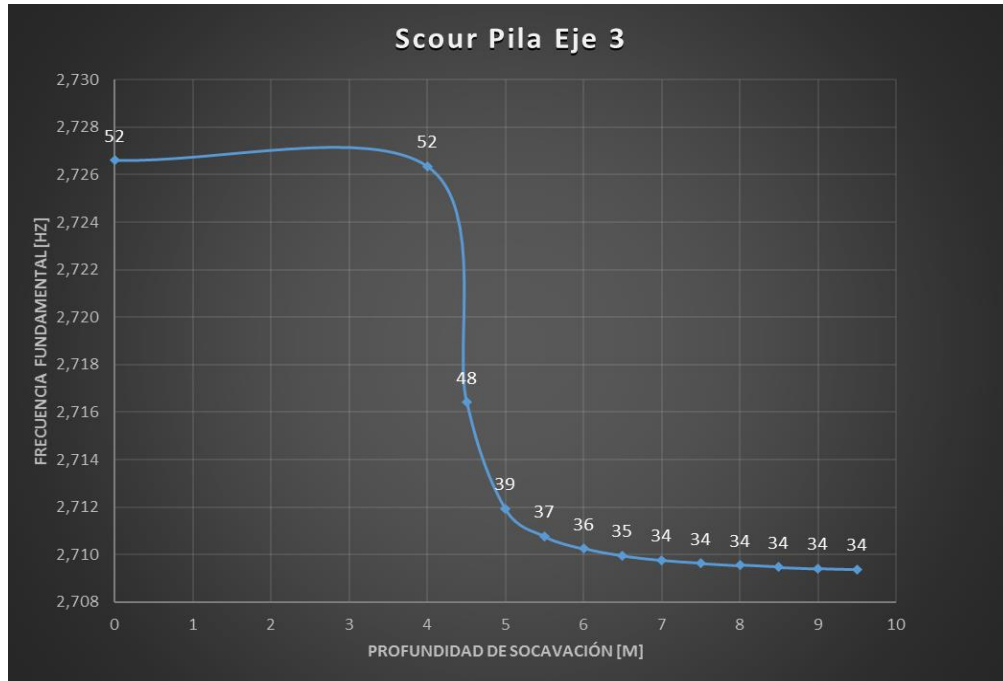
**Figura F 9. Modelo 4.** Frecuencia fundamental vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 2, dirección X y Y. Autor.



**Figura F 10. Modelo 4.** % Participación de masas vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 2, dirección X y Y. Autor.

**Tabla F 9.** Modelo 4. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 3. Dirección longitudinal del puente (X).

Modelo 4				
Pila Eje 3				
Profundidad socavación	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo
m	Hz		%	No.
0	2,727	X	52	20
4	2,726	X	52	20
4,5	2,716	X	48	20
5	2,712	X	39	20
5,5	2,711	X	37	20
6	2,710	X	36	20
6,5	2,710	X	35	20
7	2,710	X	34	20
7,5	2,710	X	34	20
8	2,710	X	34	20
8,5	2,709	X	34	20
9	2,709	X	34	20
9,5	2,709	X	34	20

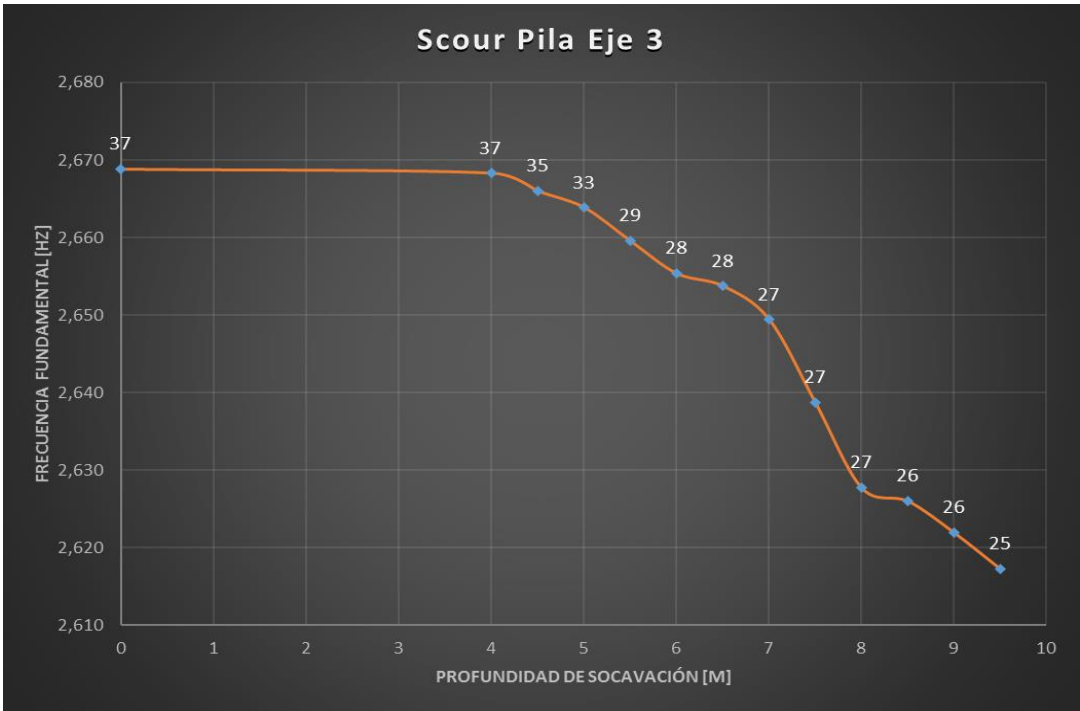


**Figura F 11.** Modelo 4. Frecuencia fundamental vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 3, dirección X. Autor.

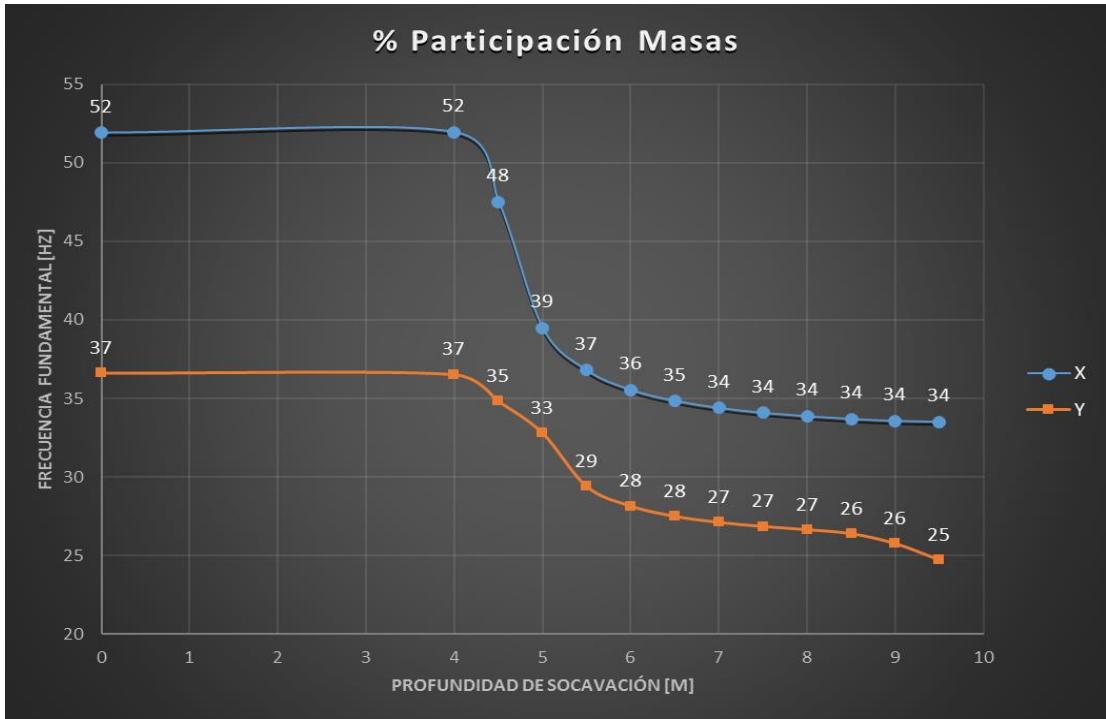


**Tabla F 10.** Modelo 4. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 3. Dirección transversal del puente (Y).

Modelo 4				
Pila Eje 3				
Profundidad socavación	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo
m	Hz		%	No.
0	2,669	Y	37	18
4	2,668	Y	37	18
4,5	2,666	Y	35	18
5	2,664	Y	33	19
5,5	2,660	Y	29	19
6	2,655	Y	28	19
6,5	2,654	Y	28	19
7	2,649	Y	27	19
7,5	2,639	Y	27	19
8	2,628	Y	27	19
8,5	2,626	Y	26	19
9	2,622	Y	26	19
9,5	2,617	Y	25	19



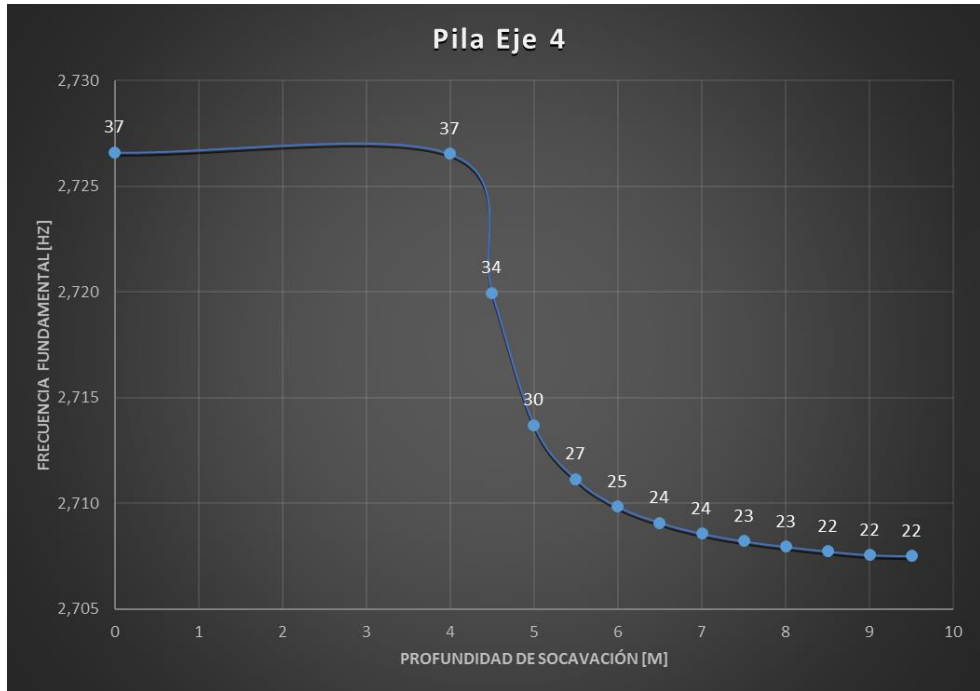
**Figura F 12.** Modelo 4. Frecuencia fundamental vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 3, dirección transversal Y. Autor.



**Figura F 13.** Modelo 4. % Participación de masas vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 3, dirección X y Y. Autor.

**Tabla F 11.** Modelo 4. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 4. Dirección longitudinal del puente (X).

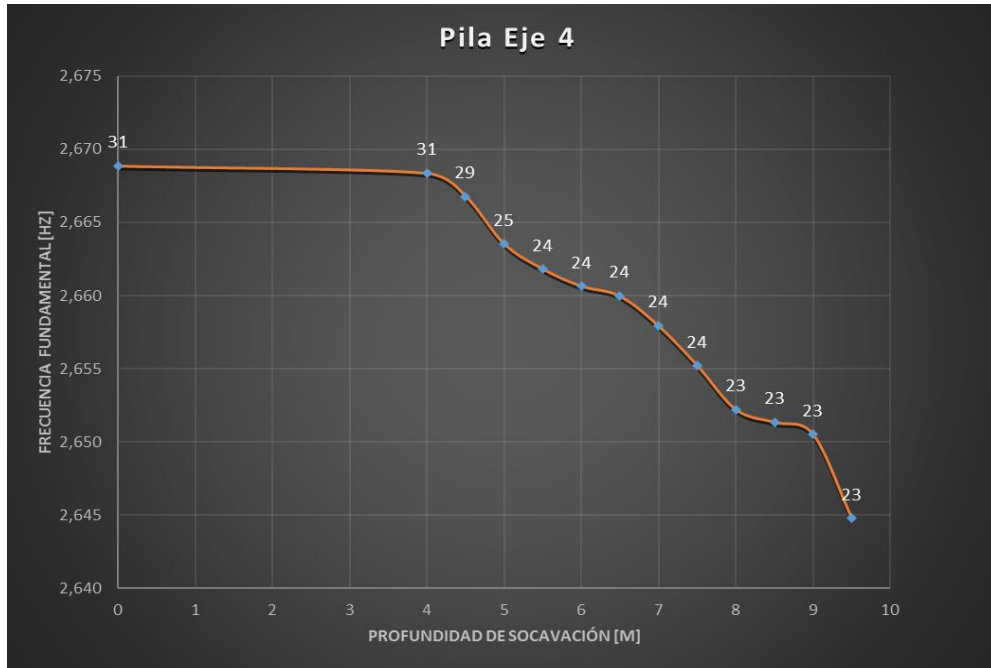
Modelo 4				
Pila Eje 4				
Profundidad socavación	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo No.
m	Hz		%	
0	2,727	X	37	20
4	2,727	X	37	20
4,5	2,720	X	34	20
5	2,714	X	30	20
5,5	2,711	X	27	20
6	2,710	X	25	20
6,5	2,709	X	24	20
7	2,709	X	24	20
7,5	2,708	X	23	20
8	2,708	X	23	20
8,5	2,708	X	22	20
9	2,708	X	22	20
9,5	2,708	X	22	21



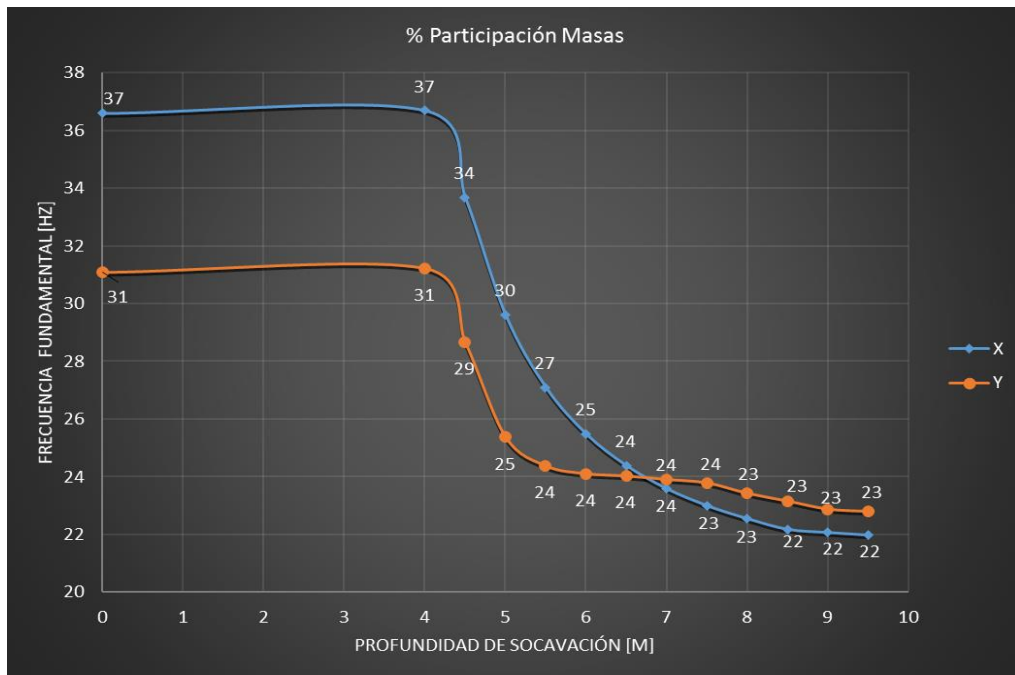
**Figura F 14.** Modelo 4. Frecuencia fundamental vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 3, dirección X. Autor.

**Tabla F 12.** Modelo 4. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 4. Dirección transversal del puente (Y).

Modelo 4				
Pila Eje 4				
Profundidad socavación	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo No.
m	Hz		%	
0	2,669	Y	31	18
4	2,668	Y	31	18
4,5	2,667	Y	29	18
5	2,664	Y	25	18
5,5	2,662	Y	24	18
6	2,661	Y	24	18
6,5	2,660	Y	24	18
7	2,658	Y	24	18
7,5	2,655	Y	24	18
8	2,652	Y	23	12
8,5	2,651	Y	23	12
9	2,651	Y	23	11
9,5	2,645	Y	23	11



**Figura F 15.** Modelo 4. Frecuencia fundamental vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 4, dirección Y. Autor.



**Figura F 16.** Modelo 4. % Participación de masas vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 4, dirección X y Y. Autor.

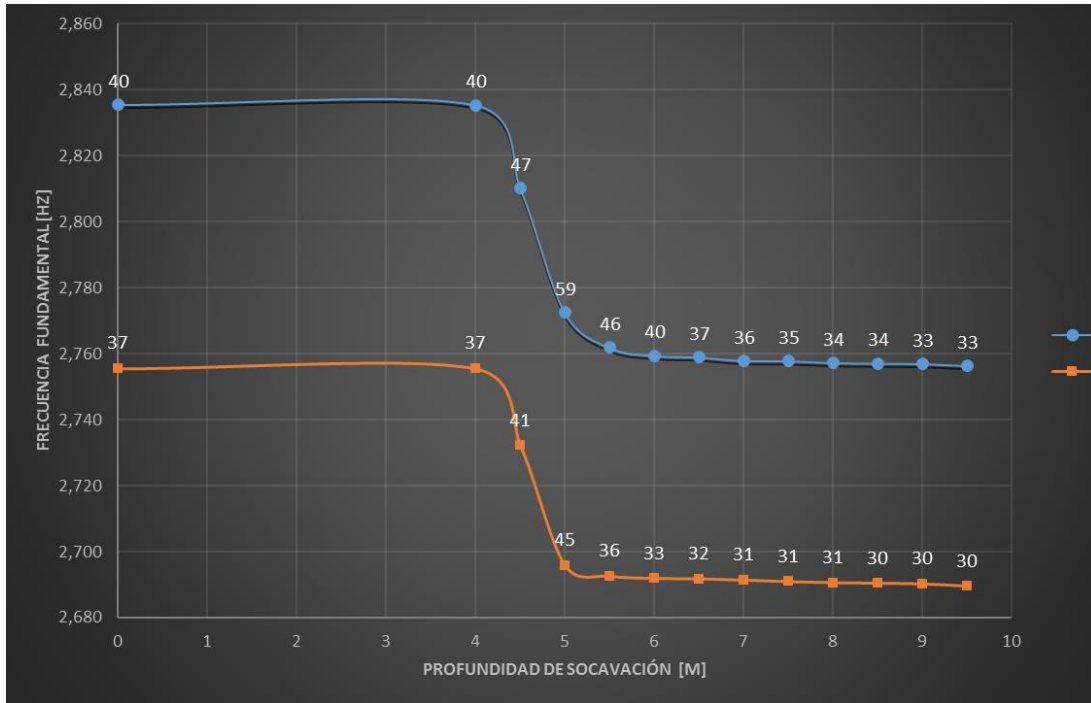
**Tabla F 13.** Modelo 5. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 2. Dirección longitudinal del puente (X).

Modelo 5				
Pila Eje 2				
Profundidad socavación	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo No.
m	Hz		%	
0	2,835	X	40	20
4	2,835	X	40	20
4,5	2,810	X	47	20
5	2,772	X	59	21
5,5	2,762	X	46	21
6	2,759	X	40	21
6,5	2,759	X	37	21
7	2,758	X	36	21
7,5	2,758	X	35	21
8	2,757	X	34	21
8,5	2,757	X	34	21
9	2,757	X	33	21
9,5	2,756	X	33	21

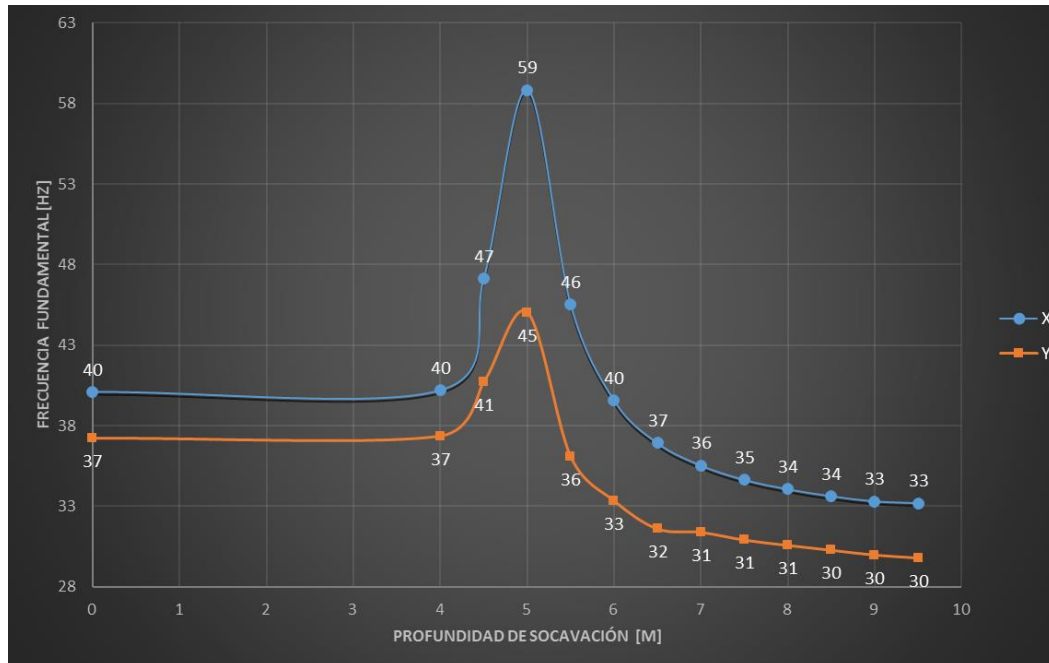
**Tabla F 14.** Modelo 5. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 2. Dirección transversal del puente (Y). Autor.

Modelo 5				
Pila Eje 2				
Profundidad socavación	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo No.
m	Hz		%	
0	2,755	Y	37	18
4	2,755	Y	37	18
4,5	2,732	Y	41	18
5	2,696	Y	45	18
5,5	2,693	Y	36	19
6	2,692	Y	33	20
6,5	2,692	Y	32	20
7	2,691	Y	31	20
7,5	2,691	Y	31	20
8	2,691	Y	31	20
8,5	2,690	Y	30	20
9	2,690	Y	30	20
9,5	2,690	Y	30	20





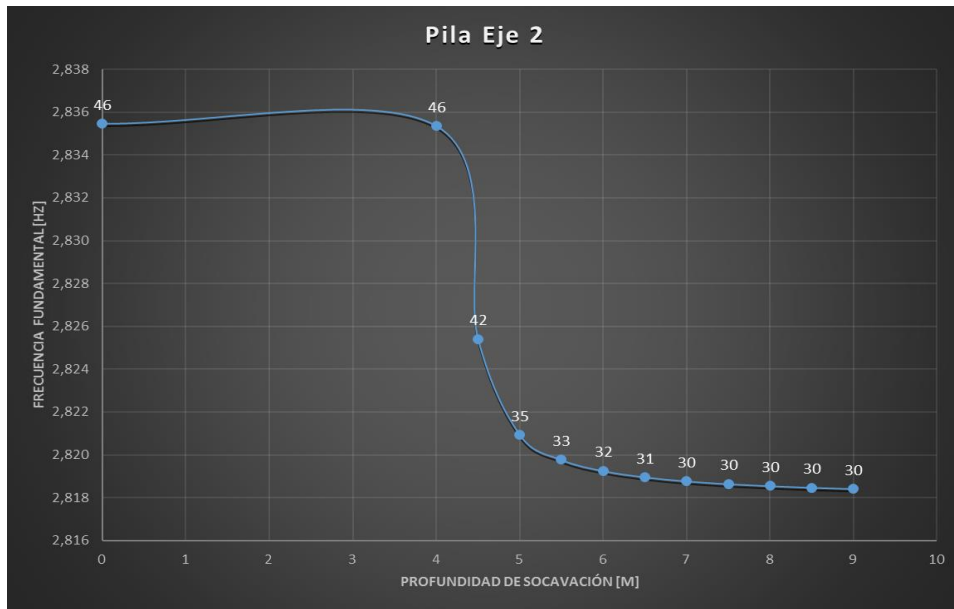
**Figura F 17.** Modelo 5. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 2. Dirección (X) y (Y). Autor.



**Figura F 18.** Modelo 4. % Participación de masas vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 2, dirección X y Y. Autor.

**Tabla F 15.** Modelo 5. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 3. Dirección longitudinal del puente (X).

Modelo 5				
Pila Eje 3				
Profundidad socavación	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo No.
m	Hz		%	
0	2,835	X	46	20
4	2,835	X	46	20
4,5	2,825	X	42	20
5	2,821	X	35	20
5,5	2,820	X	33	20
6	2,819	X	32	20
6,5	2,819	X	31	20
7	2,819	X	30	20
7,5	2,819	X	30	20
8	2,819	X	30	20
8,5	2,818	X	30	20
9	2,818	X	30	20
9,5	2,818	X	30	20



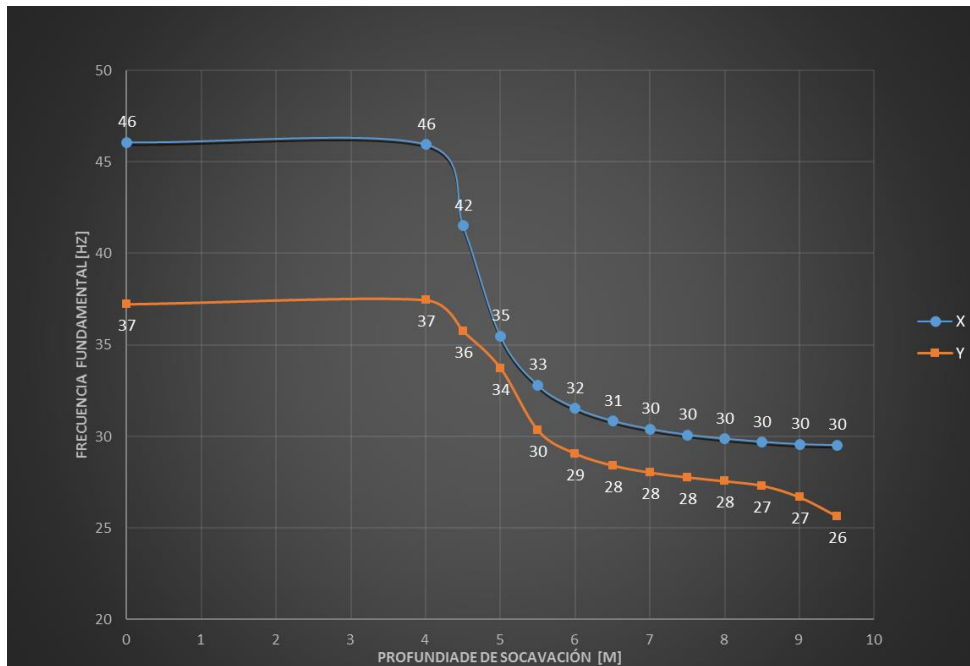
**Figura F 19.** Modelo 5. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 3. Dirección (X). Autor.

**Tabla F 16.** Modelo 5. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 3. Dirección transversal del puente (Y).

Modelo 5				
Pila Eje 3				
Profundidad socavación	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo
m	Hz		%	No.
0	2,755	Y	37	18
4	2,755	Y	37	18
4,5	2,753	Y	36	18
5	2,750	Y	34	19
5,5	2,746	Y	30	19
6	2,742	Y	29	19
6,5	2,740	Y	28	19
7	2,736	Y	28	19
7,5	2,725	Y	28	19
8	2,714	Y	28	19
8,5	2,713	Y	27	19
9	2,709	Y	27	19
9,5	2,704	Y	26	19



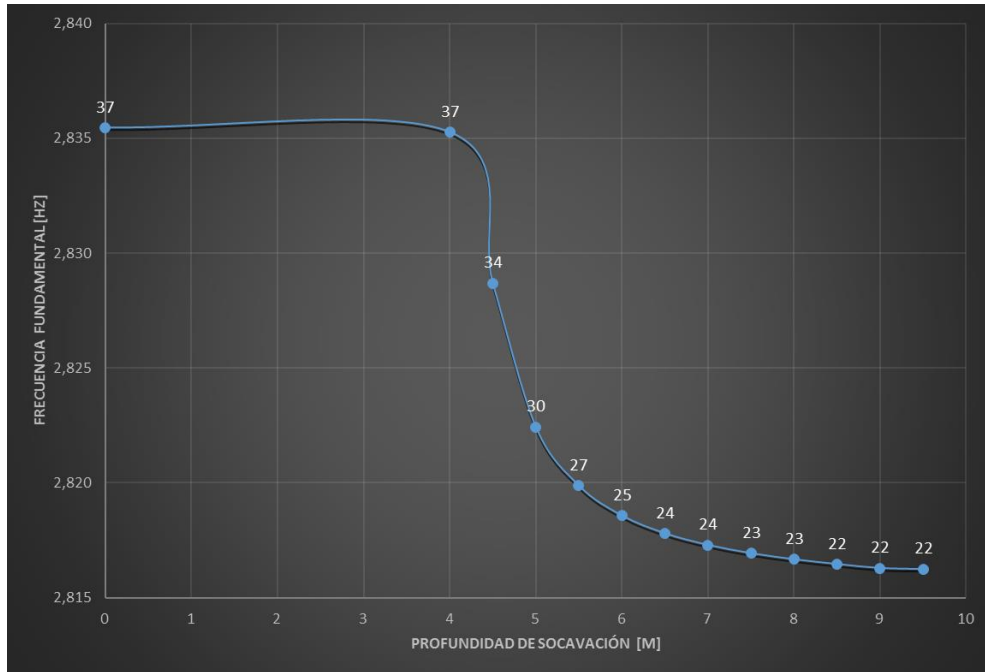
**Figura F 20.** Modelo 5. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 3. Dirección (Y). Autor.



**Figura F 21.** Modelo 5. % Participación de masas vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 3, dirección X y Y. Autor.

**Tabla F 17.** Modelo 5. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 4. Dirección longitudinal del puente (X).

Modelo 5				
Pila Eje 4				
Profundidad socavación	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo
m	Hz		%	No.
0	2,835	X	37	20
4	2,835	X	37	20
4,5	2,829	X	34	20
5	2,822	X	30	20
5,5	2,820	X	27	20
6	2,819	X	25	20
6,5	2,818	X	24	20
7	2,817	X	24	3
7,5	2,817	X	23	3
8	2,817	X	23	3
8,5	2,816	X	22	3
9	2,816	X	22	3
9,5	2,816	X	22	3

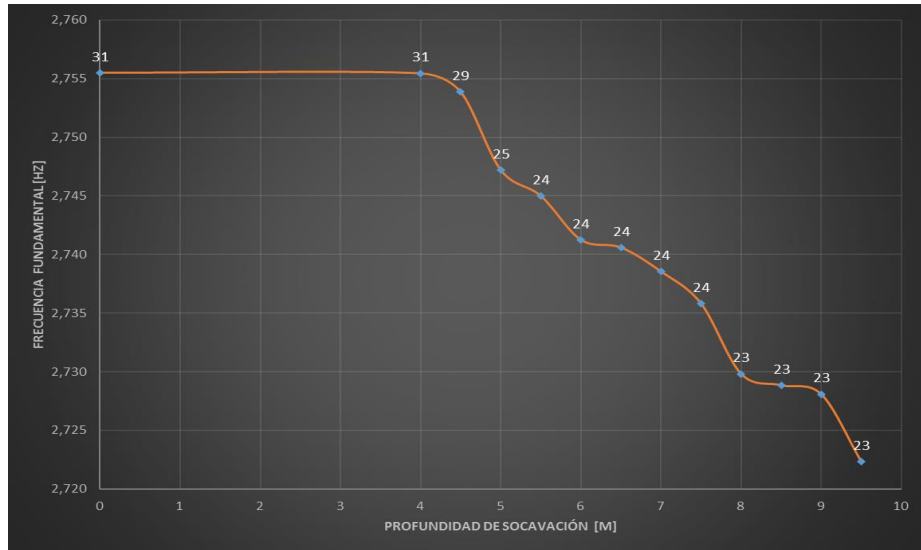


**Figura F 22.** Modelo 5. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 4. Dirección (X). Autor.

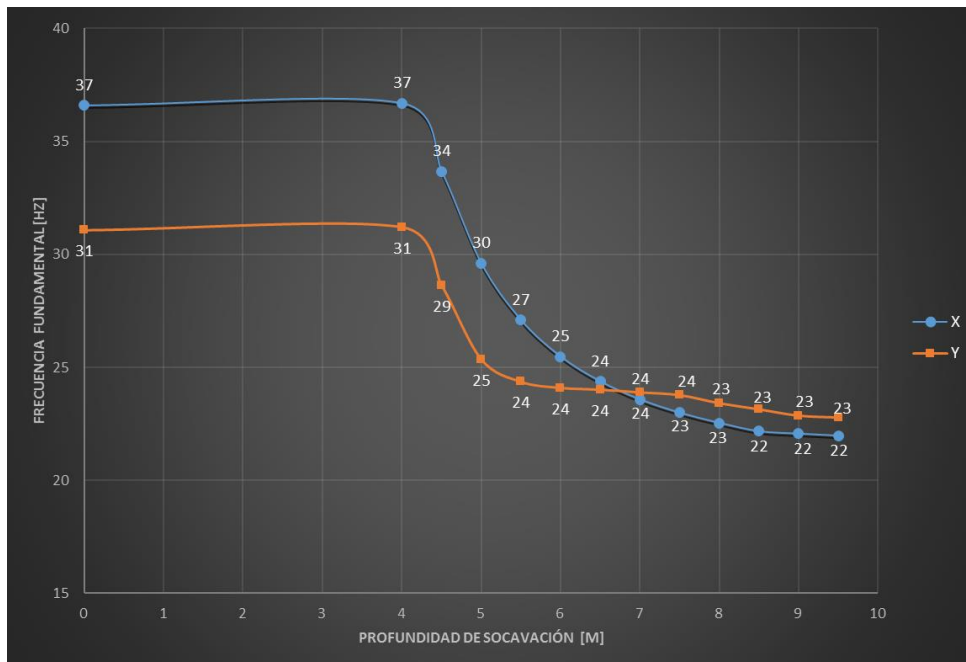
**Tabla F 18.** Modelo 5. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 4. Dirección transversal del puente (Y).

Modelo 5				
Pila Eje 4				
Profundidad socavación	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo
m	Hz		%	No.
0	2,755	Y	31	18
4	2,755	Y	31	18
4,5	2,754	Y	29	18
5	2,747	Y	25	18
5,5	2,745	Y	24	18
6	2,741	Y	24	19
6,5	2,741	Y	24	19
7	2,739	Y	24	19
7,5	2,736	Y	24	21
8	2,730	Y	23	12
8,5	2,729	Y	23	12
9	2,728	Y	23	12
9,5	2,722	Y	23	11





**Figura F 23.** Modelo 5. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 4. Dirección (Y). Autor.



**Figura F 24.** Modelo 5. % Participación de masas vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 4, dirección X y Y. Autor.

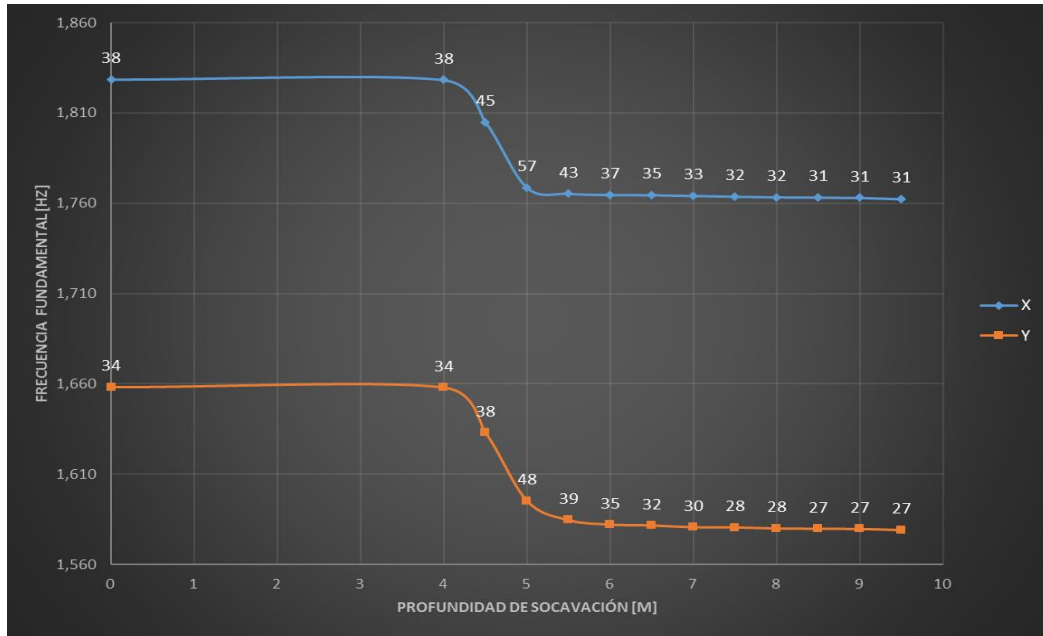
Modelo 6

**Tabla F 19.** Modelo 6. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 2. Dirección longitudinal del puente (X).

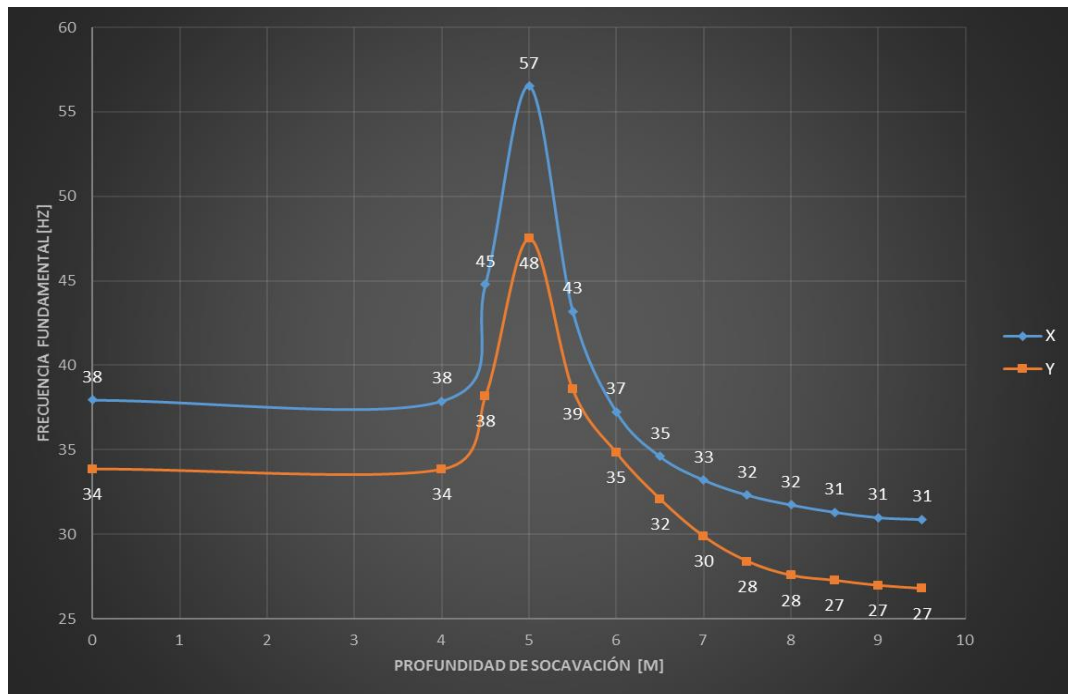
Modelo 6				
Pila Eje 2				
Profundidad socavación	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo
m	Hz		%	No.
0	2,858	X	38	10
4	2,858	X	38	10
4,5	2,833	X	45	10
5	2,795	X	57	10
5,5	2,785	X	43	10
6	2,782	X	37	9
6,5	2,782	X	35	9
7	2,781	X	33	9
7,5	2,781	X	32	9
8	2,780	X	32	9
8,5	2,780	X	31	9
9	2,780	X	31	9
9,5	2,779	X	31	9

**Tabla F 20.** Modelo 6. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 2. Dirección transversal del puente (Y).

Modelo 6				
Pila Eje 2				
Profundidad socavación	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo
m	Hz		%	No.
0	2,829	Y	34	12
4	2,828	Y	34	12
4,5	2,805	Y	38	12
5	2,769	Y	48	12
5,5	2,765	Y	39	11
6	2,765	Y	35	11
6,5	2,765	Y	32	10
7	2,764	Y	30	10
7,5	2,764	Y	28	10
8	2,763	Y	28	10
8,5	2,763	Y	27	21
9	2,763	Y	27	21
9,5	2,762	Y	27	21



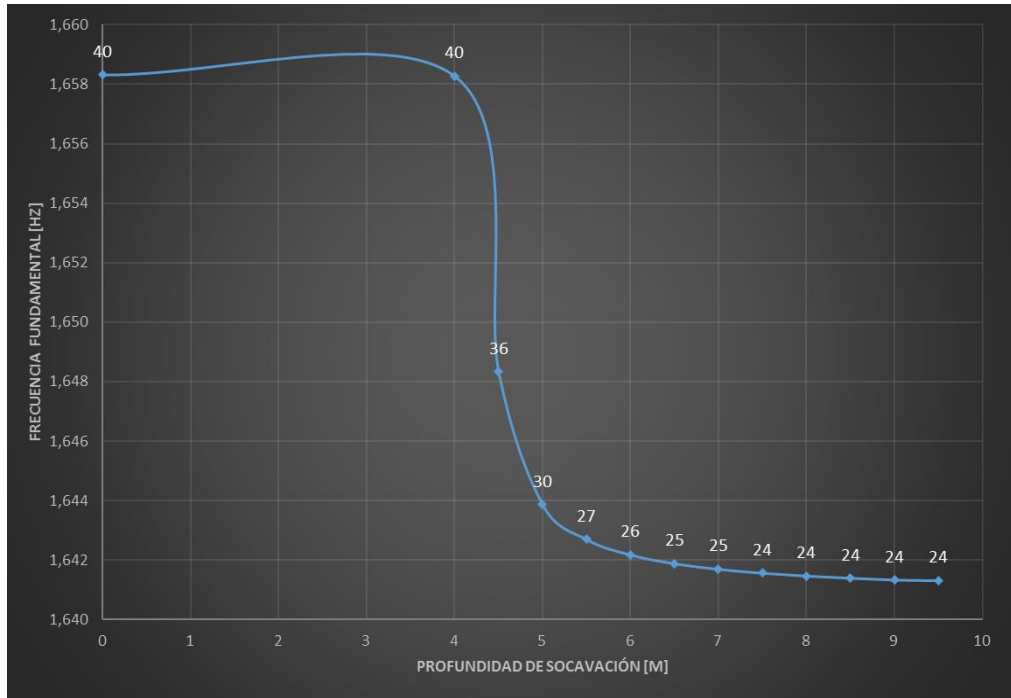
**Figura F 25. Modelo 6.** Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 2. Dirección (X) y (Y). Autor.



**Figura F 26. Modelo 6.** % Participación de masas vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 2, dirección X y Y. Autor.

**Tabla F 21.** Modelo 6. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 3. Dirección longitudinal del puente (X).

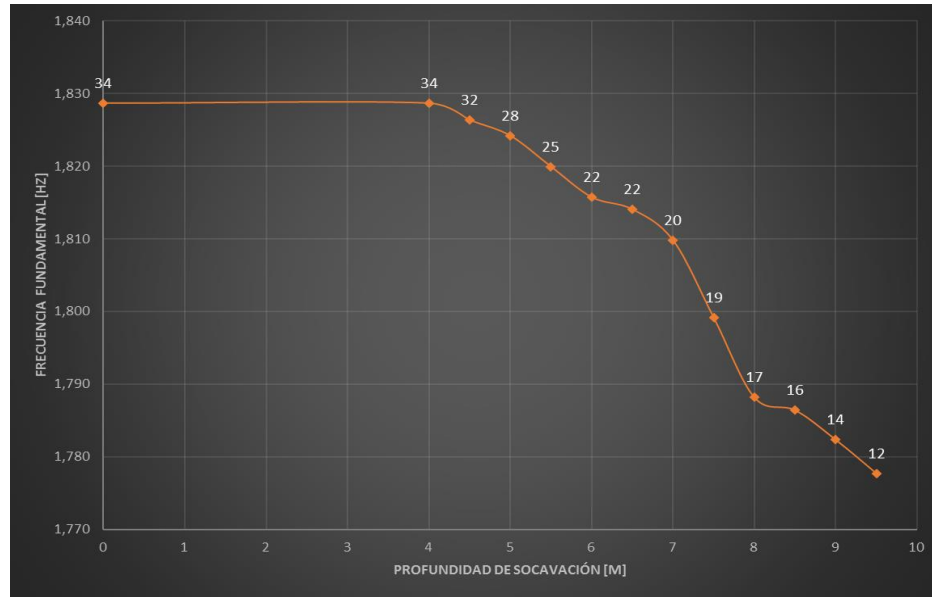
Modelo 6				
Pila Eje 3				
Profundidad socavación	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo
m	Hz		%	No.
0	1,829	X	40	12
4	1,829	X	40	12
4,5	1,826	X	36	12
5	1,824	X	30	12
5,5	1,820	X	27	12
6	1,816	X	26	12
6,5	1,814	X	25	12
7	1,810	X	25	12
7,5	1,799	X	24	12
8	1,788	X	24	12
8,5	1,786	X	24	12
9	1,782	X	24	12
9,5	1,778	X	24	12



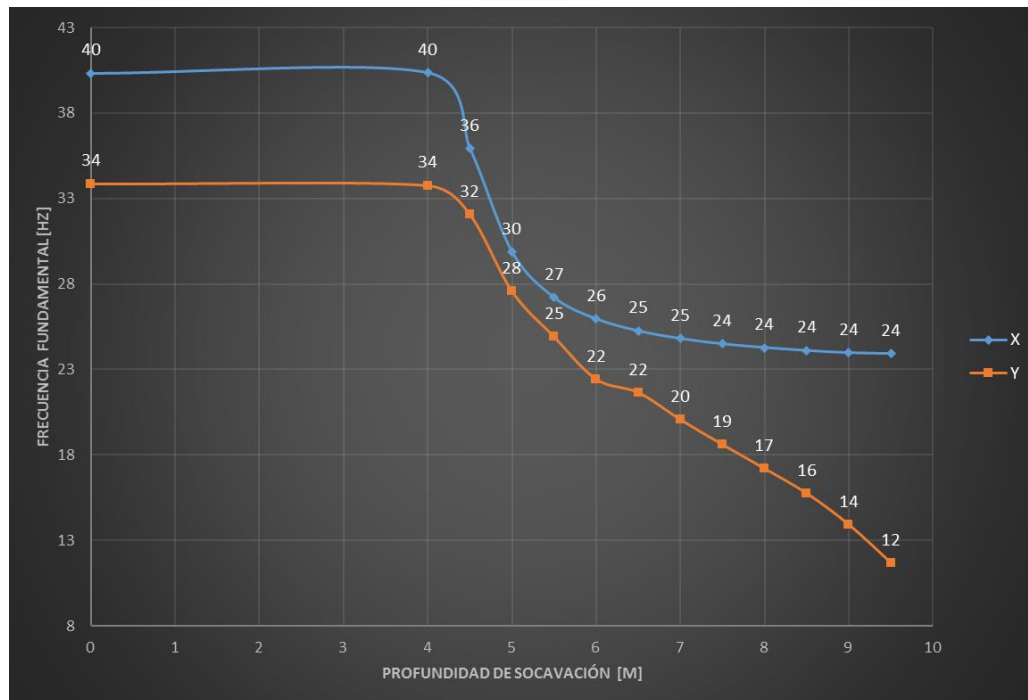
**Figura F 27.** Modelo 6. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 3. Dirección (X). Autor.

**Tabla F 22.** Modelo 6. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 2. Dirección transversal del puente (Y).

Modelo 6				
Pila Eje 3				
Profundidad socavación	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo
m	Hz		%	No.
0	1,658	Y	34	10
4	1,658	Y	34	10
4,5	1,648	Y	32	10
5	1,644	Y	28	10
5,5	1,643	Y	25	10
6	1,642	Y	22	10
6,5	1,642	Y	22	10
7	1,642	Y	20	10
7,5	1,642	Y	19	10
8	1,641	Y	17	10
8,5	1,641	Y	16	10
9	1,641	Y	14	10
9,5	1,641	Y	12	10



**Figura F 28.** Modelo 6. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 3. Dirección (Y). Autor.

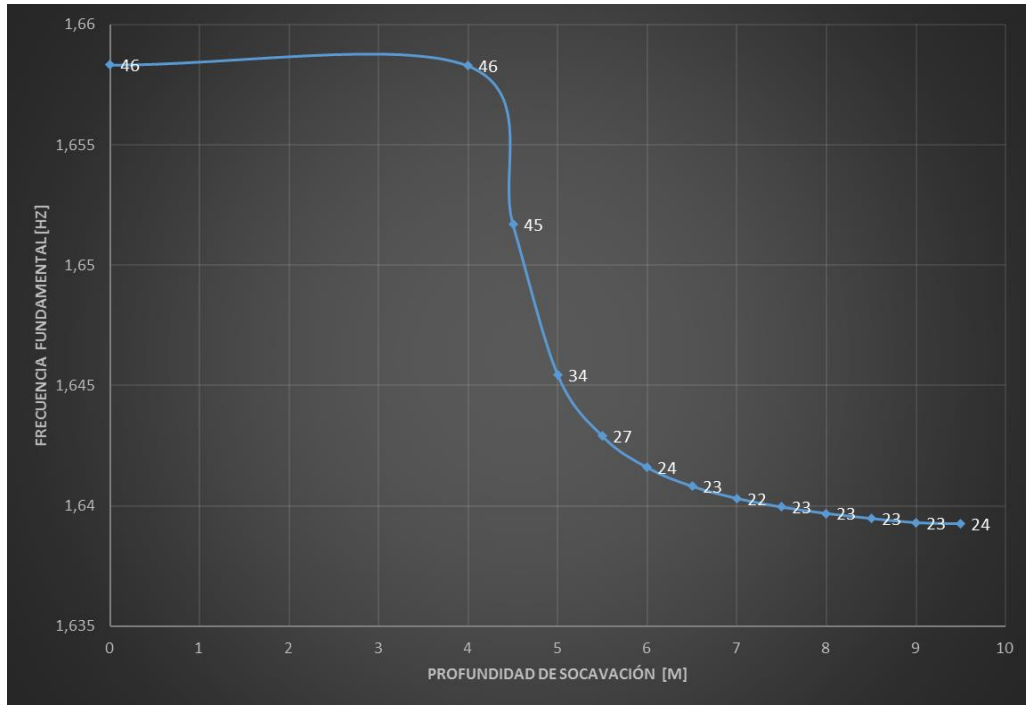


**Figura F 29.** Modelo 6. % Participación de masas vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 3, dirección X y Y. Autor.



**Tabla F 23.** Modelo 6. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 4. Dirección longitudinal del puente (X).

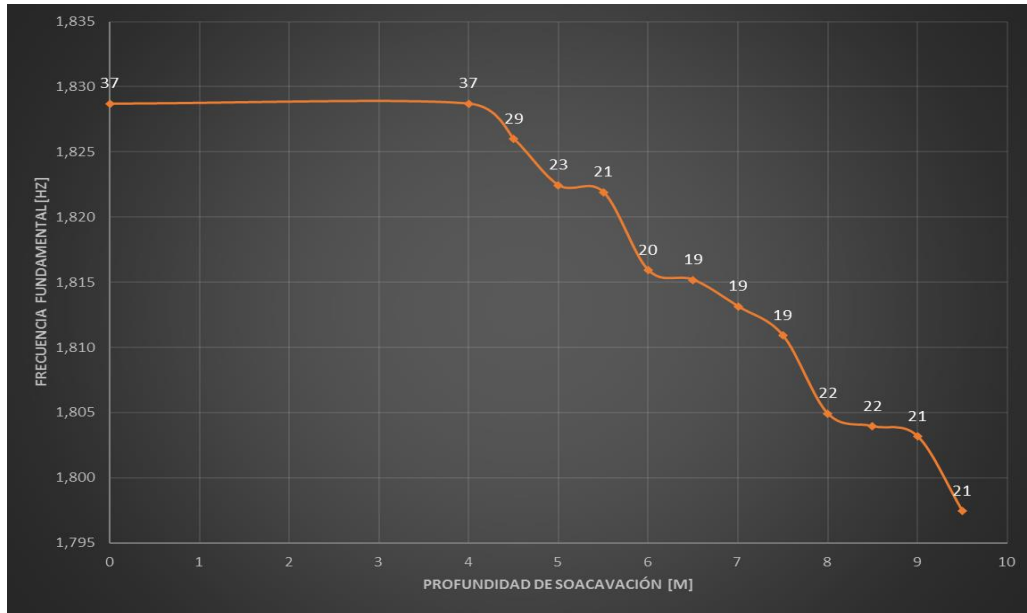
Modelo 6				
Pila Eje 4				
Profundidad socavación	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo
m	Hz		%	No.
0	1,829	X	46	12
4	1,829	X	46	12
4,5	1,826	X	45	12
5	1,822	X	34	12
5,5	1,822	X	27	12
6	1,816	X	24	12
6,5	1,815	X	23	12
7	1,813	X	22	12
7,5	1,811	X	23	12
8	1,805	X	23	12
8,5	1,804	X	23	12
9	1,803	X	23	12
9,5	1,797	X	24	13



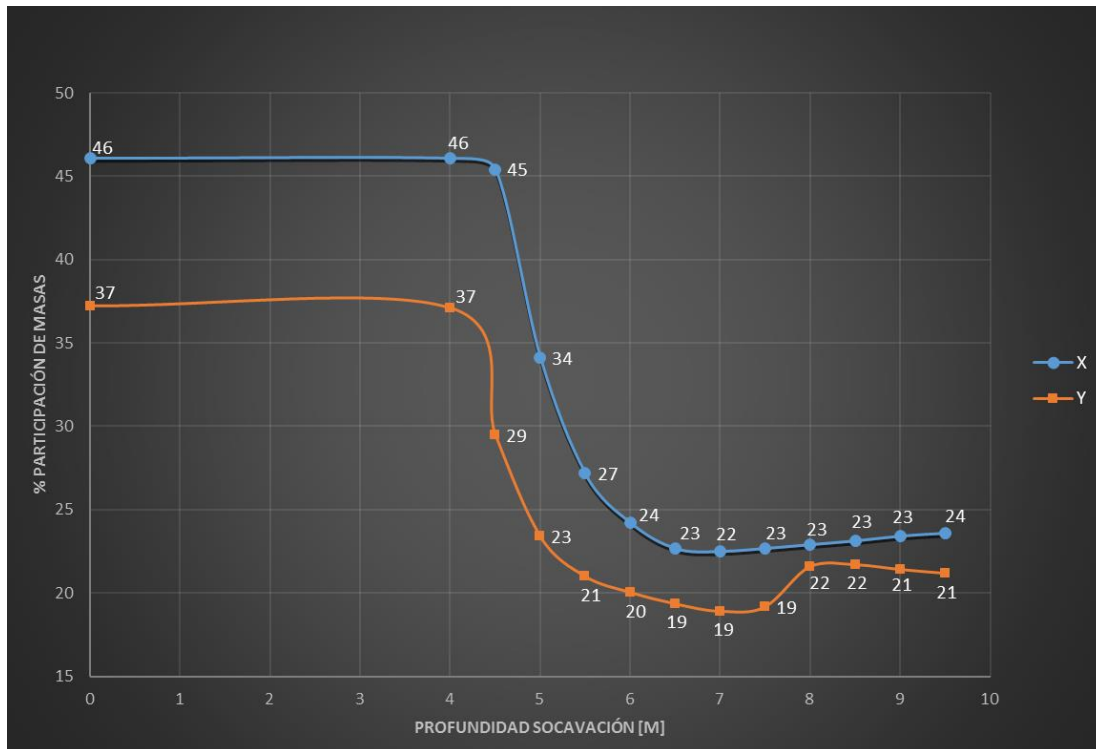
**Figura F 30.** Modelo 6. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 4. Dirección (X). Autor.

**Tabla F 24.** Modelo 6. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 4. Dirección transversal del puente (Y).

Modelo 6				
Pila Eje 4				
Profundidad socavación	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo No.
m	Hz		%	
0	1,658	Y	37	10
4	1,658	Y	37	10
4,5	1,652	Y	29	10
5	1,645	Y	23	10
5,5	1,643	Y	21	10
6	1,642	Y	20	10
6,5	1,641	Y	19	10
7	1,640	Y	19	10
7,5	1,640	Y	19	10
8	1,640	Y	22	3
8,5	1,639	Y	22	3
9	1,639	Y	21	15
9,5	1,639	Y	21	15



**Figura F 31.** Modelo 6. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 4. Dirección (Y). Autor.

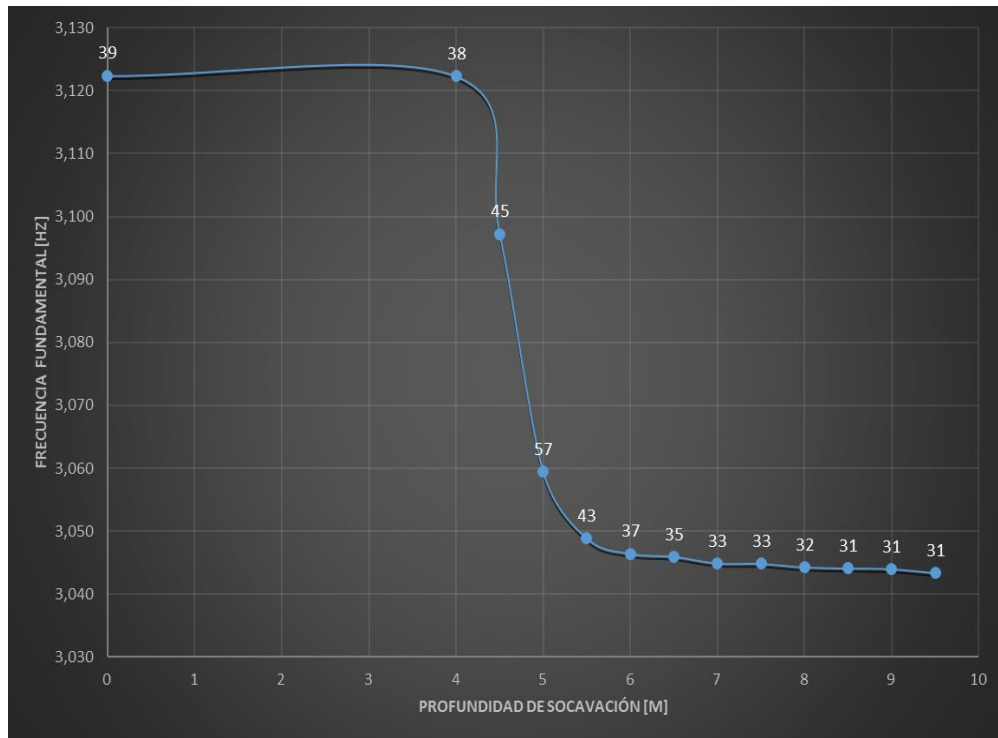


**Figura F 32.** Modelo 6. % Participación de masas vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 4, dirección X y Y. Autor.

Modelo 7

**Tabla F 25.** Modelo 7. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 2. Dirección longitudinal del puente (X).

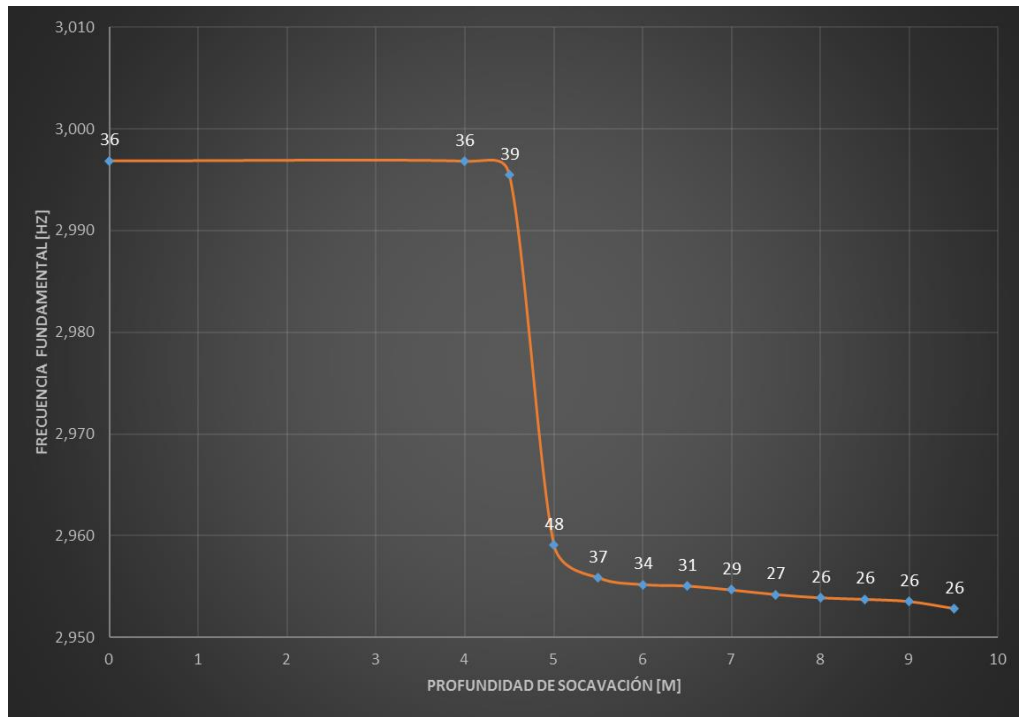
Modelo 7				
Pila Eje 2				
Profundidad socavación	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo No.
m	Hz		%	
0	3,122	X	39	20
4	3,122	X	38	20
4,5	3,097	X	45	21
5	3,059	X	57	21
5,5	3,049	X	43	21
6	3,046	X	37	21
6,5	3,046	X	35	21
7	3,045	X	33	21
7,5	3,045	X	33	21
8	3,044	X	32	21
8,5	3,044	X	31	21
9	3,044	X	31	21
9,5	3,043	X	31	21



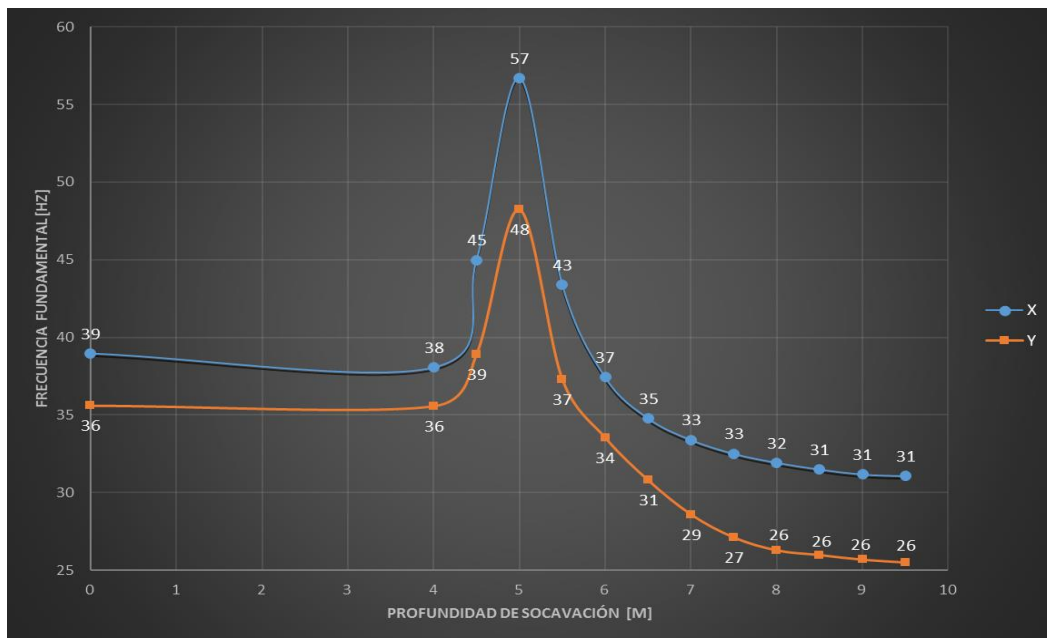
**Figura F 33.** Modelo 7. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 2. Dirección (X). Autor.

**Tabla F 26.** Modelo 7. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 2. Dirección transversal del puente (Y).

Modelo 7				
Pila Eje 2				
Profundidad socavación	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo
m	Hz		%	No.
0	2,997	Y	36	19
4	2,997	Y	36	19
4,5	2,995	Y	39	19
5	2,959	Y	48	18
5,5	2,956	Y	37	18
6	2,955	Y	34	20
6,5	2,955	Y	31	20
7	2,955	Y	29	20
7,5	2,954	Y	27	20
8	2,954	Y	26	20
8,5	2,954	Y	26	20
9	2,954	Y	26	20
9,5	2,953	Y	26	21



**Figura F 34.** Modelo 7. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 2. Dirección (Y). Autor.

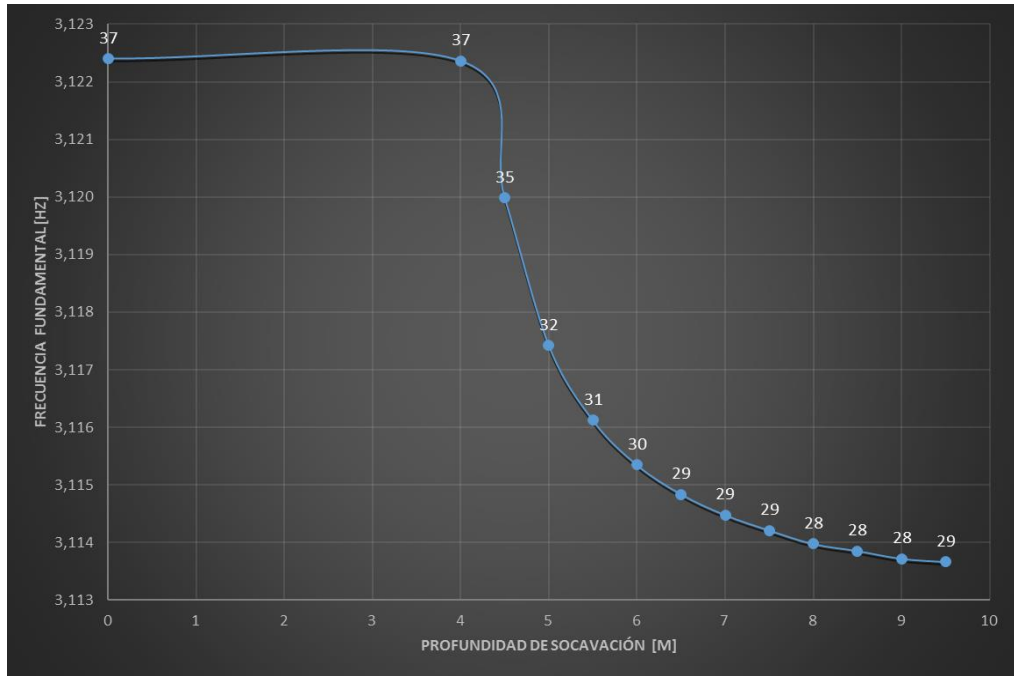


**Figura F 35.** Modelo 7. % Participación de masas vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 2, dirección X y Y. Autor.



**Tabla F 27.** Modelo 7. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 3. Dirección longitudinal del puente (X).

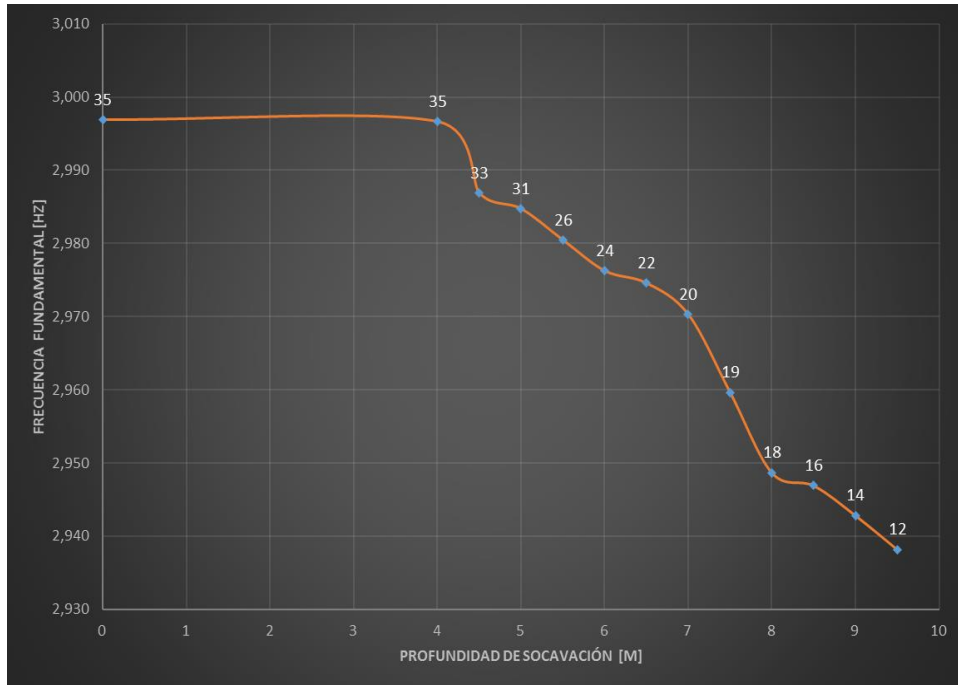
Modelo 7				
Pila Eje 3				
Profundidad	Frecuencia		Participación de	Modo
socavación	Fundamental	Dirección	masas	No.
m	Hz		%	
0	3,122	X	37	20
4	3,122	X	37	20
4,5	3,120	X	35	20
5	3,117	X	32	20
5,5	3,116	X	31	20
6	3,115	X	30	20
6,5	3,115	X	29	20
7	3,114	X	29	20
7,5	3,114	X	29	20
8	3,114	X	28	20
8,5	3,114	X	28	21
9	3,114	X	28	21
9,5	3,114	X	29	21



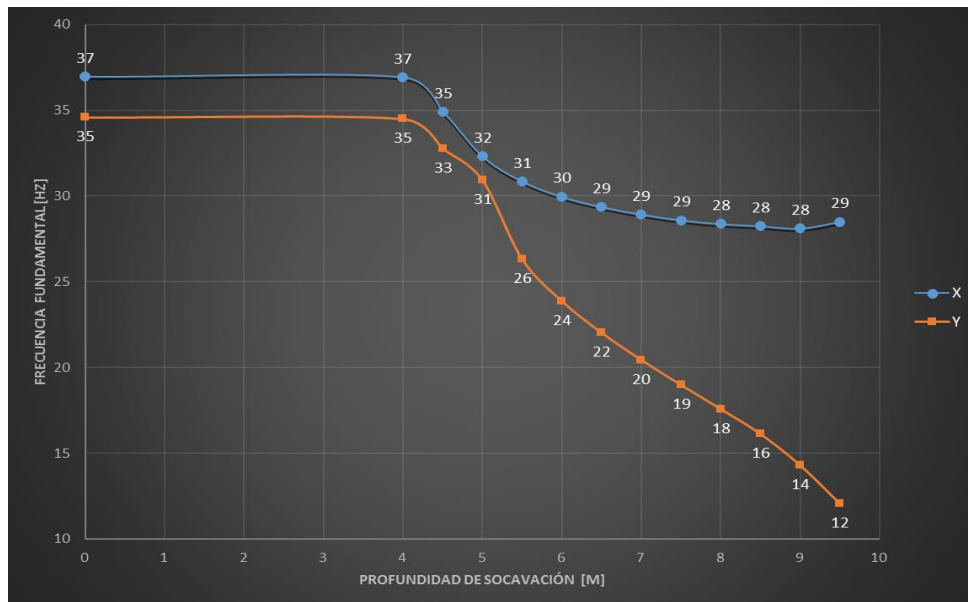
**Figura F 36.** Modelo 7. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 3. Dirección (X). Autor.

**Tabla F 28.** Modelo 7. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 3. Dirección transversal del puente (Y).

Modelo 7				
Pila Eje 3				
Profundidad socavación	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo No.
m	Hz		%	
0	2,997	Y	35	19
4	2,997	Y	35	19
4,5	2,987	Y	33	19
5	2,985	Y	31	19
5,5	2,980	Y	26	19
6	2,976	Y	24	19
6,5	2,975	Y	22	19
7	2,970	Y	20	19
7,5	2,960	Y	19	19
8	2,949	Y	18	19
8,5	2,947	Y	16	19
9	2,943	Y	14	20
9,5	2,938	Y	12	20



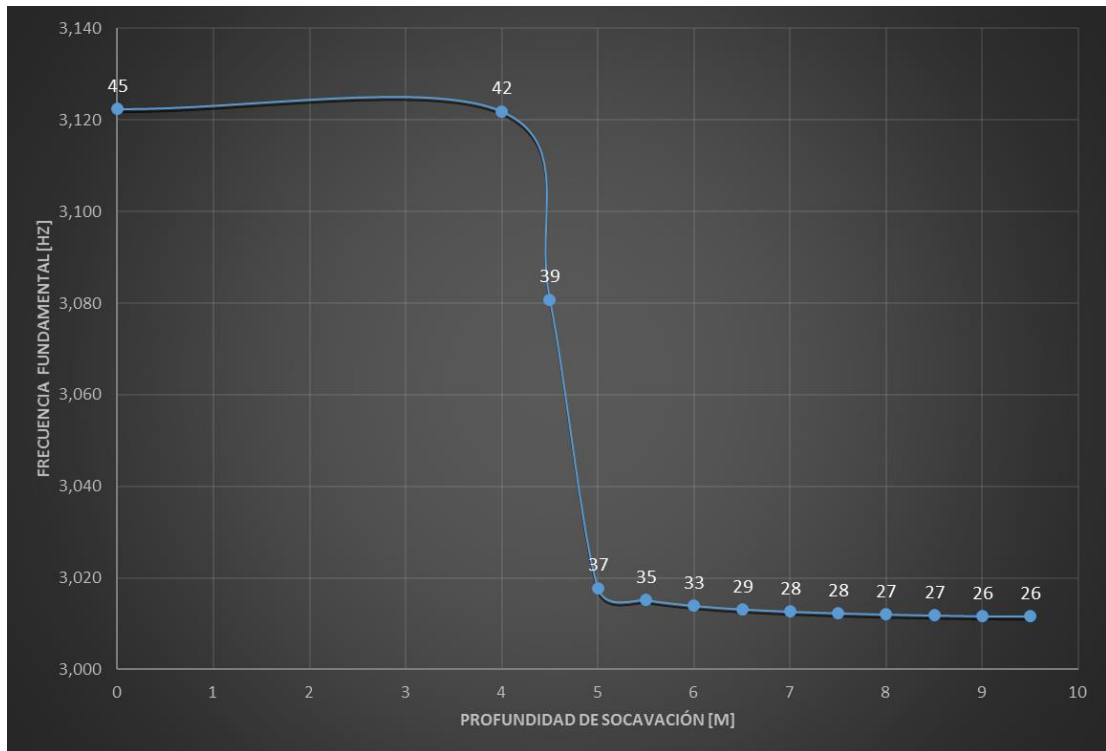
**Figura F 37.** Modelo 7. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 3. Dirección (Y). Autor.



**Figura F 38.** Modelo 7. % Participación de masas vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 3, dirección X y Y. Autor.

**Tabla F 29.** Modelo 7. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 4. Dirección longitudinal del puente (X).

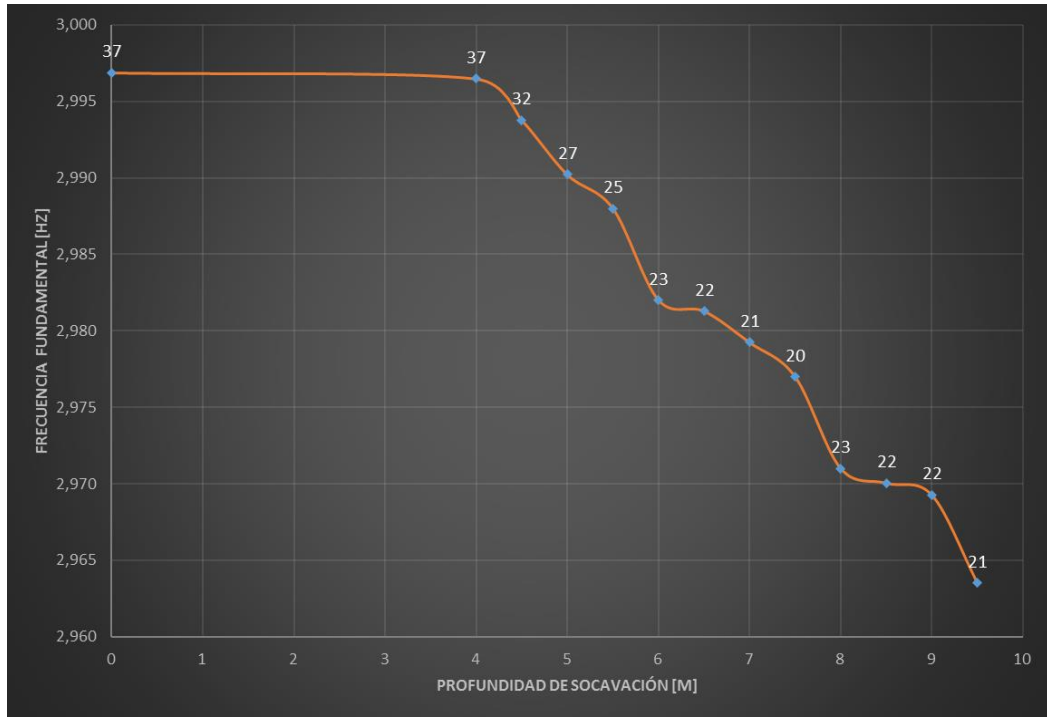
Modelo 7				
Pila Eje 4				
Profundidad socavación	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo
m	Hz		%	No.
0	3,122	X	45	20
4	3,122	X	42	20
4,5	3,081	X	39	20
5	3,018	X	37	20
5,5	3,015	X	35	20
6	3,014	X	33	20
6,5	3,013	X	29	20
7	3,013	X	28	20
7,5	3,012	X	28	20
8	3,012	X	27	20
8,5	3,012	X	27	20
9	3,012	X	26	20
9,5	3,012	X	26	20



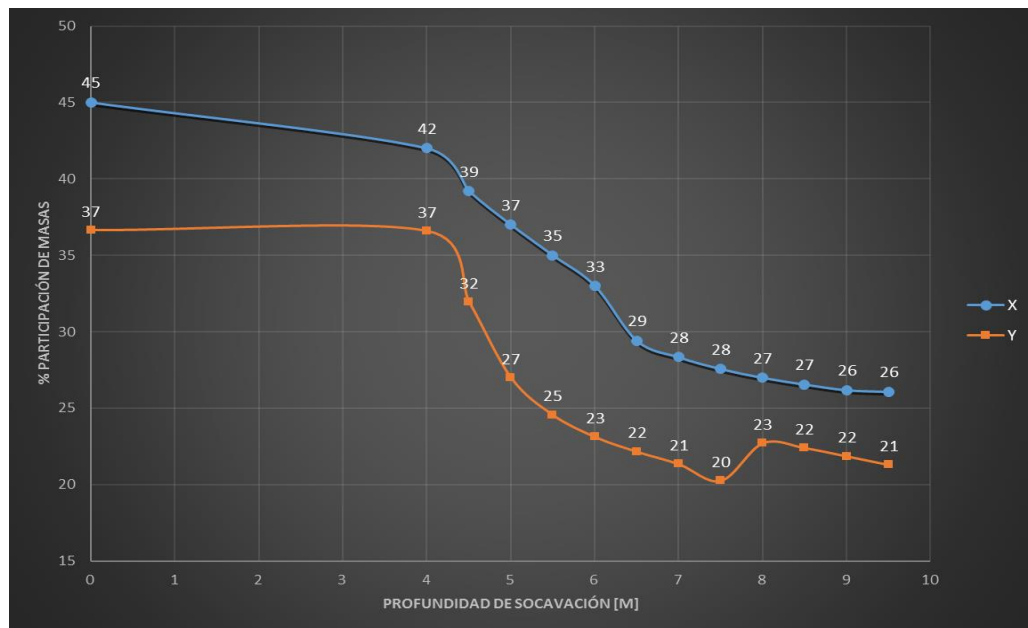
**Figura F 39.** Modelo 7. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 4. Dirección (X). Autor.

**Tabla F 30.** Modelo 7. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 4. Dirección transversal del puente (Y).

Modelo 7				
Pila Eje 4				
Profundidad socavación	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo
m	Hz		%	No.
0	2,997	Y	37	19
4	2,996	Y	37	19
4,5	2,994	Y	32	18
5	2,990	Y	27	18
5,5	2,988	Y	25	19
6	2,982	Y	23	21
6,5	2,981	Y	22	21
7	2,979	Y	21	21
7,5	2,977	Y	20	21
8	2,971	Y	23	21
8,5	2,970	Y	22	21
9	2,969	Y	22	21
9,5	2,964	Y	21	21



**Figura F 40.** Modelo 7. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 4. Dirección (Y). Autor.



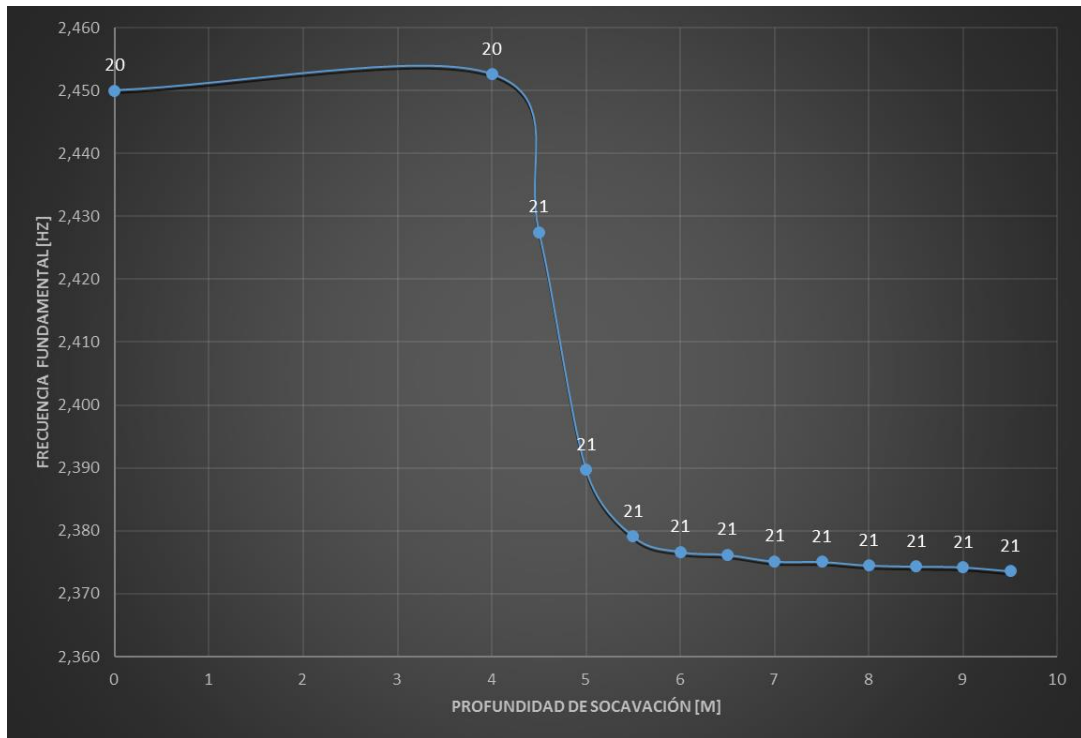
**Figura F 41.** Modelo 7. % Participación de masas vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 4, dirección X y Y. Autor.

*Modelo 8*



**Tabla F 31.** Modelo 8. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 2. Dirección longitudinal del puente (X).

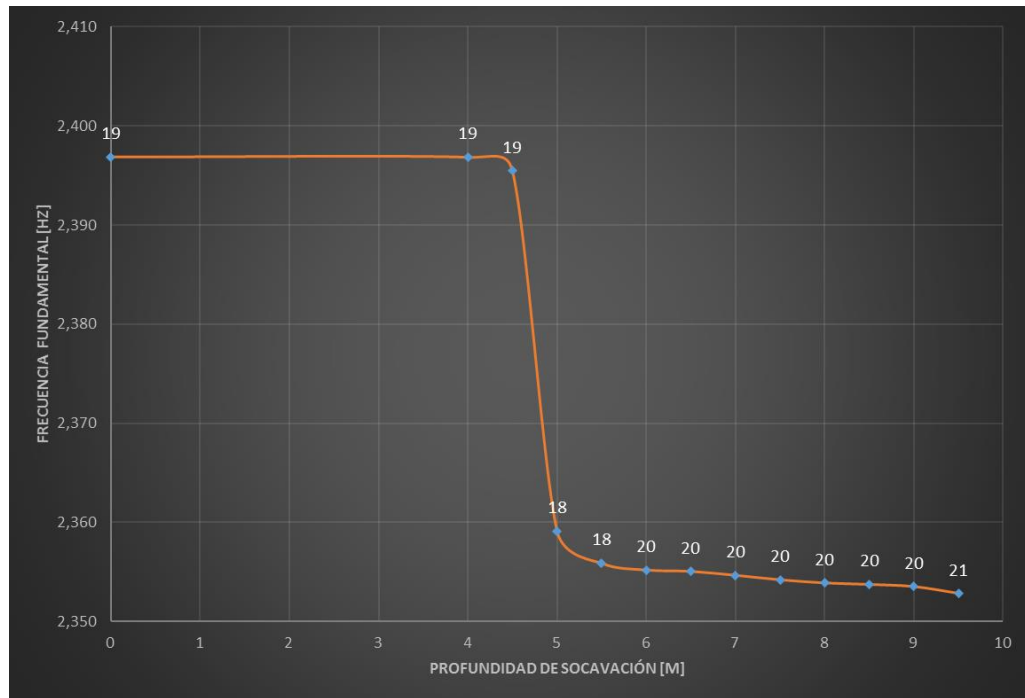
Modelo 8				
Pila Eje 2				
Profundidad socavación	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo
m	Hz		%	No.
0	2,450	X	35	20
4	2,453	X	34	20
4,5	2,427	X	41	21
5	2,390	X	53	21
5,5	2,379	X	39	21
6	2,377	X	33	21
6,5	2,376	X	31	21
7	2,375	X	29	21
7,5	2,375	X	28	21
8	2,374	X	28	21
8,5	2,374	X	27	21
9	2,374	X	27	21
9,5	2,374	X	27	21



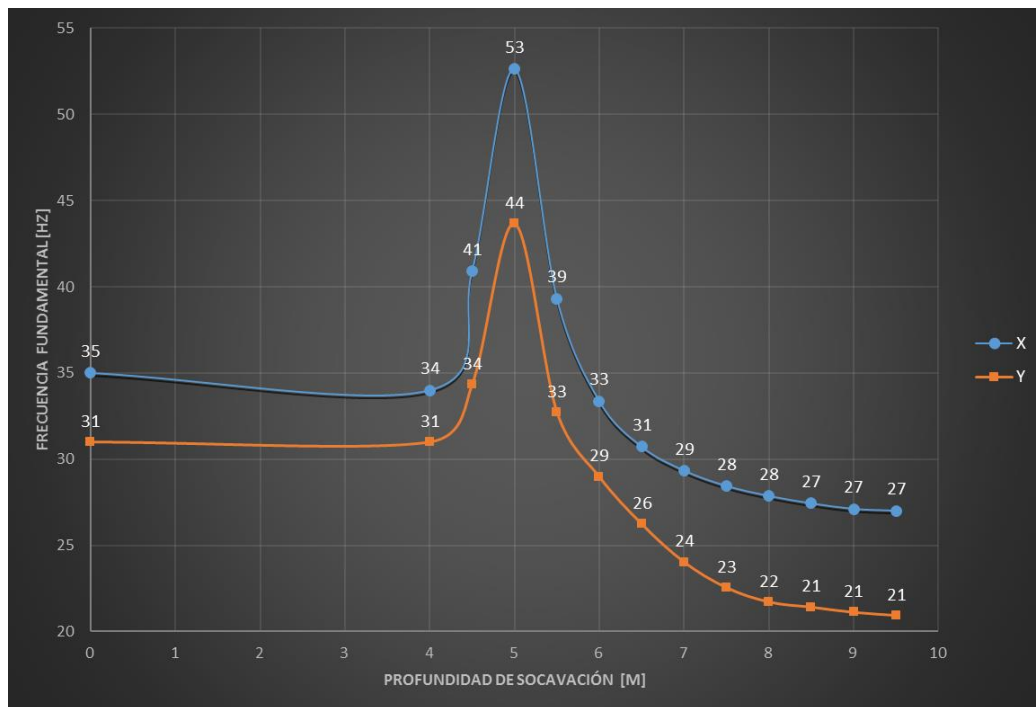
**Figura F 42.** Modelo 7. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 2. Dirección (X). Autor.

**Tabla F 32.** Modelo 8. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 2. Dirección transversal del puente (Y).

Modelo 8				
Pila Eje 2				
Profundidad socavación	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo
m	Hz		%	No.
0	2,397	Y	31	19
4	2,397	Y	31	19
4,5	2,395	Y	34	19
5	2,359	Y	44	18
5,5	2,356	Y	33	18
6	2,355	Y	29	20
6,5	2,355	Y	26	20
7	2,355	Y	24	20
7,5	2,354	Y	23	20
8	2,354	Y	22	20
8,5	2,354	Y	21	20
9	2,354	Y	21	20
9,5	2,353	Y	21	21



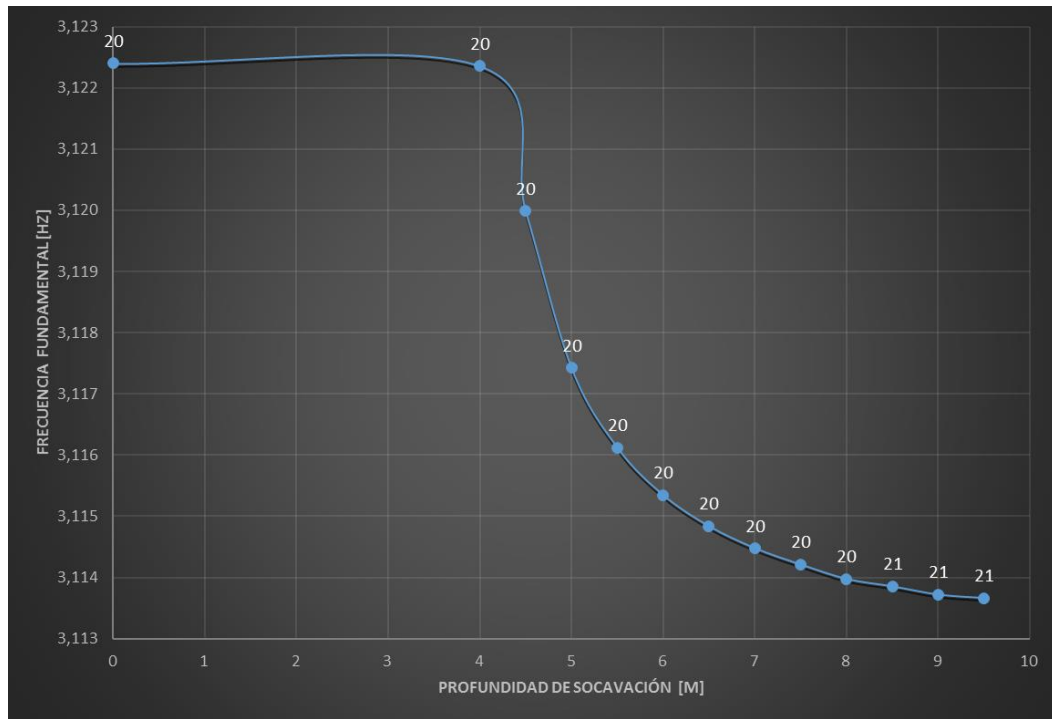
**Figura F 43.** Modelo 8. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 2. Dirección (Y). Autor.



**Figura F 44.** Modelo 8. % Participación de masas vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 2, dirección X y Y. Autor.

**Tabla F 33.** Modelo 8. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 3. Dirección longitudinal del puente (X).

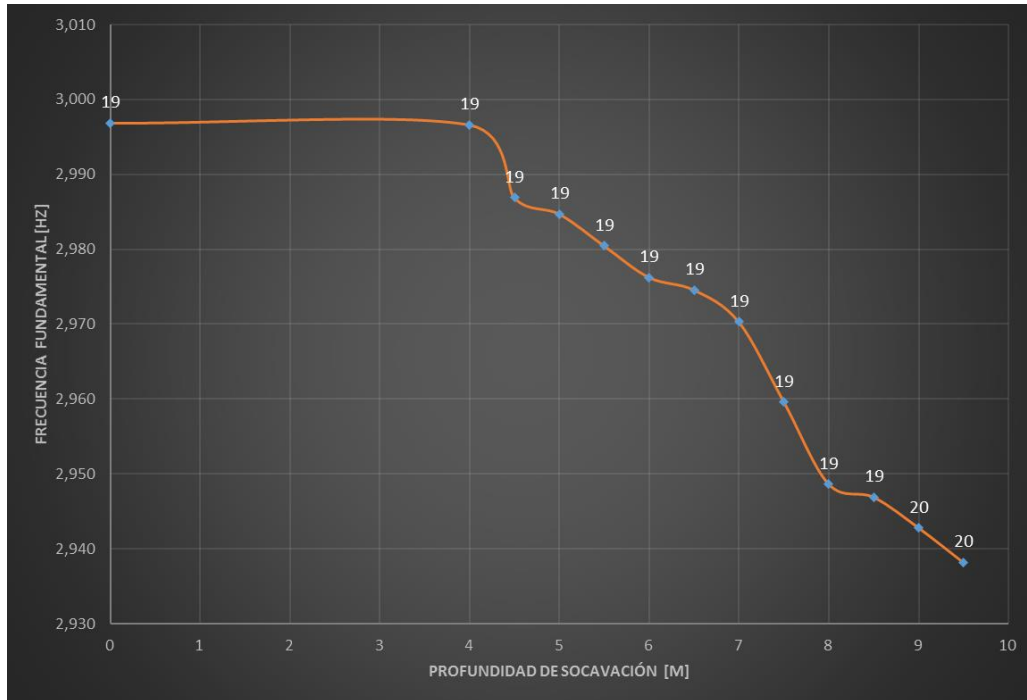
Modelo 8				
Pila Eje 3				
Profundidad	Frecuencia		Participación de	Modo
socavación	Fundamental	Dirección	masas	No.
m	Hz		%	
0	3,122	X	37	20
4	3,122	X	37	20
4,5	3,120	X	35	20
5	3,117	X	32	20
5,5	3,116	X	31	20
6	3,115	X	30	20
6,5	3,115	X	29	20
7	3,114	X	29	20
7,5	3,114	X	29	20
8	3,114	X	28	20
8,5	3,114	X	28	21
9	3,114	X	28	21
9,5	3,114	X	29	21



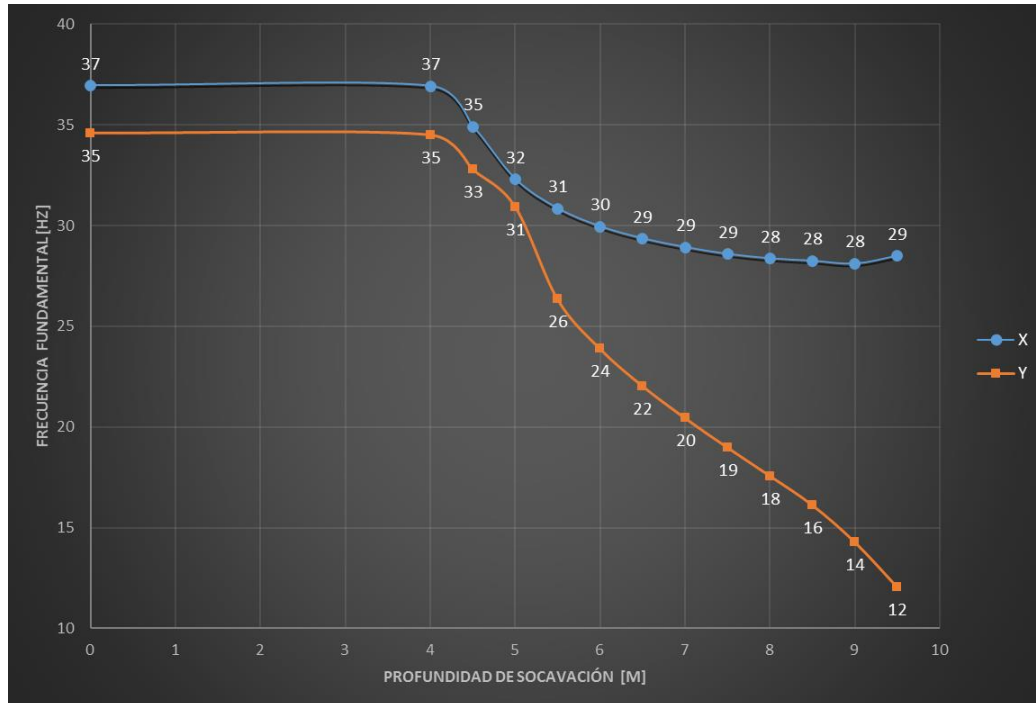
**Figura F 45.** Modelo 8. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 3. Dirección (X). Autor.

**Tabla F 34.** Modelo 7. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 3. Dirección transversal del puente (Y).

Modelo 8				
Pila Eje 3				
Profundidad socavación	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo
m	Hz		%	No.
0	2,997	Y	35	19
4	2,997	Y	35	19
4,5	2,987	Y	33	19
5	2,985	Y	31	19
5,5	2,980	Y	26	19
6	2,976	Y	24	19
6,5	2,975	Y	22	19
7	2,970	Y	20	19
7,5	2,960	Y	19	19
8	2,949	Y	18	19
8,5	2,947	Y	16	19
9	2,943	Y	14	20
9,5	2,938	Y	12	20



**Figura F 46.** Modelo 8. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 3. Dirección (Y). Autor.

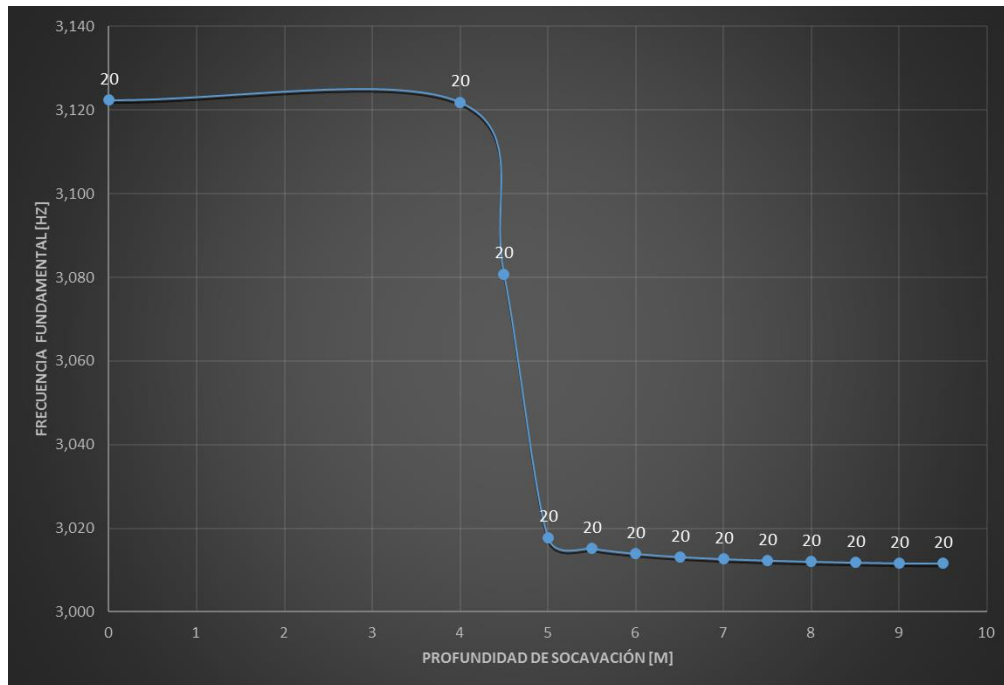


**Figura F 47.** Modelo 8. % Participación de masas vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 3, dirección X y Y. Autor.



**Tabla F 35.** Modelo8. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 4. Dirección longitudinal del puente (X).

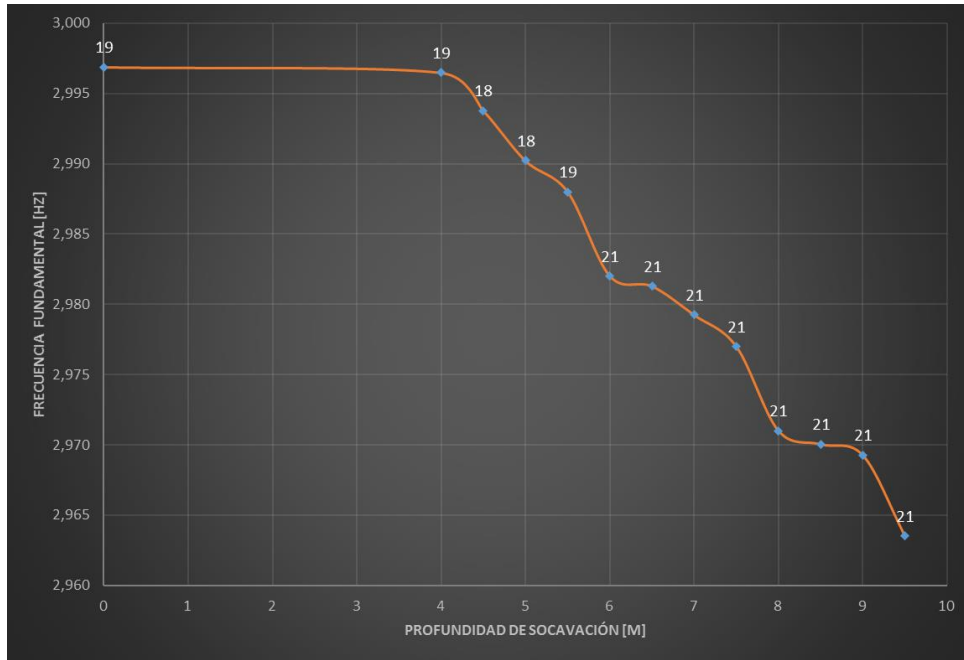
Modelo 8				
Pila Eje 4				
Profundidad socavación	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo
m	Hz		%	No.
0	3,122	X	45	20
4	3,122	X	42	20
4,5	3,081	X	39	20
5	3,018	X	37	20
5,5	3,015	X	35	20
6	3,014	X	33	20
6,5	3,013	X	29	20
7	3,013	X	28	20
7,5	3,012	X	28	20
8	3,012	X	27	20
8,5	3,012	X	27	20
9	3,012	X	26	20
9,5	3,012	X	26	20



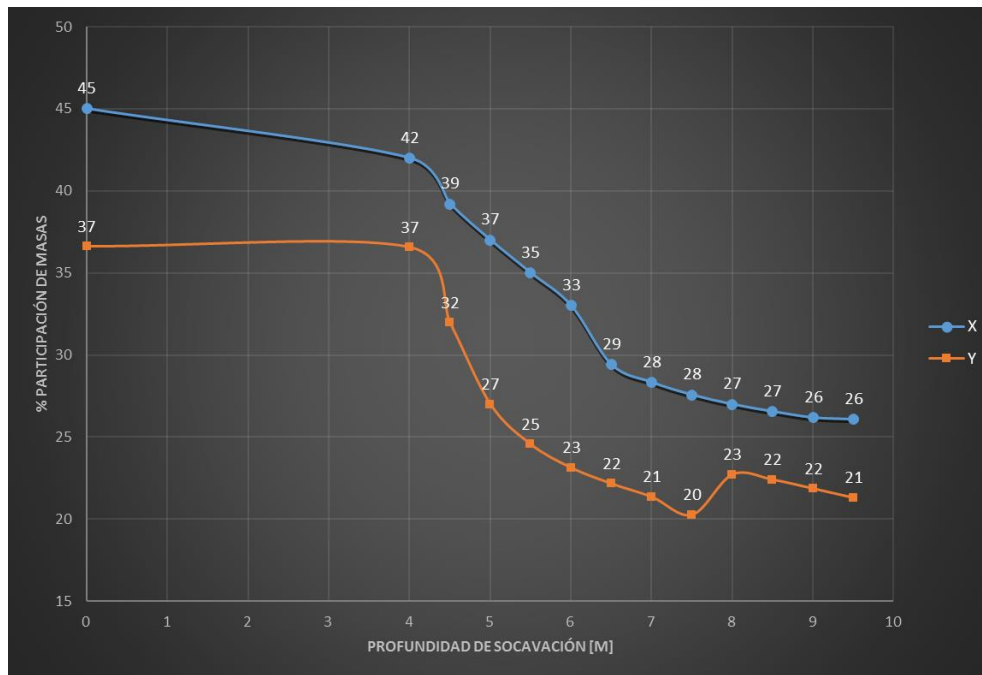
**Figura F 48.** Modelo 8. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 4. Dirección (X). Autor.

**Tabla F 36.** Modelo 8. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 4. Dirección transversal del puente (Y).

Modelo 8				
Pila Eje 4				
Profundidad socavación	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo
m	Hz		%	No.
0	2,997	Y	37	19
4	2,996	Y	37	19
4,5	2,994	Y	32	18
5	2,990	Y	27	18
5,5	2,988	Y	25	19
6	2,982	Y	23	21
6,5	2,981	Y	22	21
7	2,979	Y	21	21
7,5	2,977	Y	20	21
8	2,971	Y	23	21
8,5	2,970	Y	22	21
9	2,969	Y	22	21
9,5	2,964	Y	21	21



**Figura F 49.** Modelo 8. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 4. Dirección (Y). Autor.



**Figura F 50.** Modelo 8. % Participación de masas vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 4, dirección X y Y. Autor.