

**EFFECTO DEL ÁNGULO DE ESVAJE EN LA RESPUESTA SÍSMICA DE
PUENTES DE VIGA Y LOSA EN CONCRETO REFORZADO CON ESTRIBOS
INTEGRALES**

**FREDY SEBASTIAN TOLOZA PIMIENTO
JESÚS OMAR CONTRERAS GONZÁLEZ**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FISICOMECAÑICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA
2015**

**EFFECTO DEL ÁNGULO DE ESVAJE EN LA RESPUESTA SÍSMICA DE
PUENTES DE VIGA Y LOSA EN CONCRETO REFORZADO CON ESTRIBOS
INTEGRALES**

**FREDY SEBASTIAN TOLOZA PIMIENTO
JESÚS OMAR CONTRERAS GONZÁLEZ**

**Trabajo de Grado para optar por el título de
Ingeniero Civil**

**Director
JOSÉ MIGUEL BENJUMEA ROYERO
Ingeniero Civil, Ph.D (c)**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FISICOMECAÑICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA
2015**

DEDICADO

A Dios por brindarme la sabiduría y fortaleza para desarrollar este proyecto.

A mis padres, y demás familiares por la confianza y apoyo brindado.

A mis profesores, que me motivaron a la investigación.

FREDY SEBASTIAN TOLOZA PIMIENTO

DEDICADO

A Dios por brindarme los conocimientos y la entereza para realizar este proyecto.

A mis padres, y demás familiares que me brindaron su respaldo y confianza.

A mis profesores y compañeros que me motivaron a la investigación.

JESÚS OMAR CONTRERAS GONZÁLEZ

AGRADECIMIENTOS

*Al profesor José Miguel Benjumea Royero por la colaboración y orientación
brindada en el desarrollo de este proyecto.*

*Al Ingeniero Edgar De Los Santos, ingeniero de soporte técnico Midas Civil, por la
asesoría brindada durante el desarrollo del proyecto en el software de diseño y
análisis de puentes Midas Civil.*

*FREDY SEBASTIAN TOLOZA PIMIENTO
JESÚS OMAR CONTRERAS GONZALEZ*

TABLA DE CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN	18
1. MARCO TEORICO	20
2. METODOLOGÍA	30
2.1. DESCRIPCIÓN DEL PUENTE.....	30
2.2. MATERIALES	33
2.3. CARGAS.....	34
2.4. COMBINACIONES DE CARGA.....	36
3. MODELAMIENTO NUMÉRICO Y ANÁLISIS	38
4. RESULTADOS.....	40
4.1. ANÁLISIS MODAL	40
4.2. COMPORTAMIENTO DE LAS VIGAS.....	42

4.3.	COMPORTAMIENTO DE LAS PILAS.....	52
4.4.	DESPLAZAMIENTO DE PILA-ESTRIBO INTEGRAL.....	58
4.5.	COMPORTAMIENTO DEL ESTRIBO INTEGRAL.....	61
4.6.	EFFECTO DEL ÁNGULO DE ESVAJE EN LA RESPUESTA SÍSMICA	64
5.	CONCLUSIONES	67
	CITAS	69
	BIBLIOGRAFÍA.....	74
	ANEXOS	76

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Dimensiones de los elementos estructurales del puente.	33
Tabla 2. Combinaciones de carga última	37
Tabla 3. Factores de modificación de respuesta.....	37
Tabla 4. Porcentaje de participación modal de masas. Modelo puente integral con variación del esviaje.....	41
Tabla 5. Fuerzas internas máximas en las vigas	65
Tabla 6. Relación Extremo/Resistencia para las fuerzas internas en las vigas	65
Tabla 7. Relación Extremo/Resistencia en la deflexión de pila-estribo.....	65
Tabla 8. Relación Extremo/Resistencia para las fuerzas internas en las pilas.	66
Tabla 9. Verificación de la deflexión en la pila	84
Tabla 10. Datos de entrada del suelo y del pilote para el cálculo de la curva P-Y.	86

LISTA DE GRÁFICAS

	Pág.
Gráfica 1. Momento flector en las vigas debido a las combinaciones de carga: (a) viga externa. (b) viga interna	43
Gráfica 2. Fuerzas cortantes en las vigas debido a las combinaciones de carga: (a) viga externa. (b) viga interna	45
Gráfica 3. Torsión en las vigas debido a las combinaciones de carga: (a) viga externa. (b) viga interna	46
Gráfica 4. Fuerzas axiales en las vigas debido a las combinaciones de carga: (a) viga externa. (b) viga interna	48
Gráfica 5. Variación de las fuerzas internas máximas por combinaciones de cargas extremas en función del esviaje: (a) axial-cortante. (b) momento-torsión .	50
Gráfica 6. Variación de las fuerzas internas máximas por combinaciones de cargas de resistencia en función del esviaje: (a) axial-cortante. (b) momento-torsión.	51
Gráfica 7. Fuerzas axiales en la pila debida a las combinaciones de carga: (a) esviaje 0°. (b) esviaje 70°	53
Gráfica 8. Evolución del cortante en las pilas por combinaciones de carga: (a) esviaje 0°. (b) esviaje 50°	54
Gráfica 9. Variación del momento en las pilas por combinaciones de carga: (a) esviaje 0°. (b) esviaje 70°	56
Gráfica 10. Variación de las fuerzas internas máximas en función del esviaje: (a) axial-cortante. (b) momento	57
Gráfica 11. Deflexiones máximas en pila-estribo en dirección (X): (a) desplazamiento negativo. (b) desplazamiento positivo	59
Gráfica 12. Deflexiones máximas en pila-estribo en dirección (Y): (a) desplazamiento negativo. (b) desplazamiento positivo	60

Gráfica 13. Variación de las fuerzas internas máximas en función del ángulo de esviaje: (a) fuerza axial-cortante. (b) momento flector-torsional63

Gráfica 14. Curva p-y para suelos arenosos a diferentes profundidades89

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Esquema general de puente integral	21
Figura 2. Estribo integral, tipo marco rígido.	22
Figura 3. Estribo integral fundado con pilotes.....	23
Figura 4. Estribo integral, tipo Bank pad.	23
Figura 5. Estribo integral, tipo pantalla.....	24
Figura 6. Estribo semi-integral con zapata de cimentación.....	25
Figura 7. Condiciones de rigidez en una pila con estribo integral.	28
Figura 8. Sección longitudinal del puente en estudio.....	31
Figura 9. Sección transversal del puente en estudio.	31
Figura 10. Longitud de apoyo de viga en estribo.	32
Figura 11. Empuje de tierra en estribo integral	34
Figura 12. Estado de carga de camión de diseño y carril de diseño	35
Figura 13. Espectro de aceleraciones de diseño para 5% de amortiguamiento ...	36
Figura 14. Condición de apoyo en puentes integrales	39
Figura 15. Formas modales fundamentales de la estructura variando el ángulo de esviaje.....	42
Figura 16. Sectores de ocurrencia de fuerzas máximas en el estribo.....	62
Figura 17. Idealización del cimiento con apoyos elásticos.....	83
Figura 18. Curva p-y para suelos arenosos	85
Figura 19. Valores de coeficientes A_s y A_c	87
Figura 20. Valores de coeficientes admisibles B_s y B_c	88

LISTA DE ANEXOS

	Pág.
ANEXO A: DISEÑO ESTRUCTURAL.....	76
ANEXO B: VALIDACIÓN DE DEFORMACIONES EN LAS PILAS	80
ANEXO C: INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN LA PILA	85

RESUMEN

TÍTULO: EFECTO DEL ÁNGULO DE ESVAJE EN LA RESPUESTA SÍSMICA DE PUENTES DE VIGA Y LOSA EN CONCRETO REFORZADO CON ESTRIBOS INTEGRALES*

AUTORES: FREDY SEBASTIAN TOLOZA PIMIENTO**
JESÚS OMAR CONTRERAS GONZALEZ**

PALABRAS CLAVES: Ángulo de Esviaje, Puente Integral, Respuesta Estructural, Cargas Permanentes, Cargas Móviles, Deflexiones, Combinaciones Extremas, Respuesta Sísmica.

RESUMEN: Los puentes integrales son cada vez más populares alrededor del mundo. Países como Estados Unidos cuenta con una gran experiencia en esta tipología de puentes, siendo una alternativa en el diseño y construcción de proyectos de carretera con tableros de luces cortas, pequeños ángulos de esviaje, pilares conectados directamente a la losa y sin juntas de dilatación para la expansión o contracción de la superestructura. En el presente artículo se presenta una evaluación del efecto en la variación del ángulo de esviaje en la respuesta estructural de un puente integral en concreto reforzado de viga y losa bajo acciones sísmicas, ya que el valor del ángulo esviaje se ha marcado como una limitante para la concepción de esta tipología de puentes. La respuesta sísmica del puente, las fuerzas máximas internas, al igual que los desplazamientos máximos serán evaluados mediante el modelado de la estructura en el software midas Civil. El estudio se centra, en evaluar el comportamiento de las vigas, las pilas y los estribos, para determinar bajo qué condiciones de ángulo de esviaje se presenta un comportamiento más crítico en los elementos estructurales bajo acción sísmica y comparar estos resultados con las recomendaciones y limitantes que sugieren las diferentes normativas y estudios realizados sobre puentes integrales. Los resultados obtenidos muestran cambios en las formas modales de la estructura en la variación del ángulo de esviaje, y una mayor incidencia en la respuesta interna de los elementos bajo cargas permanentes y cargas móviles actuantes, mientras que en las deflexiones, las combinaciones extremas presenta mayor porcentaje de afectación.

* Proyecto de Grado

** Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: José Miguel Benjumea Royero, Ingeniero Civil, M.Sc, Ph.D (c).

ABSTRACT

TITLE: EFFECT OF SKEW ANGLE IN THE SEISMIC RESPONSE OF INTEGRAL BRIDGES OF REINFORCED CONCRETE BEAM AND SLAB*

AUTHORS: FREDY SEBASTIAN TOLOZA PIMIENTO**
JESÚS OMAR CONTRERAS GONZALEZ**

KEY WORDS: Skew Angle, Integral Abutment Bridge, Structural Response, Permanent Loads, Moving Loads, Extreme Combinations, Seismic Response.

ABSTRACT: The integral bridges are most popular around on the world. Countries like the United States have great experience in this type of bridges, are being an alternative in the design and construction of road projects with short span lengths, small skew angle, piles connected directly to the bridges deck without movement joints for expansion or contraction of the superstructure. The aim of this paper is to present an evaluation of the effect in the skew angle variation in the structural response of integral abutment bridge in reinforced concrete of beam and slab under seismic actions, since the value of the skew angle has been marked as a constraint to the design of this type of bridges. The seismic response of the bridge, the internal maximum forces, so the maximum displacements will be evaluated by the modeling structure software Midas Civil. The study is focused on the evaluation of the behavior the beams, piles and the abutments to determine under what conditions of skew angle are shown critical behavior in structural elements under seismic action and compared these results with the recommendations and limitations suggesting by different regulations and studies of integral bridges. The results show changes in the shapes of the structure in the skew angle variation and increased incidence in internal response elements acting under permanent loads and moving loads, while the deflections, extreme combinations has increased percentage of affectation.

* Work Degree

** Physical-Mechanical Engineering Faculty. Departament of Civil Engineering. Director José Miguel Benjumea Royero, Civil Engineer, M.Sc, Ph.D (c).

INTRODUCCIÓN

Los puentes con estribos integrales son estructuras caracterizadas por su condición de alta redundancia, al ser un conjunto monolítico entre el tablero, estribo y cimentación, esta tipología de puente ha tenido buen comportamiento sísmico, al trabajar como una sola unidad ante las diferentes solicitudes de cargas [1]. Aunque su uso ha aumentado, no hay una normatividad de diseño para la realización de estos puentes, obligando a las agencias de transportes, entidades estatales, y diseñadores, basarse en la experiencia mostrada en países como Estados Unidos, Canadá, Alemania, España, Finlandia Suecia, Japón, para especificar los parámetros que guíen los diseños y prácticas de construcción, generando ciertas limitaciones entre las cuales se puede mencionar las condiciones del suelo, longitud de la luz del puente, esviaje, curvatura, uso de terraplenes estables y losas de aproximación, entre otras. La idealización de estructuras integrales o estructuras continuas tiene como precursor al Profesor de la Universidad de Illinois Hardy Cross, quien realiza en 1930, la formulación para el análisis de estructuras de marcos continuos en concreto, mediante la distribución de momentos[2], buscando proporcionar mayor vida útil a las estructuras de puentes convencionales; a partir de ese momento se evidencio un interés en el estudio de esta tipología de puentes.

Una limitación presente en los puentes con estribos integrales está ligada al ángulo de esviaje, ya que a grandes valores de esviaje, los empujes de tierra generan rotaciones en los estribos y sobrecargas en las pilas [3]. En algunos países como el Reino Unido limitan el ángulo de esviaje a 30° , en Estados Unidos el límite máximo para el ángulo de esviaje es de 45° . En este artículo se pretende estudiar la respuesta de la estructura frente a acciones sísmicas para diferentes ángulos de esviaje, e identificar si presenta alguna incidencia en las recomendaciones que limitan el valor de este ángulo.

En el presente artículo, se presenta la revisión literaria de puentes con estribos integrales, mostrando generalidades, comportamiento sísmico y afectación del esviaje en estas estructuras y otros parámetros que inciden en esta tipología estructural. En la metodología se describen las propiedades, dimensiones y consideraciones que se tomaron en cuenta para el modelado. Por último se describe los resultados obtenidos del análisis, además de las conclusiones del trabajo realizado y recomendaciones que se aportan para su implementación en la infraestructura vial del país.

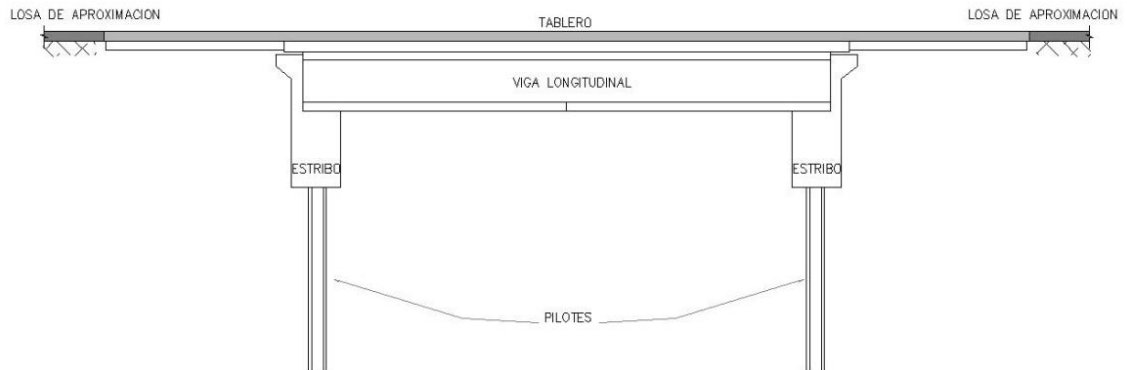
1. MARCO TEORICO

El puente integral es aquel donde la superestructura está directamente conectada a la subestructura, sin contar con elementos como juntas de dilatación y aparatos de apoyo, ver figura 1. Su aparición se remonta a los primeros puentes en arco en épocas romanas y a los puentes en mampostería del siglo XIX, construidos monolíticamente.

Los puentes convencionales han sido desarrollados como estructuras de gran funcionalidad y resistencia, sin tener en cuenta la vida útil de la estructura. Los elementos como juntas y apoyos, además de ser un medio de colapso ante acciones dinámicas [4], poseen una vida útil inferior a la de los puentes, causando considerables costos en operaciones de mantenimiento, monitoreo y sustitución periódica [5]. La eliminación de estos elementos reduce costos de construcción, problemas de mantenimiento e incrementa la estabilidad y durabilidad de los puentes. La tendencia mostrada en países como Estados Unidos, Canadá, Alemania, España, Finlandia Suecia, Japón, en el diseño y construcción de puentes, han llevado a considerar alternativas en el desarrollo de puentes con pilares integrales.

Los puentes integrales requieren de una construcción rigurosa a la hora de suministrar el acero de refuerzo, ya que el éxito de su buen comportamiento está directamente ligado al diseño estructural, pero su proceso de construcción en general es bastante práctico y rápido [6], esta característica asume una mayor importancia teniendo en cuenta que se ha generado el uso de esta tipología para reparar y sustituir puentes convencionales.

Figura 1. Esquema general de puente integral



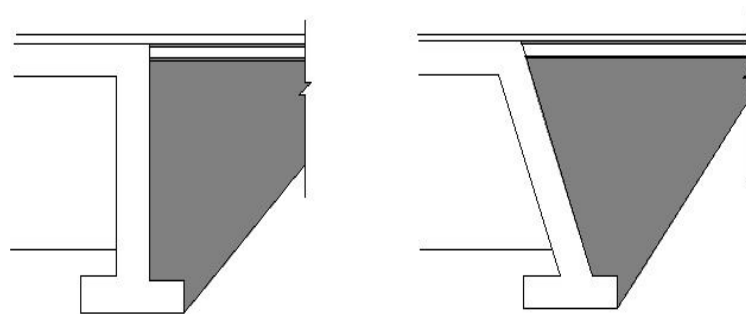
Los puentes con estribos integrales poseen un mejor comportamiento estructural debido a que es un conjunto hiperestático que puede distribuir mejor los esfuerzos, además de evitar movimientos indeseables en el tablero que pueden afectar la integridad de elementos principales y auxiliares del puente [7], haciendo de esta configuración de puente, una estructura más segura en los mecanismos de colapso que se puedan presentar en estados límites últimos [8], ya que proporcionan redundancia y capacidad de reducir en un 67% la distribución de las cargas longitudinales [4].

Los estribos para esta tipología de puentes pueden variar dependiendo básicamente de la topografía, la geometría de la estructura, las características del tipo de suelo, además de los desplazamientos y empuje pasivo del terreno. La funcionalidad de un estribo integral se sustenta bajo la premisa que dada la flexibilidad de los pilotes, los esfuerzos generados en la superestructura son transferidos a la subestructura y suelo de fundación, a través de la conexión rígida entre ambas, donde el diafragma del estribo se vincula monolíticamente con la

superestructura trabajando como un muro de sostenimiento, y por otro lado la superestructura actúa como puntal entre los estribos [9]. En general los tipos de estribos integrales son los de tipo marco rígido, tipo estribo fundado con pilotes, tipo Bank pad y tipo pantalla.

El estribo de tipo marco rígido representado en la figura 2, trabaja como un pórtico monolítico, por lo tanto es un estribo con gran rigidez, que soporta las cargas verticales y también actúa como muro de contención para las presiones de tierras que impone el terraplén. Este tipo de estribo permite la transferencia de momentos flectores, fuerzas cortantes y axiales desde la cubierta del puente hasta la cimentación [10].

Figura 2. Estribo integral, tipo marco rígido.

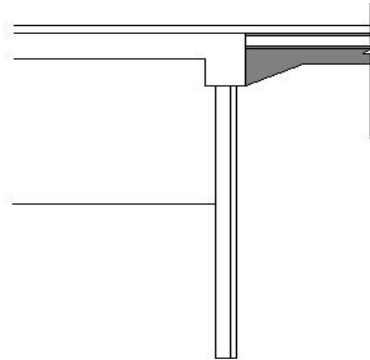


Fuente: BA 42/96, Design Manual for Roads and Bridges.

En la figura 3 se representa un estribo integral donde la restricción al balanceo del mismo depende de la longitud del empotramiento. La superestructura y la subestructura forman una sola pieza donde se empotran los pilotes, con el objeto de reducir la flexión en los pilotes debido a los movimientos de la superestructura

por retracción, fluencia, movimientos por efectos térmicos, movimientos bajo acción sísmica, y cualquier solicitud que pueda afectar el puente [9].

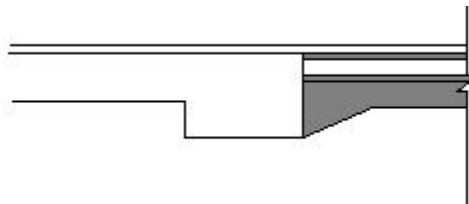
Figura 3. Estribo integral fundado con pilotes.



Fuente: BA 42/96, Design Manual for Roads and Bridges.

El estribo tipo **Bank pad**, ver figura 4, funciona como soporte final de un puente, el cual presenta movimientos horizontales cuando se genera contracción o expansión en el tablero, este debe tener unas dimensiones y peso adecuado para evitar asentamientos diferenciales excesivos.

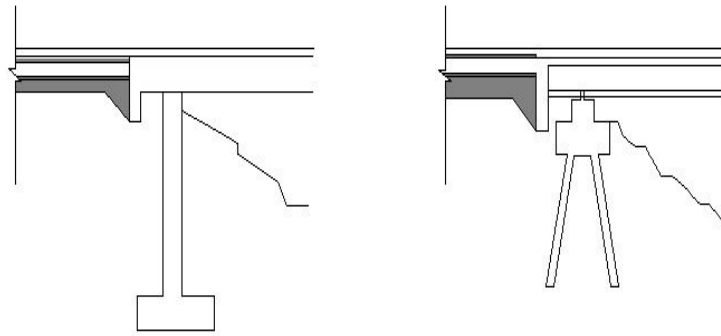
Figura 4. Estribo integral, tipo Bank pad.



Fuente: BA 42/96, Design Manual for Roads and Bridges.

El estribo integral mostrado en la figura 5, trabaja como un muro de contención para soportar las presiones de tierras impuestas por el terraplén y la transferencia de cargas longitudinales. Las cargas verticales son transferidas a través de soportes independientes, estos soportes se encuentran separados de la pantalla, con el fin de limitar el movimiento vertical de esta, cuando la parte final del tablero presenta una deflexión.

Figura 5. Estribo integral, tipo pantalla.

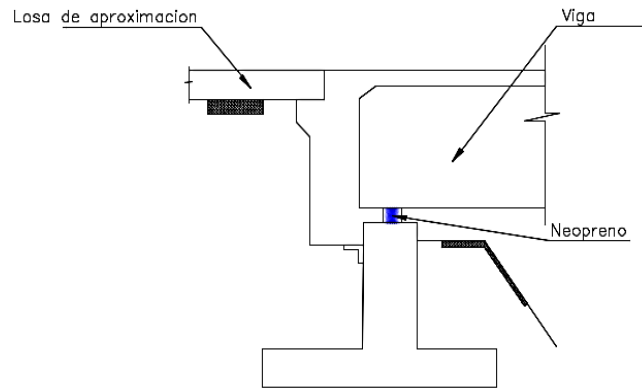


Fuente: BA 42/96, Design Manual for Roads and Bridges.

Adjunta a estas tipologías está el denominado estribo semi-integral, ver figura 6, del cual se presentan dos tipos, uno con aparatos de apoyos y juntas en los estribos, y el otro donde se hace de los estribos un nudo con cierta capacidad de giro sin tener en cuenta juntas de dilatación [2]. Los estribos semi-integrales son utilizados para puentes de uno o múltiples vanos continuos sin juntas de dilatación en un tablero móvil, por lo tanto existe una libertad de movimiento de la superestructuras con respecto a los estribos, esto conlleva a depender de otros medios para su estabilidad longitudinal y lateral, haciendo referencia a los aparatos de apoyo [11]. Es usual ver el uso de los estribos semi-integrales cuando se requiera, por cualquier motivo, sobrepasar los valores máximos que limitan el ángulo de esviaje, debido a la fuerza que se genera para la estabilización del estribo, donde se excedan la

resistencia por rozamiento del relleno contra el estribo o la resistencia al corte del relleno [12].

Figura 6. Estribo semi-integral con zapata de cimentación.



Fuente: Proceso Constructivo de Puentes Integrales Cortos.

Por lo general se puede encontrar que la forma más común de cimentar los estribos integrales es por medio de una fila de pilotes hincados, metálicos o de hormigón armado, como también de hormigón pretensado, buscando brindar una mayor flexibilidad para acomodarse a los movimientos sobreimpuestos [13]. Los pilotes se encargan de transmitir y disipar las demandas de cargas provenientes del tablero y vigas hacia el suelo de fundación [14]. La rigidez de los pilotes se requiere que sea baja para minimizar los efectos de flexión causados por los desplazamientos horizontales y las rotaciones en el estribo [15].

Existen varios tipos de secciones de pilotes que se utilizan para la cimentación en puentes con estribos integrales, como también diferentes materiales. En el caso de los pilotes de hormigón, se destacan por tener una buena resistencia a la corrosión,

además su costo puede ser un factor que prime para su uso, aunque estos estén encaminados para puentes de luces cortas, ya que la ductilidad no puede llegar a ser la adecuada para resistir deformaciones inducidas en estos elementos, a causa de tener una resistencia baja a la flexión con una alta probabilidad de fallo súbito en el estribo [15].

Los pilotes metálicos son muy atractivos para los diseñadores de esta tipología de puentes, sobre todo los perfiles metálicos en “H”, ya que estos tienen la capacidad de soportar grandes deformaciones elásticas [16], y a su vez son caracterizados principalmente por su resistencia al pandeo local [17].

La orientación de la pila en H, puede variar dependiendo de las condiciones de sitio, por lo general se puede encontrar orientadas en su eje débil de flexión, obedeciendo principalmente a que de esta manera se logran disminuir tensiones en las pilas, además de asegurarse de que no se genere pandeo local. Otra alternativa que se puede encontrar en las pilas o pilotes en puentes con estribos integrales son los metálicos tubulares circulares rellenos de hormigón, contando con un eficiente comportamiento estructural debido a la acción compuesta entre el hormigón y el acero, que produce un “estado triaxial” de tensiones al núcleo proporcionado por el perfil metálico, y una resistencia al pandeo local del perfil metálico aportado por el hormigón [8].

El comportamiento sísmico de las pilas depende de las condiciones de sitio, para la estabilización y cimentación del puente. Cuando la pila es flexible y la superestructura es rígida, esto produce movimientos traslacionales en la pila-estribo en dirección longitudinal del puente. Otra situación se presenta cuando la superestructura es flexible y la pila rota como un cuerpo rígido. En el caso de los

terraplenes de acceso, la pila-estribo se comporta como un cuerpo rígido a mayores profundidades, mientras que en la parte superior es más flexible, ver figura 7.

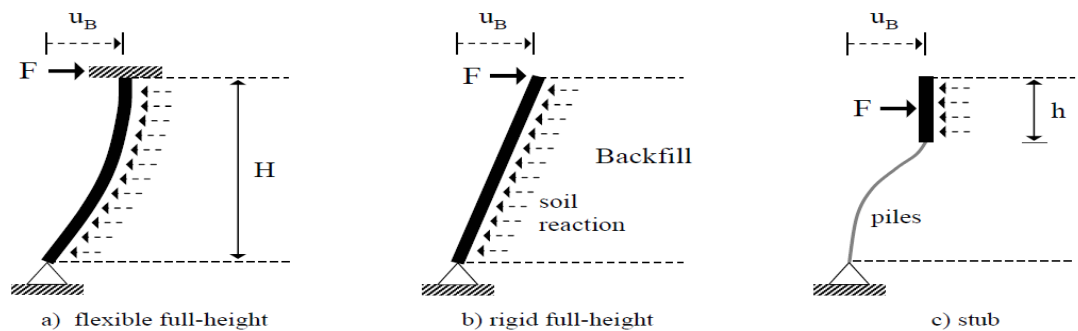
La interacción suelo-estructura es un gran foco en la investigación para el modelado, análisis y diseño de un puente con estribos integrales. Es importante asumir la participación que existe entre el suelo tanto de fundación, como el circundante a la cimentación y el relleno, ya que las deformaciones cíclicas, generadas por diferentes factores de carga dinámica, producen un aumento de las tensiones en pilas, pilotes y estribos [1], debido a la compactación progresiva del suelo, teniendo una mayor afectación en situaciones cuando el puente se encuentra entre dos terraplenes, pues se amplifican los movimientos, produciendo mayores deformaciones [19]. Cuando se tiene valores grandes de esviaje se puede generar presiones y tensiones no uniformes en la pared del estribo debido a la interacción de la estructura con el suelo ocasionando fatiga y/o falla en el concreto [20].

Por otro lado la rigidez del suelo hace un aporte importante a la hora de distribuir las cargas, ya que la interacción no lineal pila-suelo-estructura aporta aumento de redundancia y por lo tanto mayor amortiguamiento [21], el cual puede reducir significativamente las cargas laterales transferidas a la subestructura, pero aún no se tiene gran certeza del comportamiento que presenta el suelo con respecto a la estructura ante acciones dinámicas, ya que las interacciones entre el suelo y los elementos del puente son difíciles de precisar, generando procedimientos de análisis y diseño simples y conservadores, como también la implementación de procesos empíricos para su diseño y construcción [22]. Estas incertidumbres que se generan alrededor de métodos exactos de análisis y diseño tienen como procedencia la manera en que se deforma una pila o pilote, ya que esta depende de la respuesta del suelo, y de igual manera la respuesta que se genera en el suelo

es función de la desviación en la pila, por lo tanto la solución no se rige por el equilibrio estático, donde adicionalmente esta respuesta es una función no lineal de deflexión en la pila [23]. En el comportamiento de un puente integral, a corto plazo no presenta mayor cambios que afecten el comportamiento estructural, sin embargo durante la vida útil del puente, los efectos por deformación, así como la acción ante cargas dinámicas como sismo y cargas móviles o de temperatura, pueden afectar directamente la estructura [20].

El efecto térmico que se presenta en los puentes con estribos integrales se traduce en estados de fluctuación de cargas debido a los cambios diarios o estacionales de temperatura que puedan presentarse en el lugar donde se encuentre el puente [24], afectando directamente la estructura, como por ejemplo, generando tensiones y contracciones en la superestructura provocando desplazamientos horizontales y verticales [25], e indirectamente afectando el suelo de relleno y de fundación generando un aumento de presiones por parte del estribo conllevando a desplazamientos cíclicos en el puente [26]. Este efecto es importante ya que la estructura se comporta de diferente manera debió a los cambios de temperatura.

Figura 7. Condiciones de rigidez en una pila con estribo integral.



Fuente: Seismic Embankment-Abutment-Structure Interaction of Integral Abutment Bridges.

En relación a la respuesta sísmica, el óptimo comportamiento de un puente con estribos integrales se debe a que estos poseen un aumento de redundancia estructural en comparación a puentes convencionales, además cuenta con un factor de amortiguamiento entre el 5% - 10% para límites inferiores y 5-15% para límites superiores en el primer modo de vibración del puente con estribos integrales [27]. Los desplazamientos son más pequeños y una tendencia menor al colapso a causa de la pérdida de apoyo o ausencia de aparatos de apoyo de las vigas ante un evento de sismo.

Las propiedades dinámicas de un puente integral pueden variar significadamente a medida que se aumente el ángulo de esviaje, en términos de periodos y modos de vibración, indicando que este valor de esviaje es un parámetro principal para el diseño sísmico de estas estructuras [26]. Las preocupaciones más grandes e importantes en el diseño sísmico de esta tipología de puentes se refieren al tipo de estribo, suelo, y la demanda de deformaciones (rotacionales y traslacionales), además de la respuesta del suelo-estribo-pila, donde por variaciones en el valor del esviajes, las fuerzas pueden aumentar tendiendo a provocar rotaciones y deformaciones en el puente [28].

2. METODOLOGÍA

Se plantea un puente de una sola luz en concreto reforzado de viga y losa con estribos integrales, del cual se asume una geometría preliminar de sus elementos y se conoce las propiedades de los materiales a usar. Posteriormente se procede a realizar el modelo numérico de la estructura en el software de diseño y análisis Midas Civil de la estructura con el fin de estudiar el efecto de la variación del ángulo de esviaje, así como el comportamiento de los principales elementos estructurales bajo acción sísmica. Para esto se analizó la respuesta del puente en vibración libre, que permite estimar los periodos y formas modales de vibración y, de manera indirecta, la flexibilidad del puente en las distintas direcciones de movimiento. En segundo lugar se analizó la respuesta del puente en estado límite último (incluye cargas gravitacionales y cargas móviles) y estado extremo último (incluye la acción sísmica), verificando cuál de estos casos de carga gobierna el diseño de la estructura. Estos análisis se realizaron teniendo en cuenta los empujes de tierra en los estribos y el aporte de rigidez en los pilares, en los que el único parámetro modificado fue el ángulo que forma el estribo con el eje longitudinal del puente para valores entre 0° y 70° .

2.1. DESCRIPCIÓN DEL PUENTE

El puente de una sola luz tiene una longitud de 18 metros entre ejes de apoyo, 7.95 metros de ancho y de un carril de tráfico por sentido, ver figura 8. La superestructura del puente se define por tres vigas longitudinales de sección compuesta en T espaciadas a 2.65 metros, conectadas rígidamente al estribo integral. El tablero consiste en una placa maciza de 0.20 metros de espesor con voladizos de 1.33 metros, ver figura 9. La sección compuesta se integra de vigas longitudinales de un ancho 0.35 metros como alma de la sección T y alas de 0.20 metros de espesor

definida como la losa maciza. La subestructura se compone de estribos integrales de 1.20 metros de espesor, soportados en tres pilas de cimentación espaciadas a 2.65 metros de centro a centro. Para el predimensionamiento de los elementos estructurales, se tuvo en cuenta los parámetros establecidos en AASHTO, ver ecuaciones (1), (2).

Figura 8. Sección longitudinal del puente en estudio.

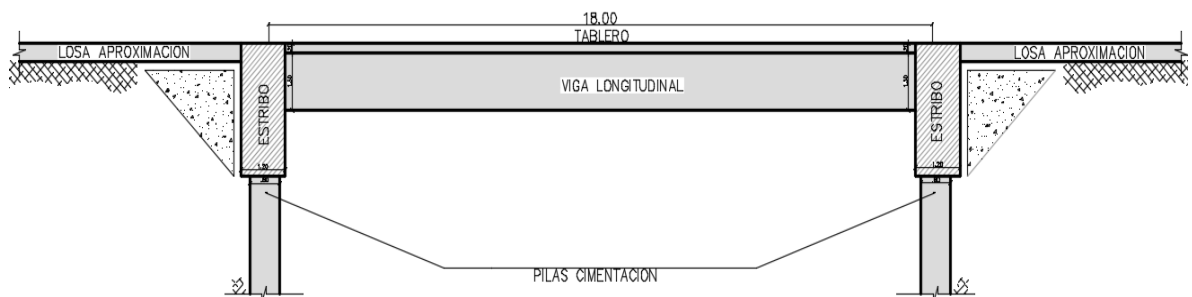
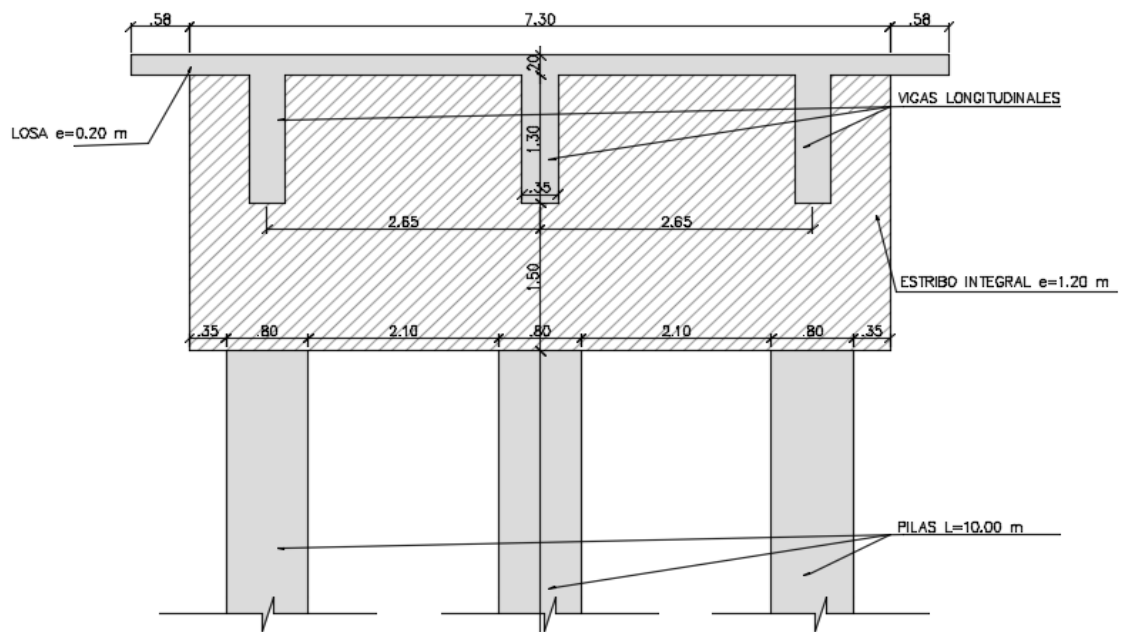


Figura 9. Sección transversal del puente en estudio.



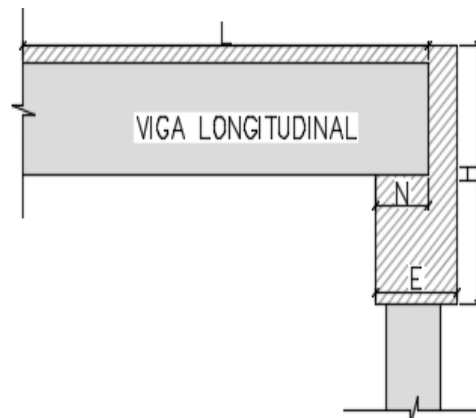
$$H = 0.070L \quad (1)$$

La ecuación 1 establece la altura mínima de las vigas (incluyendo el tablero) para luces simplemente apoyadas. Dónde: (H) altura mínima; (L) longitud total del vano.

$$N = (200 + 0.0017L + 0.0067H)(1 + 0.000125s^2) \quad (2)$$

La ecuación 2 permite calcular la longitud empírica de apoyo de la viga en el estribo, ver figura 10. Para el caso de estudio, (N) se tomó como la longitud de apoyo que tiene el estribo ya que las vigas están conectadas rígidamente al estribo y deben tener una longitud embebida.

Figura 10. Longitud de apoyo de viga en estribo.



Las ecuaciones se usaron como un parámetro a tener en cuenta únicamente en el predimensionamiento de los elementos estructurales, ya que las características del puente integral son diferentes a las de un puente de vigas simplemente apoyadas.

En el Anexo A se presenta el diseño del puente con esviaje cero (0°), que permitió optimizar las dimensiones finales de los principales elementos estructurales (ver tabla 1).

Tabla 1. Dimensiones de los elementos estructurales del puente.

Elemento estructural	Dimensiones (metros)			
	B	H	D	E
Viga longitudinal	0.35	1.30	—	—
Viga transversal	0.40	1.20	—	—
Estribo Integral	7.30	3.00	—	1.20
Pilas	—	10.00	0.80	—

Notas: (B) base; (H) altura; (D) diámetro; (E) espesor.

2.2. MATERIALES

Los elementos estructurales del puente tienen las siguientes propiedades: esfuerzo a la compresión (f'_c) igual a 21 MPa, módulo de elasticidad (E_c) de 21538 MPa ($4700\sqrt{f'_c}$) con un peso específico de 24 kN/m^3 y coeficiente de poisson $\nu = 0.20$. Acero estructural de refuerzo A615 Grado 60 con módulo de elasticidad (E_s) de 200 GPa, esfuerzo de fluencia (F_y) igual a 420 MPa. Las propiedades mecánicas del suelo utilizadas en el modelamiento son:

- Peso específico del suelo (γ) de 18.73 kN/m^3
- Coeficiente de reacción del suelo (K_s) de 15200 kN/m^3
- Ángulo de fricción (Φ) de 32°
- Coeficiente de presión lateral del suelo en reposo (K_0) de 0.47
- Perfil de Suelo: Tipo C.

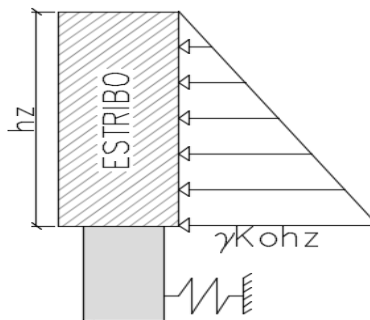
2.3. CARGAS

Las solicitaciones de carga para el análisis de la estructura se determinaron de acuerdo a lo establecido en ASSHTO [28]. Para el análisis de la estructura se tuvo en cuenta las combinaciones de carga presentadas en la tabla 2, donde se incluyó las cargas permanentes como el peso propio de los componentes estructurales y de los accesorios no estructurales (DC), la carpeta de rodamiento (DW), aplicada en cada viga de magnitud 1.10 kN/m y el empuje horizontal del suelo en reposo (EH) que varía en función de la profundidad según la ecuación 3:

$$EH_0 = \gamma K_0 h_z \quad (3)$$

Donde h_z es la profundidad del estribo el cual está sometido por la carga (EH), ver figura 11.

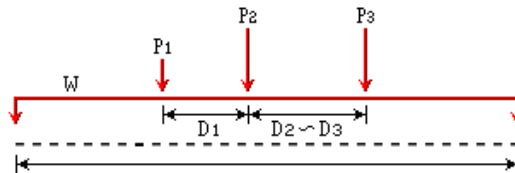
Figura 11. Empuje de tierra en estribo integral



Para las cargas transitorias como carga viva vehicular (LL), se implementó el camión de diseño HL-93TRK, con peso en las ruedas para el camión de diseño de P1 igual a 35.60 (kN), P2 y P3 igual a 142.35 (kN) y carga de carril de diseño uniformemente distribuida W igual 9.334 (kN/m), ver figura 12, en la dirección longitudinal según parámetros AASHTO [28]. La carga viva se incrementó en 33% debido a la carga

dinámica vehicular (IM), que representará el paso del tráfico vehicular, ya que la carga de camión y carril de diseño se modelan como cargas estáticas.

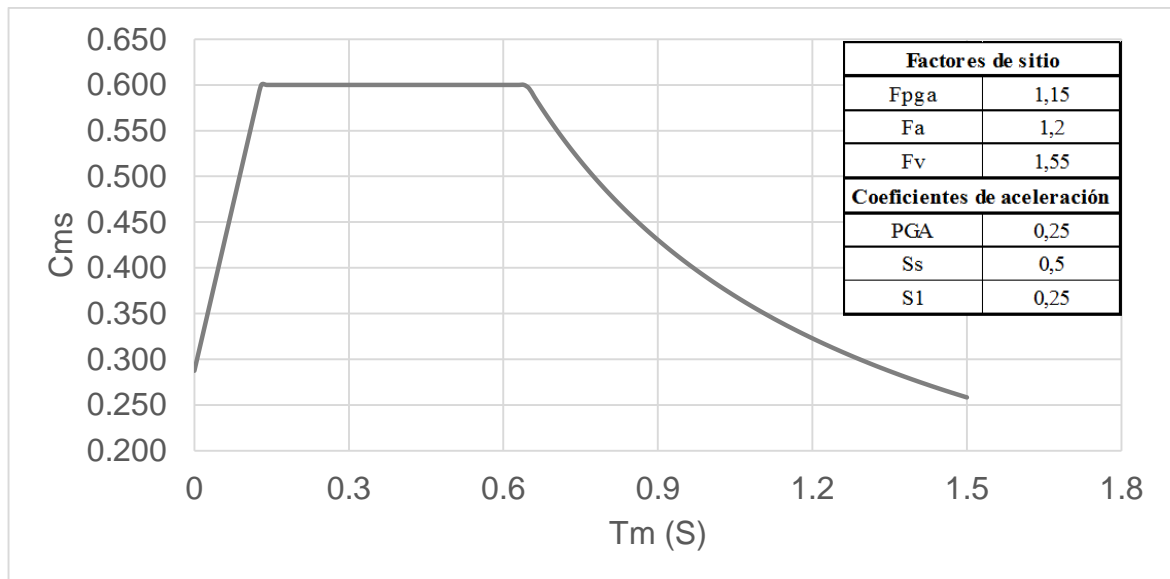
Figura 12. Estado de carga de camión de diseño y carril de diseño



La carga sísmica (EQ) se describe por medio del espectro de aceleraciones para condiciones de sitio y los factores correspondientes al tipo de perfil de suelo F_{pga} , F_a y F_v . El espectro de aceleraciones se determina obteniendo los valores para los coeficientes de aceleración pico del terreno (PGA), de aceleración espectral de respuesta horizontal (S_s) y (S_1).

De acuerdo a los factores de suelo para las condiciones de sitio y el procedimiento general para determinar el espectro de aceleraciones, se construyó el espectro de diseño según parámetros de AASHTO, ver figura 13.

Figura 13. Espectro de aceleraciones de diseño para 5% de amortiguamiento



2.4. COMBINACIONES DE CARGA

Las combinaciones de carga se determinaron de acuerdo a lo establecido en AASHTO [29], tomando combinaciones de resistencia última y combinaciones extremas que incluyen los efectos de las fuerzas sísmicas elásticas resultantes en las direcciones principales de la estructura, sin tener en cuenta la componente vertical (z), ver tabla 2.

Tabla 2. Combinaciones de carga última

Combo 1	$1.25(DC + DW) + 1.5EH + 1.75(LL + IM)$
Combo 2	$1.25(DC + DW) + 1.5EH + 1.35(LL + IM)$
Combo 3	$1.5(DC + DW) + 1.5EH$
Combo 4	$1.25(DC + DW) + 1.5EH + 0.5(LL + IM) + EQx + 0.3EQy$
Combo 5	$1.25(DC + DW) + 1.5EH + 0.5(LL + IM) - EQx + 0.3EQy$
Combo 6	$1.25(DC + DW) + 1.5EH + 0.5(LL + IM) + EQy + 0.3EQx$
Combo 7	$1.25(DC + DW) + 1.5EH + 0.5(LL + IM) + EQy - 0.3EQx$
Combo 8	$1.25(DC + DW) + 1.5EH + 0.5(LL + IM) + EQx - 0.3EQy$
Combo 9	$1.25(DC + DW) + 1.5EH + 0.5(LL + IM) - EQx - 0.3EQy$
Combo 10	$1.25(DC + DW) + 1.5EH + 0.5(LL + IM) - EQy - 0.3EQx$
Combo 11	$1.25(DC + DW) + 1.5EH + 0.5(LL + IM) + EQy - 0.3EQx$

Cuando las columnas se deforman inelásticamente debido a las fuerzas sísmicas, estas exceden las deformaciones para diseño, es por esto que las fuerzas sísmicas calculadas se deben dividir por un factor de modificación de respuesta (R) [29]. Para el caso de estudio se utilizó un valor de R igual a 3 para un puente de pórticos de concreto reforzado y categoría operacional “otra”, ver tabla 3.

Tabla 3. Factores de modificación de respuesta.

Substructure	Operational Category		
	Critical	Essential	Other
Wall-type piers—larger dimension	1.5	1.5	2.0
Reinforced concrete pile bents			
• Vertical piles only	1.5	2.0	3.0
• With batter piles	1.5	1.5	2.0
Single columns	1.5	2.0	3.0
Steel or composite steel and concrete pile bents			
• Vertical pile only	1.5	3.5	5.0
• With batter piles	1.5	2.0	3.0
Multiple column bents	1.5	3.5	5.0

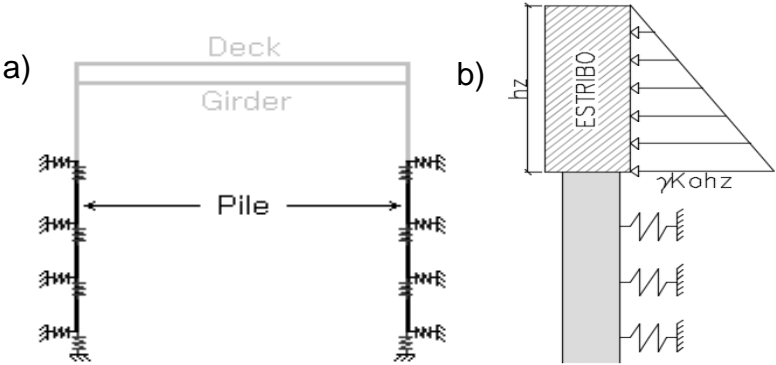
Fuente: ASSHTO, American Association of State Highway and Transportation Officials.

3. MODELAMIENTO NUMÉRICO Y ANÁLISIS

El análisis se desarrolló mediante el modelamiento numérico de la estructura en el software de análisis y diseño para puentes midas Civil 2015. Los estribos se modelaron con elementos tipo Plate (elementos que trabajan a flexión), las vigas longitudinales y transversales, así como las pilas con elementos tipo Beam, los cuales tienen material isotrópico y homogéneo según la teoría clásica de Euler-Bernoulli. Las vigas transversales (riostros) se modelaron sin masa y con dimensiones pequeñas para que no aportaran rigidez a la estructura. El análisis se realizó mediante el método multimodal espectral. Las fuerzas y desplazamientos en los elementos se estiman combinando los valores de las respuestas (momento, fuerza, desplazamiento) de los modos individuales usando el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) [30].

Las condiciones de apoyo de la estructura del puente se modelaron por medio del wizard Integral Bridges integrado en el software, el cual, en el que se ingresan los datos geométricos de la pila, así como el tipo de suelo y las propiedades mecánicas del suelo (γ , K_0 , K_s , Φ , y K_1 , módulo de reacción inicial que depende del grado de densidad del suelo). El wizard asigna los resortes elásticos no lineales de los suelos adyacentes a la pila de manera automática, ver figura 14a y 14b.

Figura 14. Condición de apoyo en puentes integrales



4. RESULTADOS

Para cada variación del ángulo de esviaje se observa la respuesta modal del puente y las fuerzas de diseño de los elementos estructurales. Para estos últimos se analizaron los cambios en la distribución de fuerzas en los estribos integrales, en las fuerzas internas de las vigas (momento, cortante, torsión, axial), los desplazamientos en la subestructura (estribo-pila) debido a los empujes de tierra y movimientos sísmicos.

4.1. ANÁLISIS MODAL

Del análisis modal se interpretan las propiedades dinámicas de la estructura. En la tabla 4, se presenta un resumen de las respuestas de los cinco primeros modos de vibración, que son los modos que concentran la mayor participación de masa en el comportamiento dinámico de la estructura.

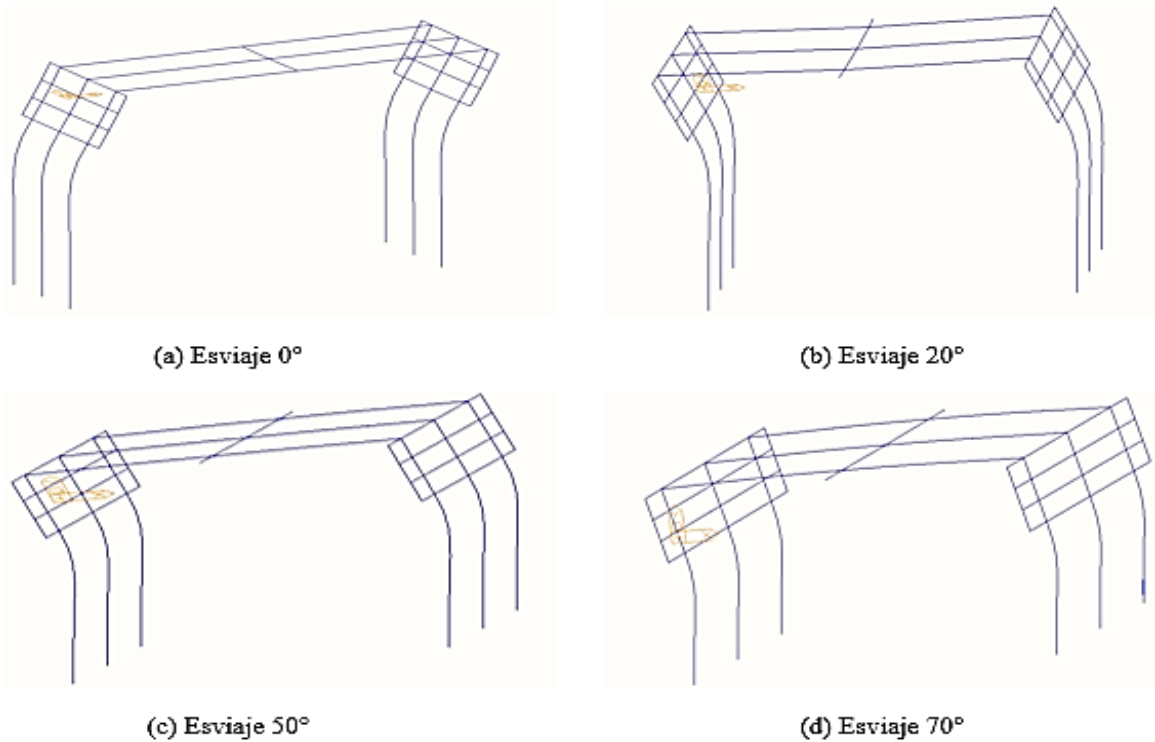
Se parte de un modelo de puente integral con esviaje cero (0°), el cual presenta en su forma modal fundamental una tendencia traslacional en dirección "X". Al variar el ángulo de esviaje en la estructura, se observa como disminuye la participación de masas en dirección "X", obteniendo mayor participación traslacional en dirección "Y". Un comportamiento apreciable respecto al porcentaje de participación de masa, es al ver un modo que tiene mayor participación en dirección "X", presentan aportes de participación de masa en sentido rotacional en "Y", y viceversa. En los diferentes análisis que se realizaron a la estructura, fueron observados modos de vibración con gran participación de masa en la dirección traslacional en "Z", refiriéndose a modos de vibración localizados en las vigas y los cuales no asumen gran importancia para el presente estudio.

Tabla 4. Porcentaje de participación modal de masas. Modelo puente integral con variación del esviaje

Esviaje	MODO	TRANS -X		TRANS -Y		TRANS -Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z		PERIODOS
		% MASA	SUM	% MASA	SUM	% MASA	SUM	% MASA	SUM	% MASA	SUM	% MASA	SUM	Seg
0°	1	0	0	65,49	65,49	0,01	0,01	37,2	37,2	0	0	0	0	0,183
	2	0	0	0,72	66,21	2,37	2,38	26,41	63,61	0	0	0	0	0,129
	3	74,76	52	0	66,21	0	2,38	0	63,61	40,06	40,1	0	0	0,124
	4	0	74,6	0	66,21	0	2,38	0	63,61	17,5	57,6	0	0	0,122
	5	0	74,6	0,02	66,22	66,36	68,74	0,74	64,35	0	57,6	0	0	0,116
20°	MODO	TRANS -X		TRANS -Y		TRANS -Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z		PERIODOS
		% MASA	SUM	% MASA	SUM	% MASA	SUM	% MASA	SUM	% MASA	SUM	% MASA	SUM	Seg
	1	53,64	53,6	2,57	2,57	0	0	3,13	3,13	42,72	42,7	0	0	0,217
	2	0	53,6	0	2,57	34,81	34,81	0	3,13	0	42,7	0	0	0,182
	3	10,86	64,5	21,8	24,36	0	34,81	1,11	4,24	8,33	51,1	0	0	0,161
	4	1,25	65,7	36,92	61,28	0	34,81	19,01	23,25	0,87	51,9	0	0	0,150
5	0	65,7	0	61,28	0,9	35,71	0	23,25	0	51,9	0,02	0,02	0,119	
50°	MODO	TRANS -X		TRANS -Y		TRANS -Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z		PERIODOS
		% MASA	SUM	% MASA	SUM	% MASA	SUM	% MASA	SUM	% MASA	SUM	% MASA	SUM	Seg
	1	26,87	26,9	38,97	38,97	0	0	2,27	2,27	21,75	21,8	0	0	0,227
	2	0	26,9	0	38,97	34,19	34,19	0	2,27	0	21,8	0	0	0,200
	3	26,26	53,1	8,9	47,87	0	34,19	0,03	2,3	20,5	42,3	0	0	0,155
	4	11,16	64,3	16,35	64,22	0	34,19	18,44	20,74	7,52	49,8	0	0	0,144
5	0	64,3	0	64,22	0,42	34,61	0	20,74	0	49,8	0,02	0,02	0,134	
70°	MODO	TRANS -X		TRANS -Y		TRANS -Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z		PERIODOS
		% MASA	SUM	% MASA	SUM	% MASA	SUM	% MASA	SUM	% MASA	SUM	% MASA	SUM	Seg
	1	15,49	15,5	50,96	50,96	0	0	4,25	4,25	12,58	12,6	0	0	0,230
	2	0	15,5	0	50,96	34,15	34,15	0	4,25	0	12,6	0	0	0,201
	3	42,23	57,7	8,9	59,86	0	34,15	0,19	4,44	32,17	44,8	0	0	0,151
	4	0	57,7	0	59,86	0,4	34,55	0	4,44	0	44,8	0,02	0,02	0,142
5	5,63	63,4	5,28	65,14	0	34,55	19,3	23,74	3,35	48,1	0	0,02	0,135	

Los cambios de ángulo de esviaje generaron una disminución de la frecuencia natural de vibración del puente, por lo tanto un aumento en su periodo fundamental, esto da evidencia de como el puente pasa de ser una estructura que contaba con cierta rigidez, a ser una estructura más flexible, Ver figura 15.

Figura 15. Formas modales fundamentales de la estructura variando el ángulo de esviaje



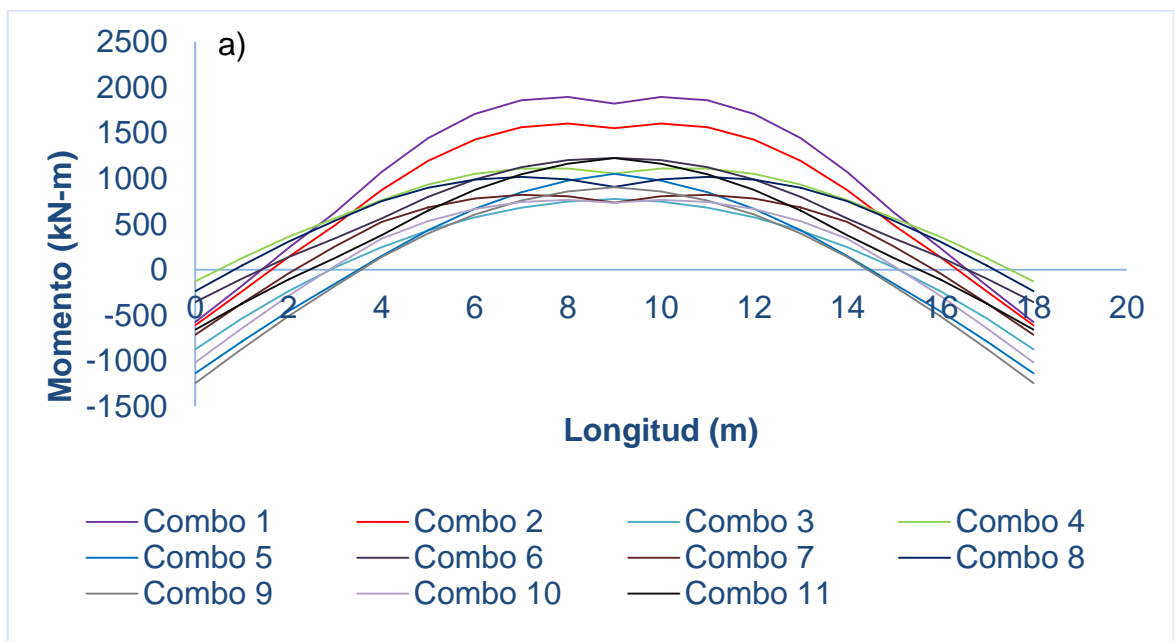
4.2. COMPORTAMIENTO DE LAS VIGAS

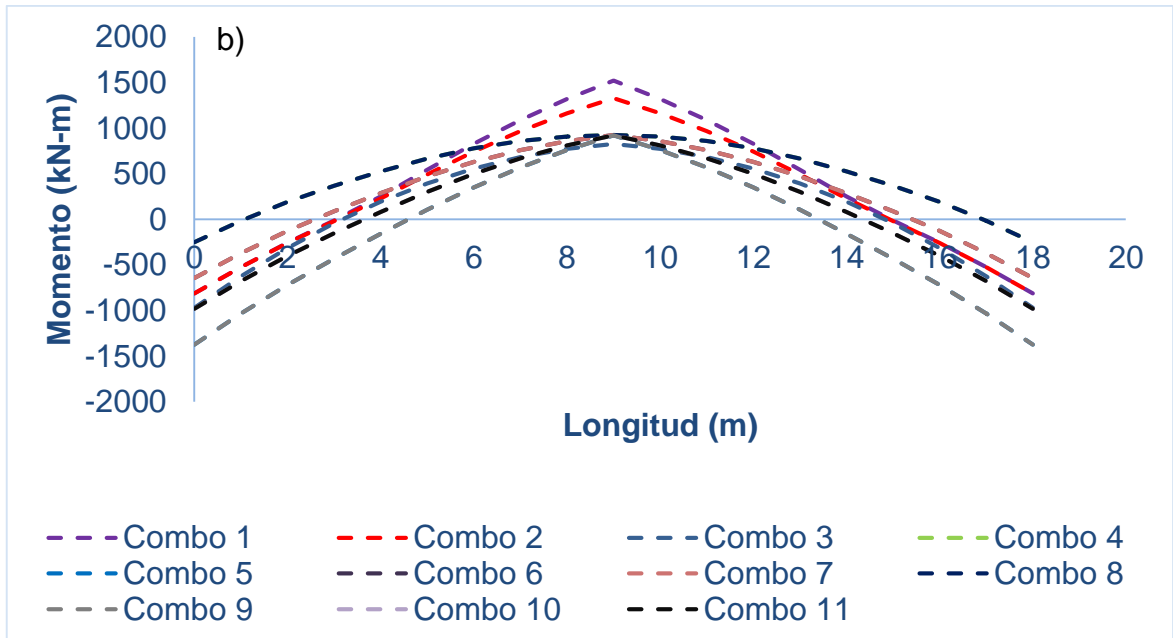
Con el fin de evaluar las fuerzas internas que se generaron en las vigas que componen la superestructura del puente, se muestran a continuación los diagramas de axial, cortante, momento flector y torsión de la viga central (línea punteada) y viga externa (línea continua), del puente con ángulo de esviaje cero.

En la gráfica 1, se aprecia un fenómeno que no solo se presenta en el momento flector, pues las gráficas de cortante y torsión muestran a su vez, cómo los valores más altos se dan para las vigas externas del puente bajo la acción de

combinaciones de cargas sin sismo, además es un comportamiento que aplica para todos los valores de esviaje considerados en este estudio. Los valores máximos de momento negativo se generan en los apoyos de la viga, y los de momento positivo en el tercio central de la viga.

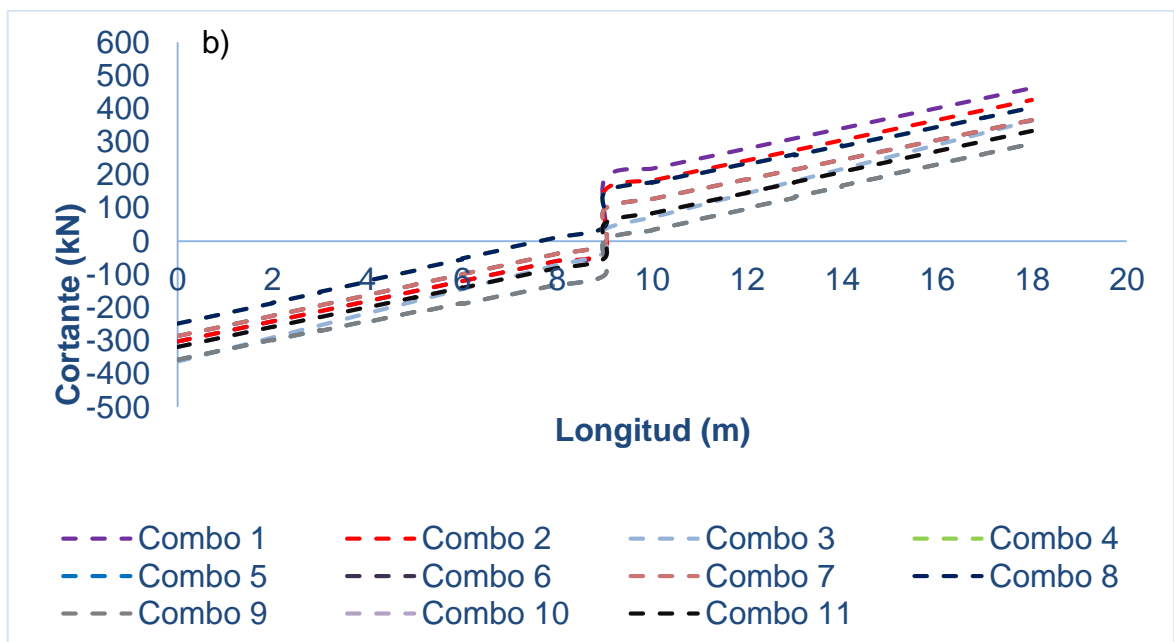
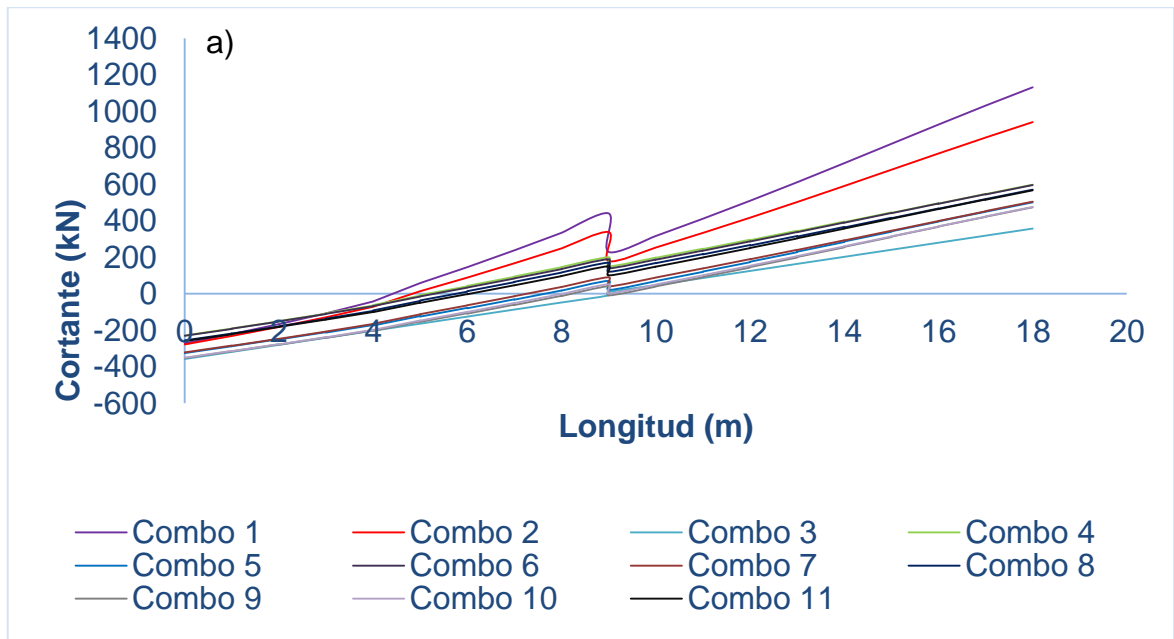
Gráfica 1. Momento flector en las vigas debido a las combinaciones de carga: (a) viga externa. (b) viga interna





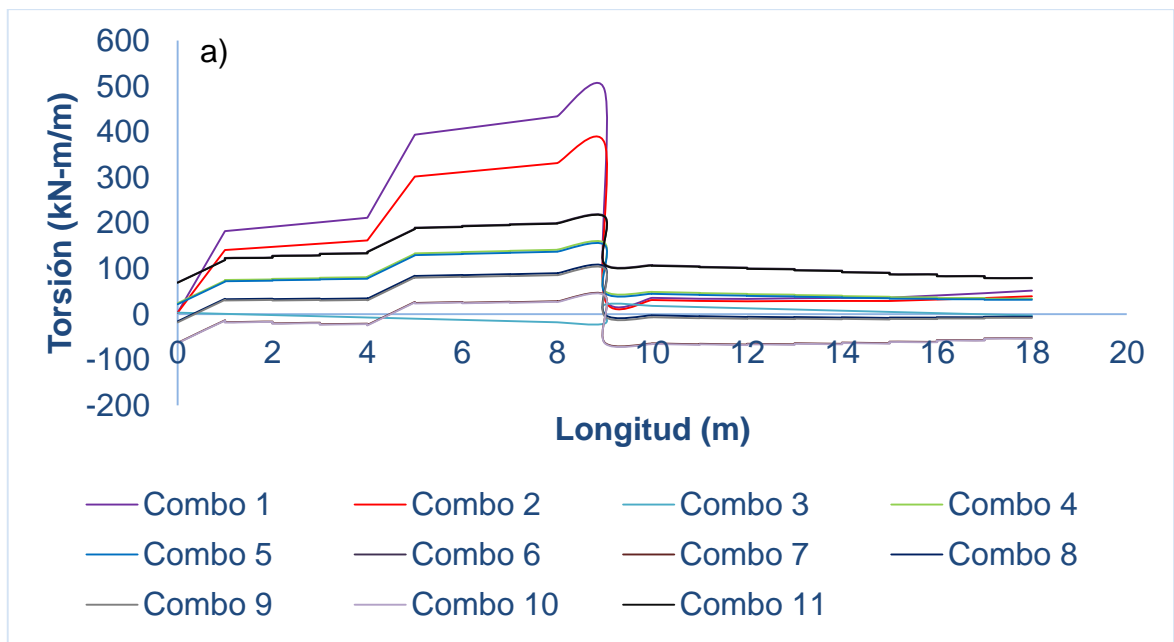
La gráfica 2 muestra las fuerzas cortantes que se generan en las vigas; se observa como las combinaciones de resistencia tiene mayor relevancia en los valores de fuerzas cortantes, además las afectaciones por cargas dinámicas (móviles y sísmicas) y el arrostramiento de las vigas longitudinales, generan desfases en el distribución de fuerzas, pero manteniendo su comportamiento típico.

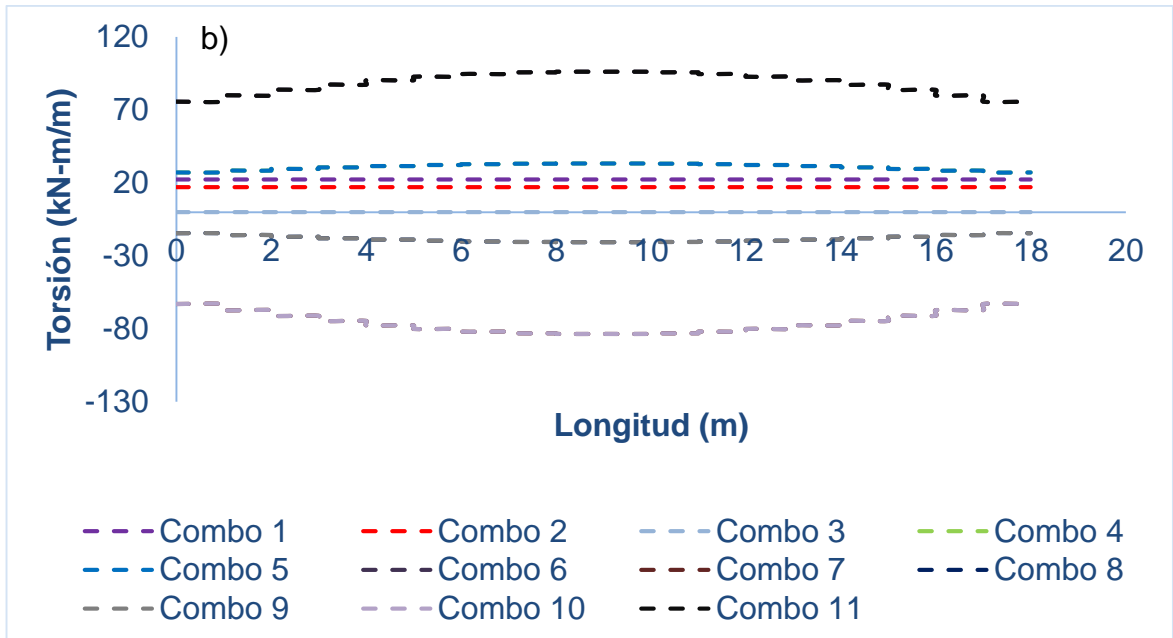
Gráfica 2. Fuerzas cortantes en las vigas debido a las combinaciones de carga: (a) viga externa. (b) viga interna



La torsión a lo largo de las vigas se ve representada en las gráficas 3a y 3b. En la viga central, los valores tienden a ser constantes, para la viga externa, se observa un comportamiento muy diferente a las internas, donde los valores son mayores para las combinaciones sin sismo. En presencia de cargas dinámicas, ya sea de sismo o cargas móviles, estos diagramas presentan un cambio drástico en su comportamiento evidenciando como afectan este tipo de cargas el comportamiento del momento torsor, por otro lado los diagramas de combinaciones sin aportes de cargas dinámica presentan respuesta simétrica respecto a su distribución de fuerzas en el elemento. En estos diagramas solo se presentan la viga central y una viga externa, teniendo en cuenta la configuración del puente y como este distribuye las cargas, no se aprecia que la otra viga externa presenta los mismos valores pero en sentido contrario.

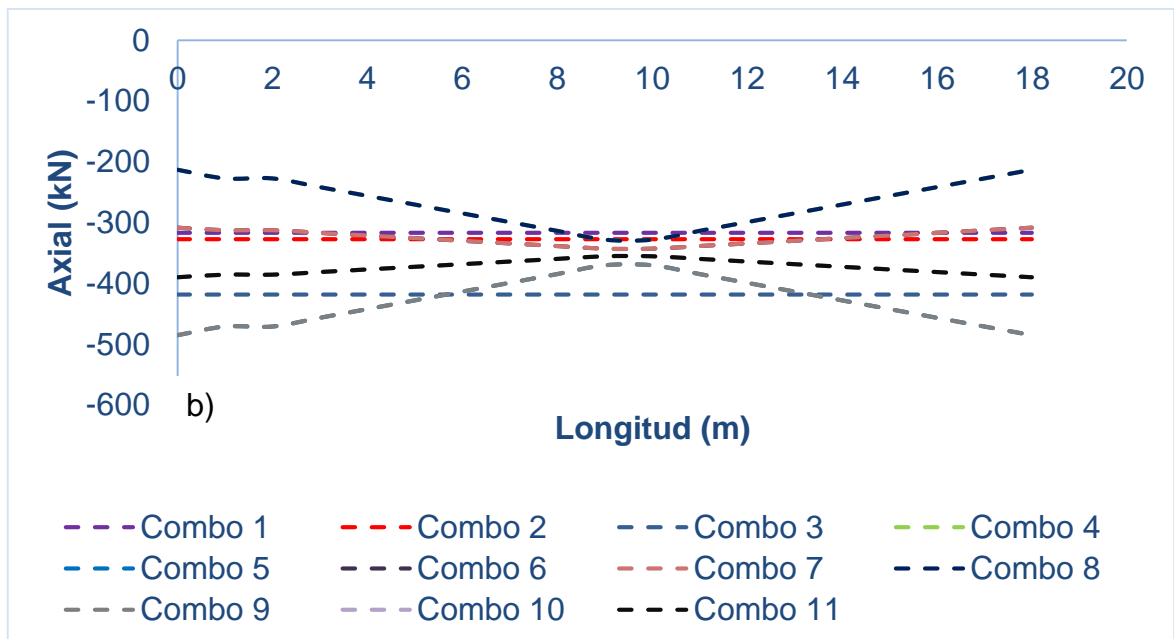
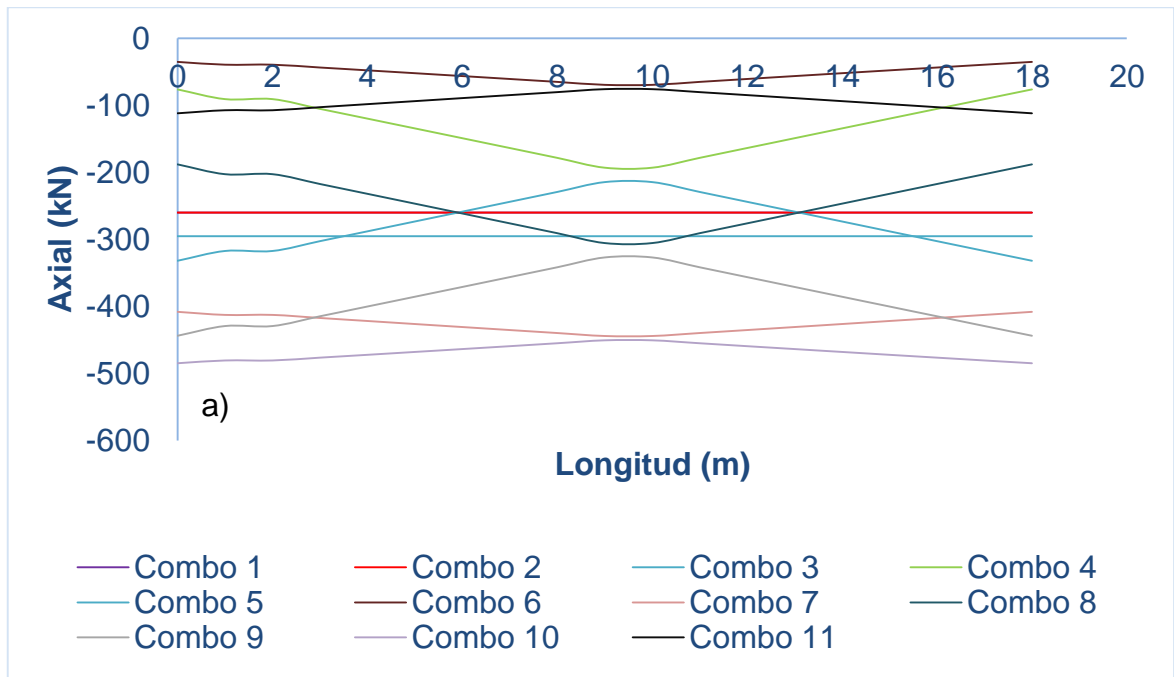
Gráfica 3. Torsión en las vigas debido a las combinaciones de carga: (a) viga externa. (b) viga interna





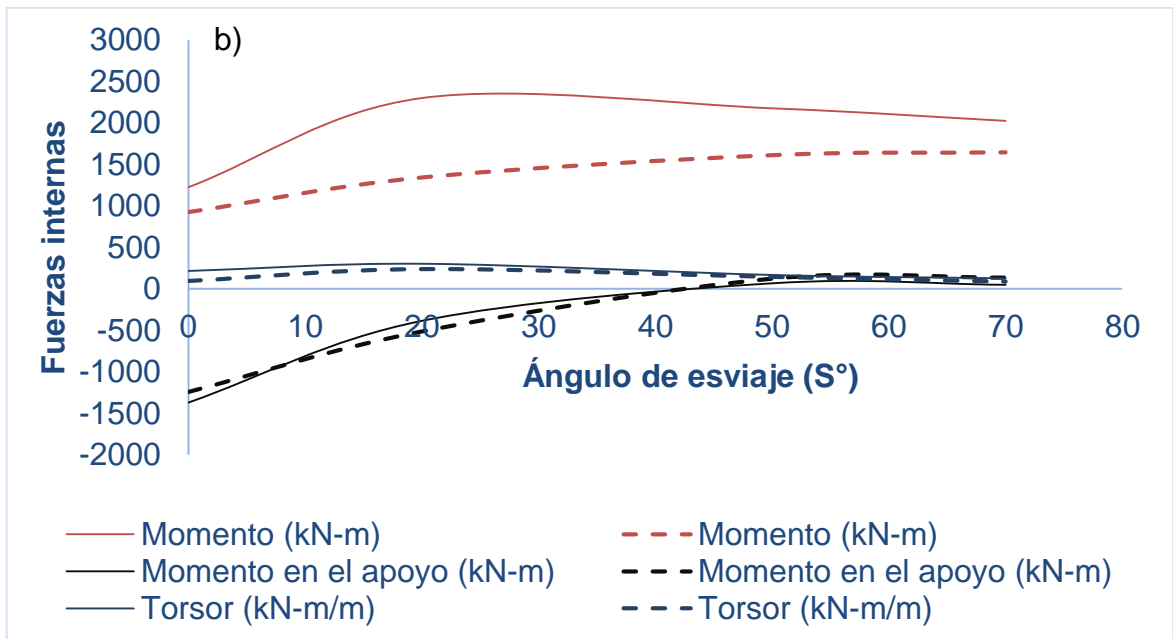
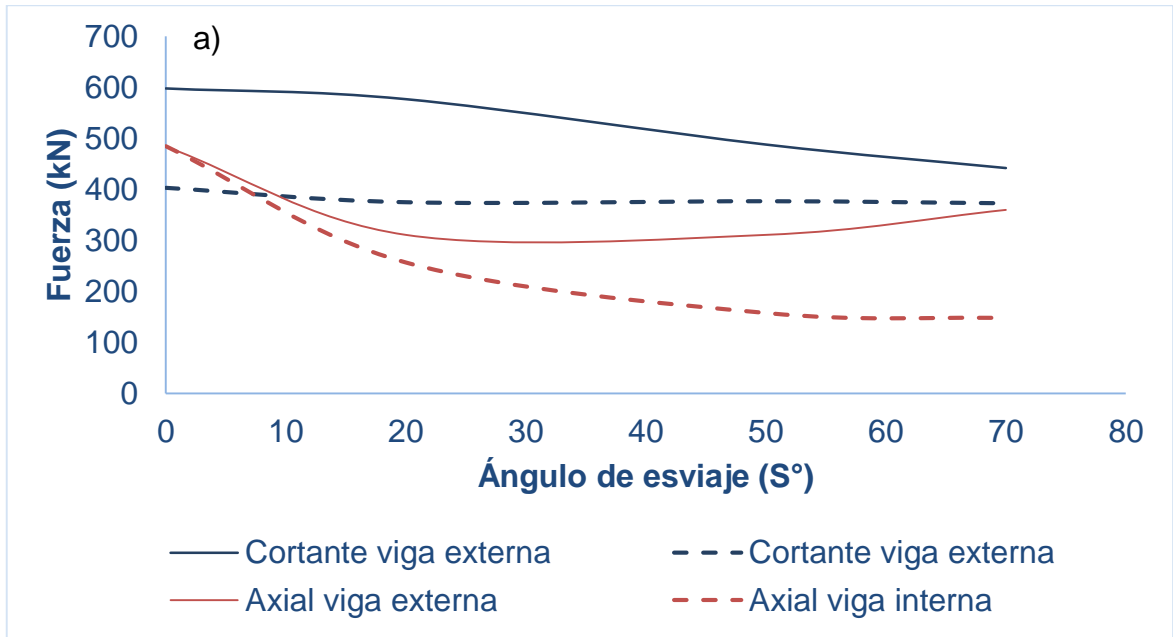
Las fuerzas axiales son mostradas en las gráficas 4a y 4b, evidencian lo contrario al fenómeno que se repite en el momento flector, torsor, y en las fuerzas cortantes. En el diagrama de fuerzas axiales, las respuestas críticas, se dan para las combinaciones de cargas con sismo, con picos de aumento o disminución de axial tanto en la viga externa, ver gráfica 4a, como para la viga interna, ver gráfica 4b, mientras que para las combinaciones de cargas verticales, los valores a lo largo de la viga son constantes.

Gráfica 4. Fuerzas axiales en las vigas debido a las combinaciones de carga: (a) viga externa. (b) viga interna



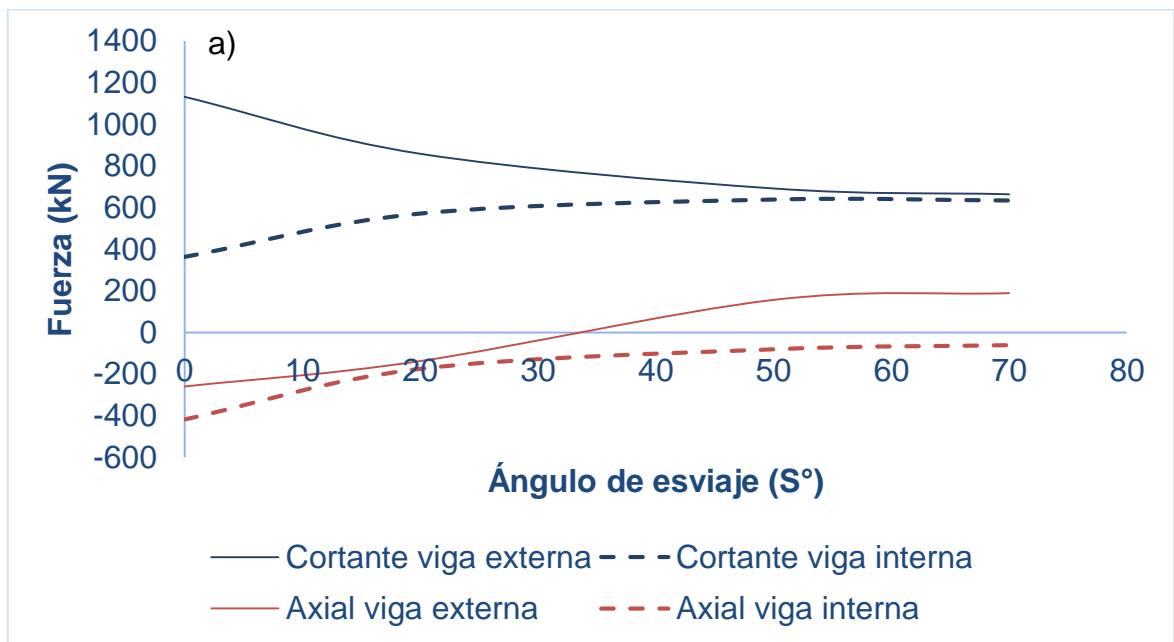
En la gráfica 5a y 5b, se presentan los valores máximos generados por las combinaciones extremas de carga (con sismo), para momento positivo, momento en el apoyo, torsión, fuerzas cortantes y axiales, con esviaje desde 0 a 70°, tanto para la viga externa (línea continua), como para la viga interna (línea punteada). El comportamiento en la viga externa e interna es ascendente mostrando un aumento del 40% entre el esviaje 0 a 70° y aumento del 47% entre el momento cuando se encuentra con esviaje de 0° y el valor máximo del momento flector, para la externa, y aumento de 43% para la viga interna. Si se analiza como varían los valores de momento en el apoyo para las vigas, se puede evidenciar que el momento negativo llega a cero y pasa a tener valores positivos. Por otro lado las fuerzas cortantes presentan una disminución del 26% para la viga externa y del 7% en la viga interna. Para las respuestas de torsión, se presenta un aumento entre esviajes 0 a 30°, y luego decaen a valores muy parecidos a la condición inicial cuando se llega a 70° de esviaje. Por último las fuerzas axiales para la viga externa disminuyen en un 26% hasta llegar a ángulos de esviaje entre 20 y 40°, y luego presentan un pequeño incremento. La viga interna mantiene la tendencia descendente en un 70%.

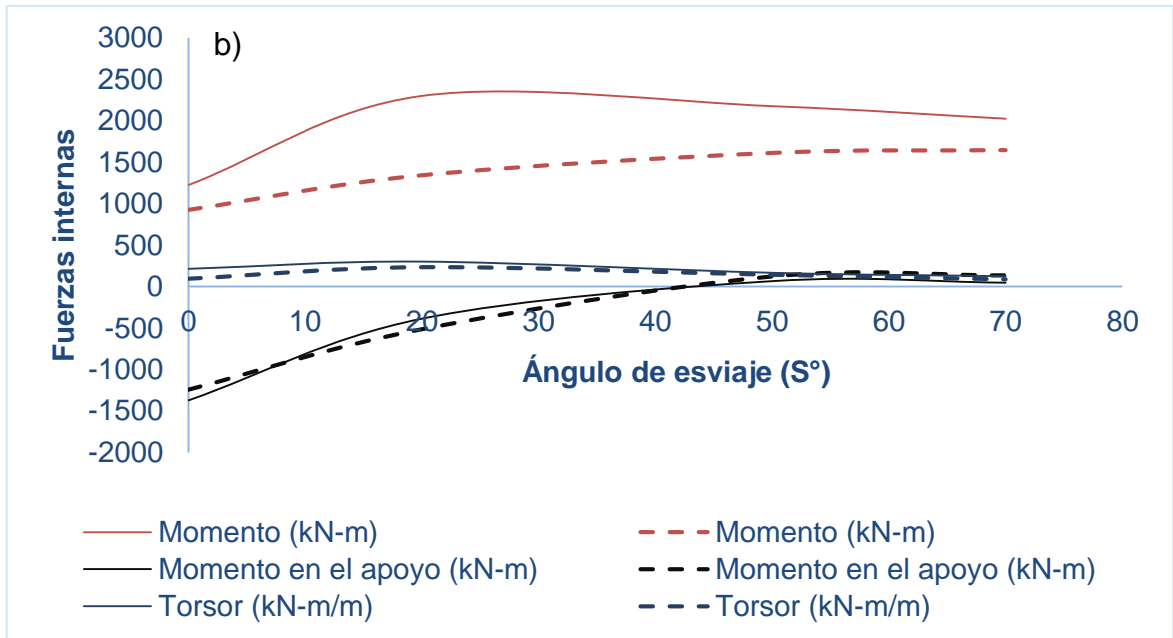
Gráfica 5. Variación de las fuerzas internas máximas por combinaciones de cargas extremas en función del esviaje: (a) axial-cortante. (b) momento-torsión



En contraste a la gráfica anterior, la gráfica 6, contiene los mismos tipos de resultados para las cargas de servicio, donde vemos una tendencia similar, exceptuando el comportamiento ascendente que tiene las fuerzas axiales, además de que siguen siendo mayores los resultados para vigas externas.

Gráfica 6. Variación de las fuerzas internas máximas por combinaciones de cargas de resistencia en función del esviaje: (a) axial-cortante. (b) momento-torsión.

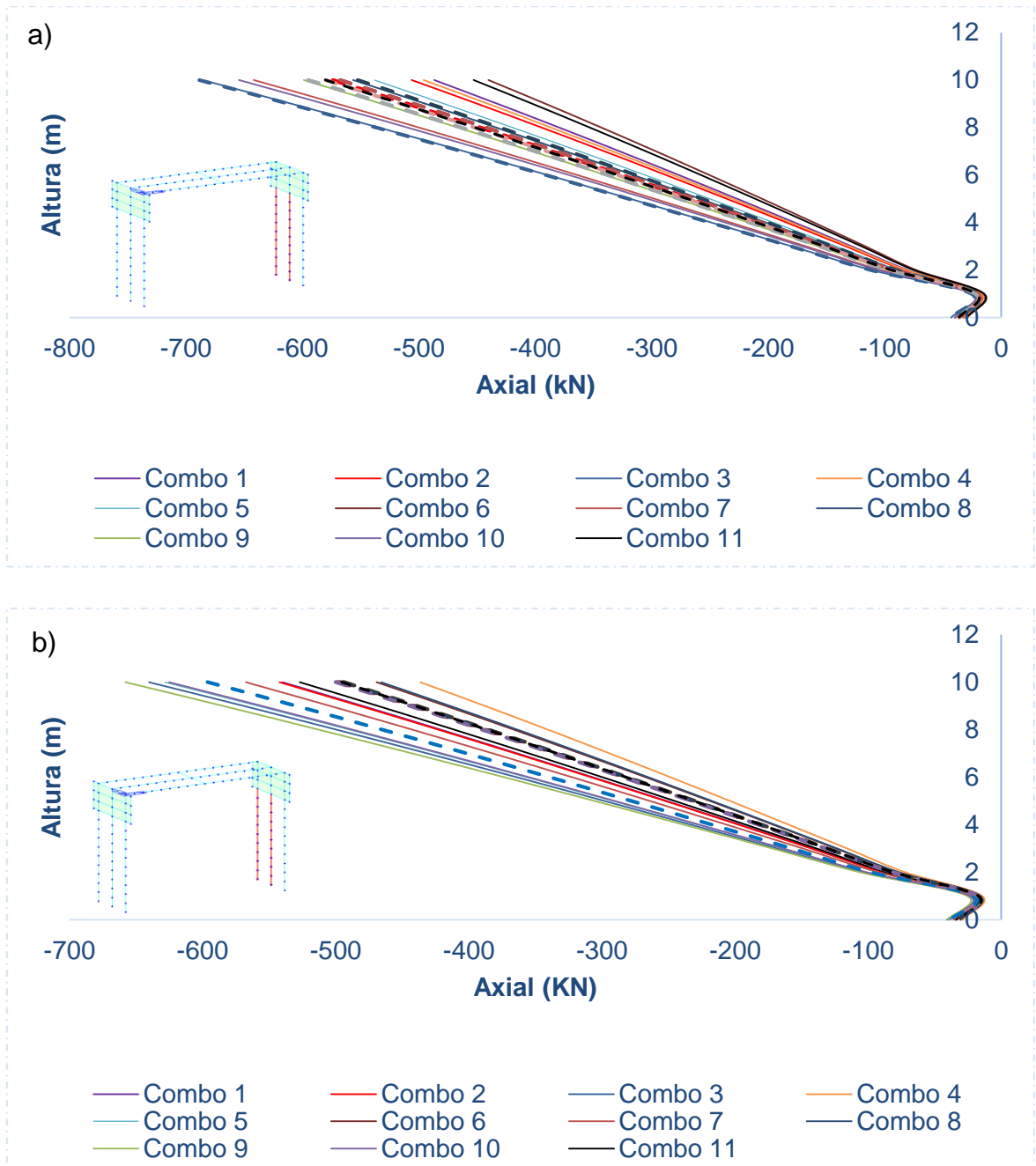




4.3. COMPORTAMIENTO DE LAS PILAS

Las gráficas 7a y 7b representan los valores axiales en la pila externa (línea continua) y pila central (línea punteada), para los ángulos de esviaje 0° y 70°.

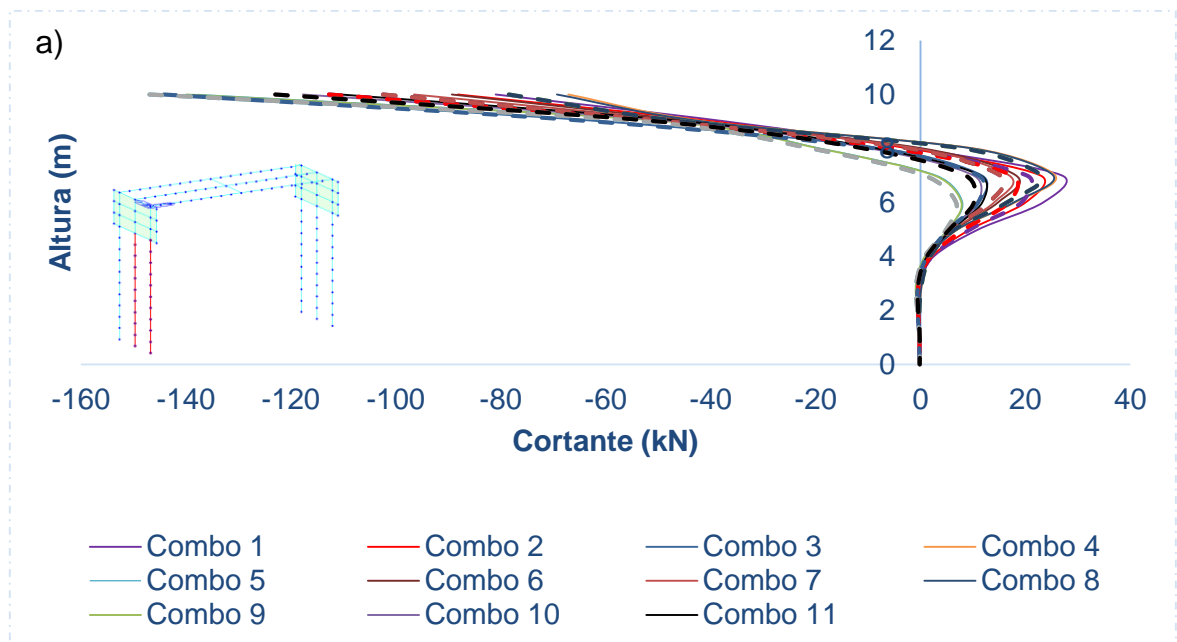
Gráfica 7. Fuerzas axiales en la pila debida a las combinaciones de carga: (a) esviaje 0°. (b) esviaje 70°

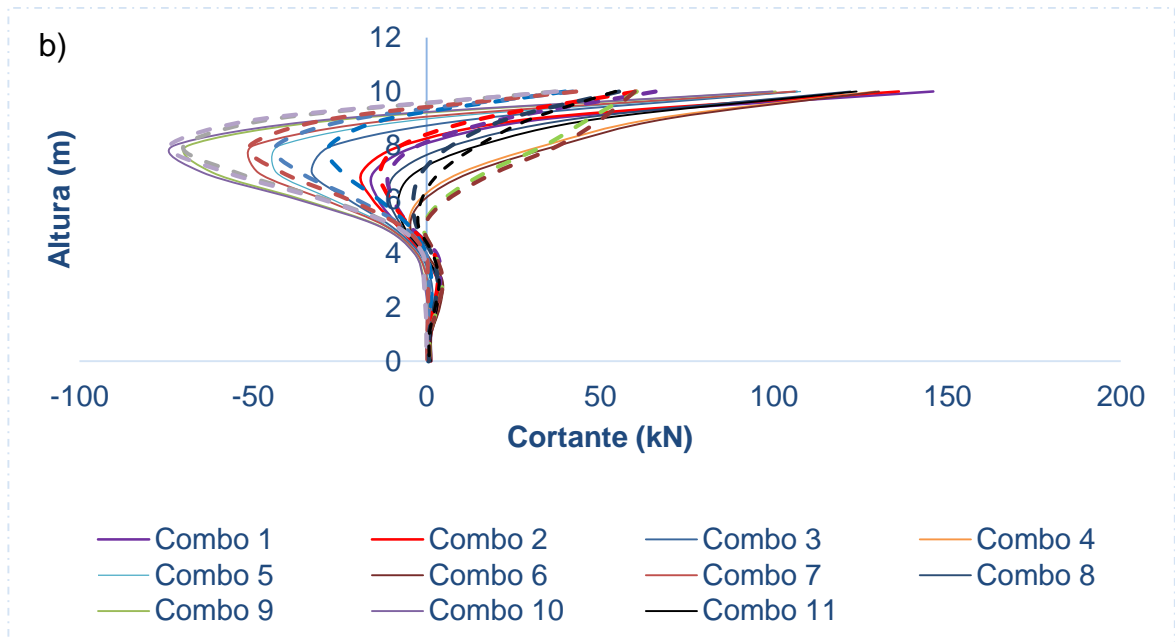


Los valores máximos de fuerzas axiales transmitidos del estribo por efecto de las cargas actuantes, se desarrollan en la corona de la pila. La interacción suelo-estructura disipa las fuerzas, haciendo decaer los axiales en la pila.

Para la estructura de esviaje cero, gráfica 8a, las pilas están sometidas en una mayor proporción a cortante negativo, teniendo lugar la fuerza cortante máxima en la unión pila-estribo. Al variar el ángulo de esviaje, los mayores cortantes se desarrollan en las pilas externas y decaen en magnitud por la redistribución de fuerzas, ver gráfica 8b.

Gráfica 8. Evolución del cortante en las pilas por combinaciones de carga: (a) esviaje 0°. (b) esviaje 50°

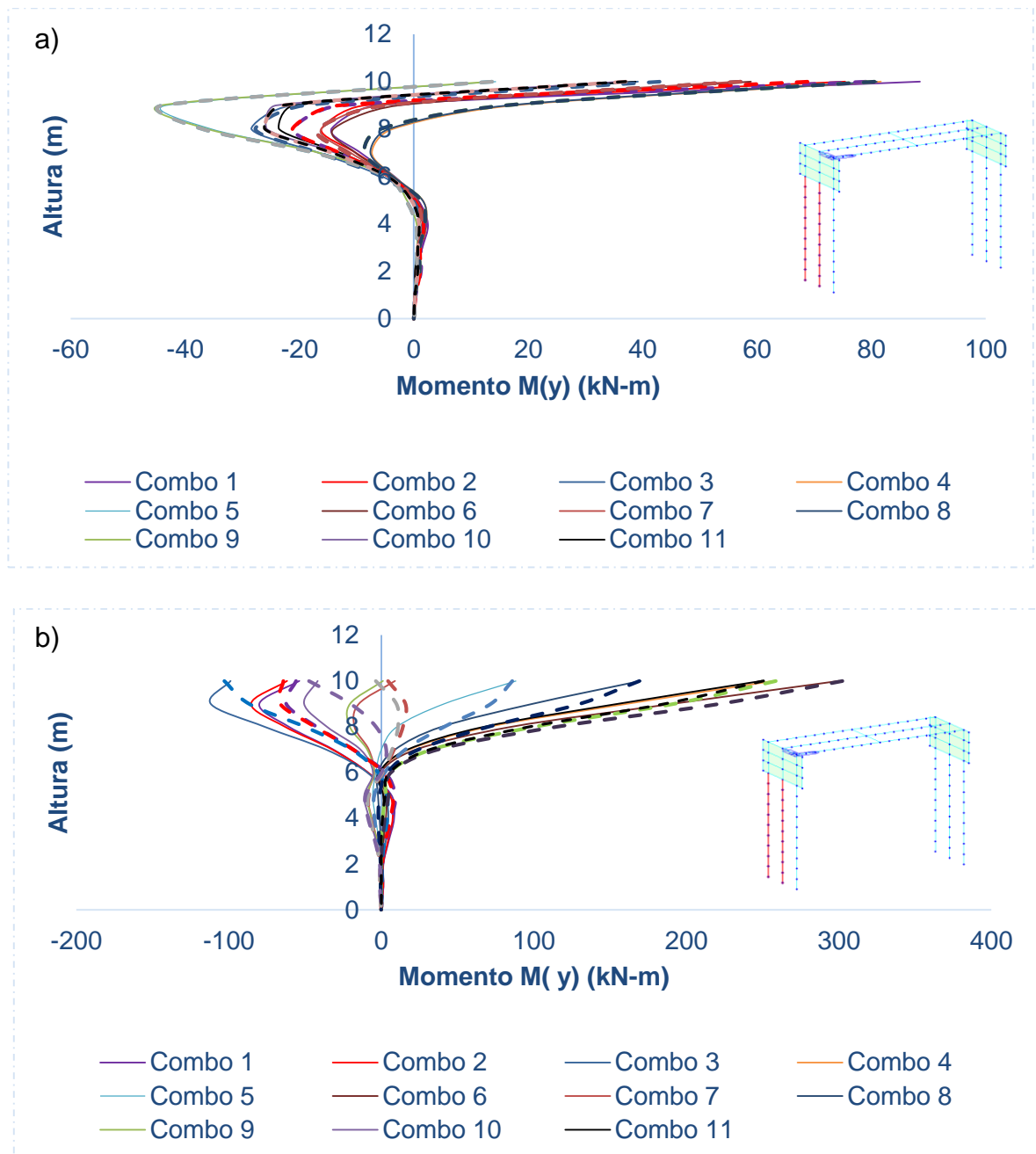




En las gráficas 9a y 9b, se observa que los mayores momentos se presentan en la parte superior de las pilas del puente.

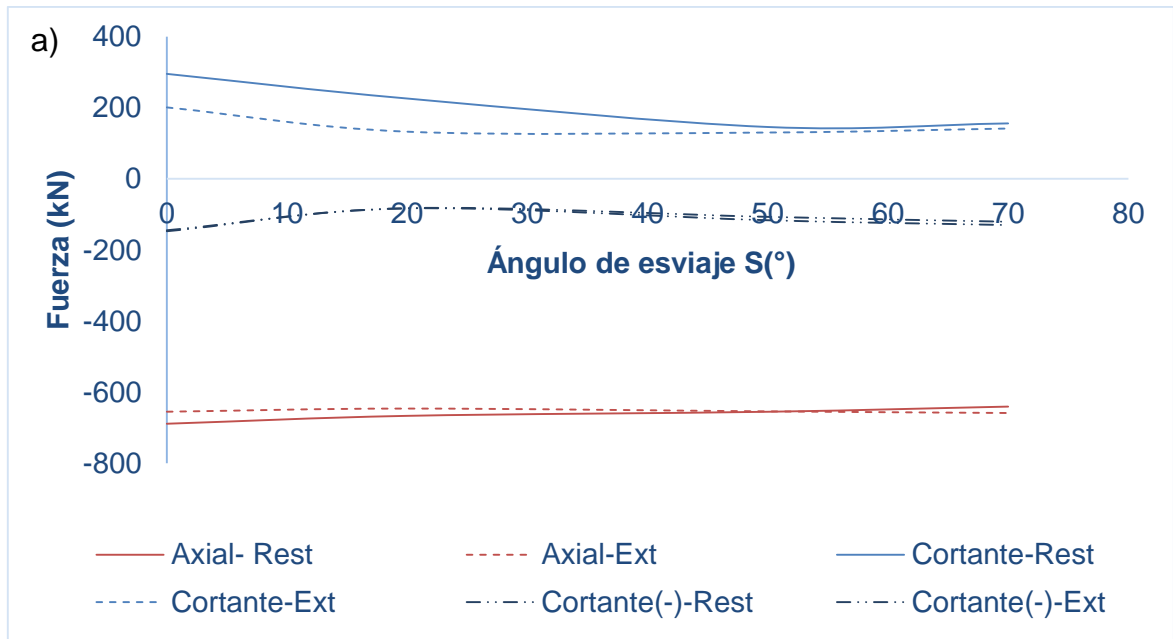
En el gráfico de momento flector en la pila para esviaje 0° , se observa el diagrama tipo de un pórtico que trasmite las cargas actuantes a los elementos verticales. Al variar el ángulo de esviaje, los momentos aumentan en magnitud, así como cambio en el sentido (tendencia a valores negativos), esto se debe a que las fuerzas internas por cargas actuantes que le transmite el estribo no son uniformes.

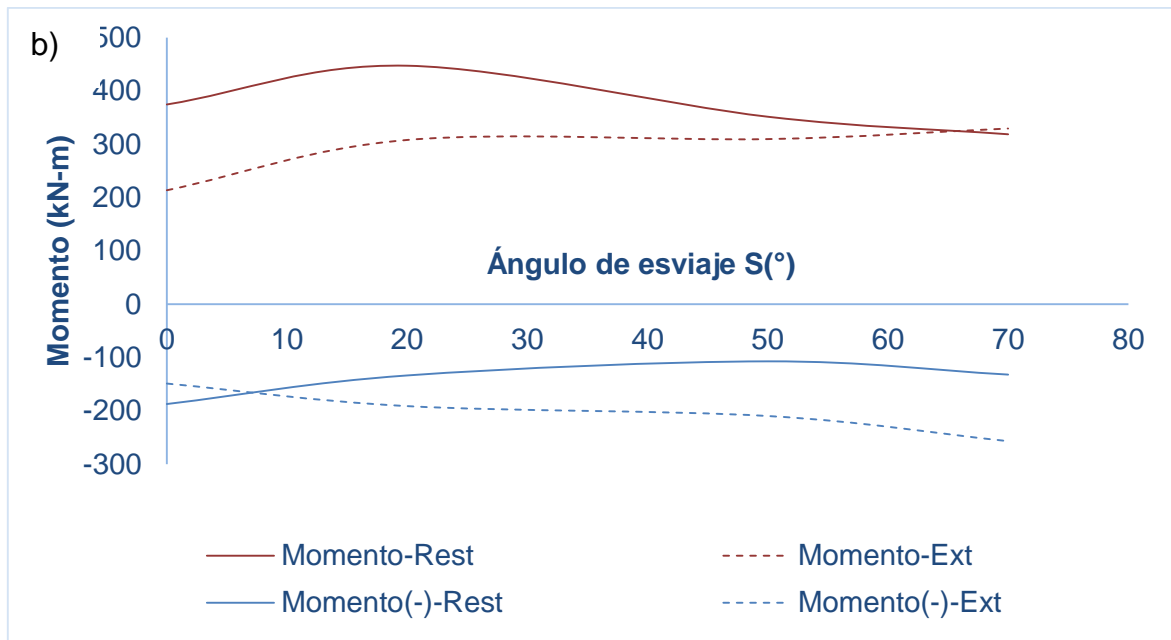
Gráfica 9. Variación del momento en las pilas por combinaciones de carga: (a) esviaje 0°. (b) esviaje 70°



La tendencia en los anteriores gráficos muestra que las fuerzas internas son mayores en la parte superior del elemento. Esto se debe a que la superestructura transmite las fuerzas por efectos de las cargas horizontales a la subestructura y las va transmitiendo a medida que aumenta la profundidad a través de la interacción suelo-estructura. En las gráficas 10a y 10b, se observa un resumen de las fuerzas máximas desarrolladas en las pilas por efecto de las combinaciones de carga en función del ángulo de esviaje.

Gráfica 10. Variación de las fuerzas internas máximas en función del esviaje: (a) axial-cortante. (b) momento





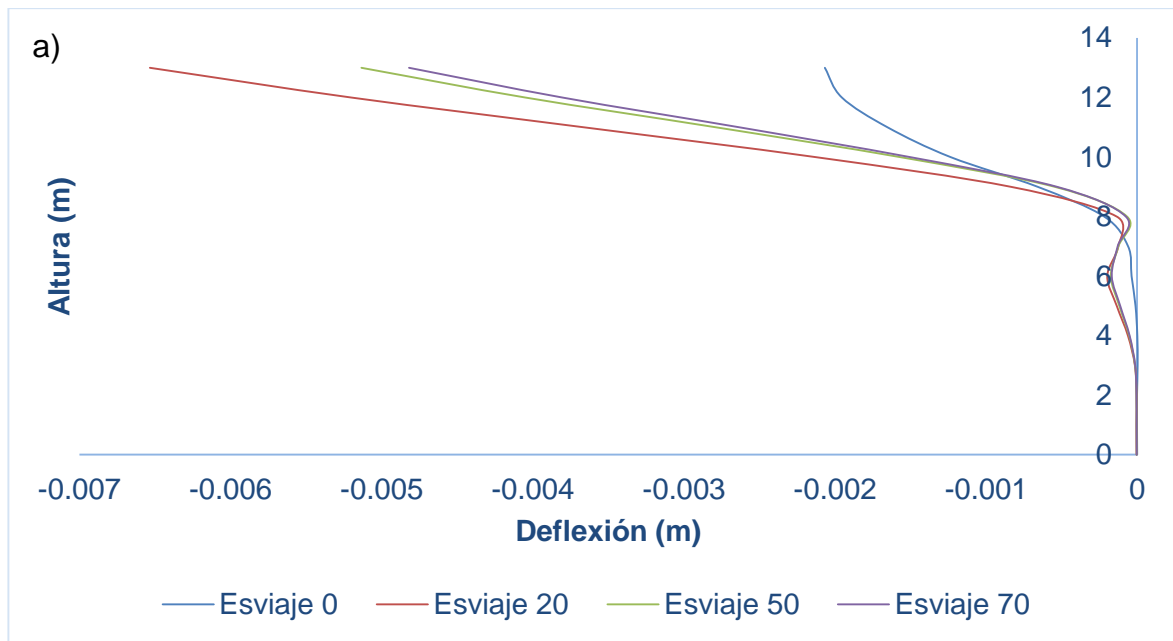
Las fuerzas axiales y cortantes para las combinaciones de resistencia última son de mayor magnitud en la estructura con ángulo de esviaje cero, presentando una caída en el resto de las estructuras donde se varía el esviaje. En cuanto al momento, se observa un aumento a lo largo de la pila a medida que se varía el ángulo de esviaje, sin embargo las combinaciones que incluyen sismo no tienen gran afectación en la respuesta interna de las pilas. Esto se debe a que las cargas gravitacionales (carga permanente, carga vehicular) son las que transfieren mayor estado de carga al elemento vertical que conforma la estructura del puente.

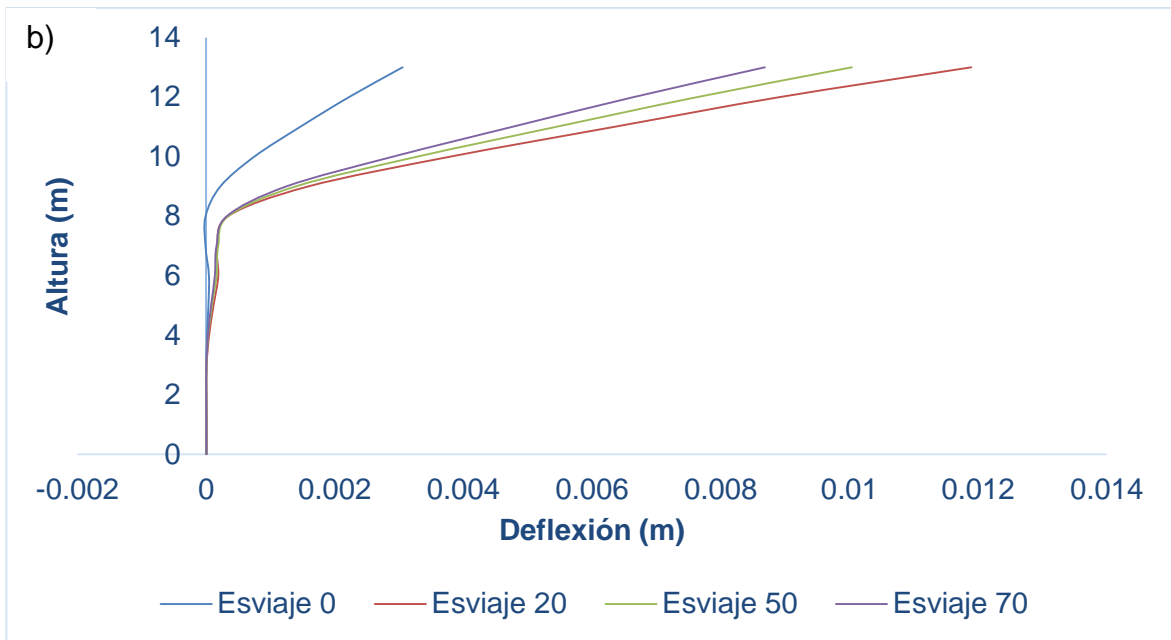
4.4. DESPLAZAMIENTO DE PILA-ESTRIBO INTEGRAL

En la determinación del comportamiento de la pila-estribo para las combinaciones de cargas que incluyen la acción sísmica, se evidencia el incremento en la deflexión de la subestructura (pila-estribo) a medida que se aumenta el ángulo de esviaje del tablero. Los elementos externos en dirección (Y) presentan una tendencia de

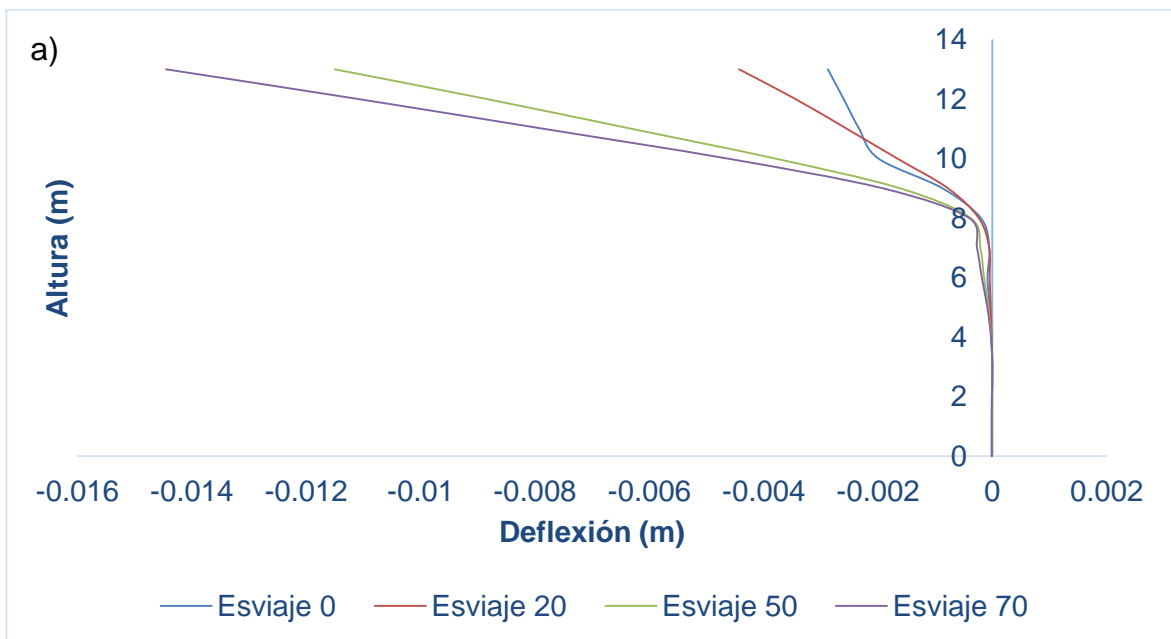
incremento en el desplazamiento a medida que se variaba el ángulo de esviaje, ver gráfica 12a y 12b, mientras que en dirección (X), la estructura que presentó una mayor deflexión es la de esviaje 20°, ver gráfica 11a y 11b.

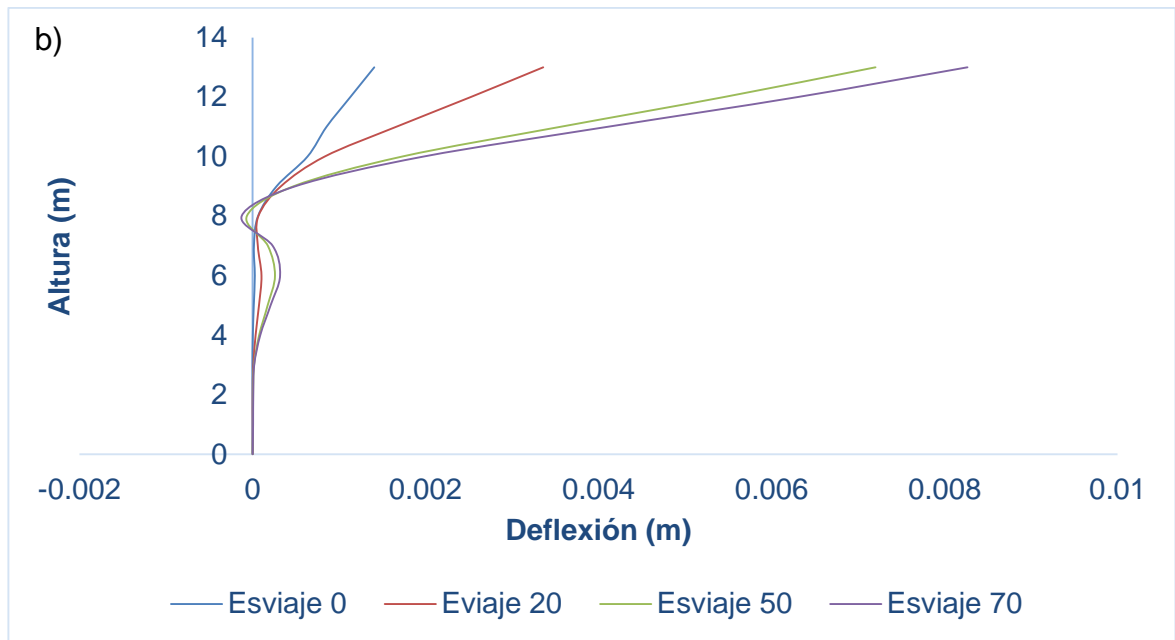
Gráfica 11. Deflexiones máximas en pila-estribo en dirección (X): (a) desplazamiento negativo. (b) desplazamiento positivo





Gráfica 12. Deflexiones máximas en pila-estribo en dirección (Y): (a) desplazamiento negativo. (b) desplazamiento positivo





4.5. COMPORTAMIENTO DEL ESTRIBO INTEGRAL

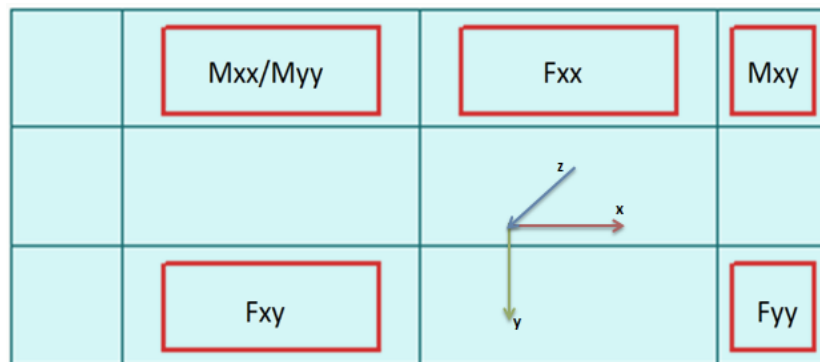
Para interpretar los resultados arrojados por el software, correspondiente a las fuerzas que se generan en los estribos, se usará la siguiente nomenclatura:

- F_{xx} : Fuerza axial por unidad de longitud en dirección X del eje local (Perpendicular al plano YZ local).
- F_{yy} : Fuerza axial por unidad de longitud en dirección Y del eje local (Perpendicular al plano XZ local).
- F_{xy} : Fuerza cortante por unidad de longitud en dirección al plano XY local (En el plano de corte).
- M_{xx} : Momento flector por unidad de longitud en dirección al eje X local (Momento fuera del plano sobre el eje Y local).

- M_{yy} : Momento flector por unidad de longitud en dirección al eje Y local (Momento fuera del plano sobre el eje X local).
- M_{xy} : Momento torsional por unidad de longitud sobre el plano XY local.

En la figura 16 están representados los ejes locales para los elementos que conforman el estribo, además, se muestran las zonas donde se generaron las fuerzas máximas cuando se varió el ángulo de esviaje.

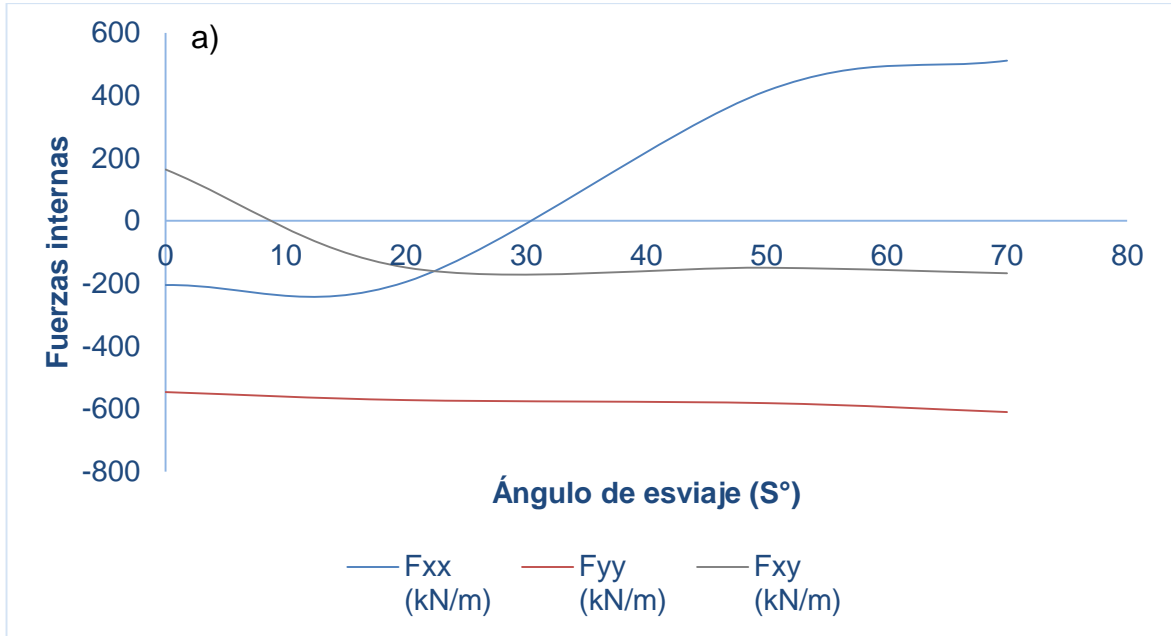
Figura 16. Sectores de ocurrencia de fuerzas máximas en el estribo

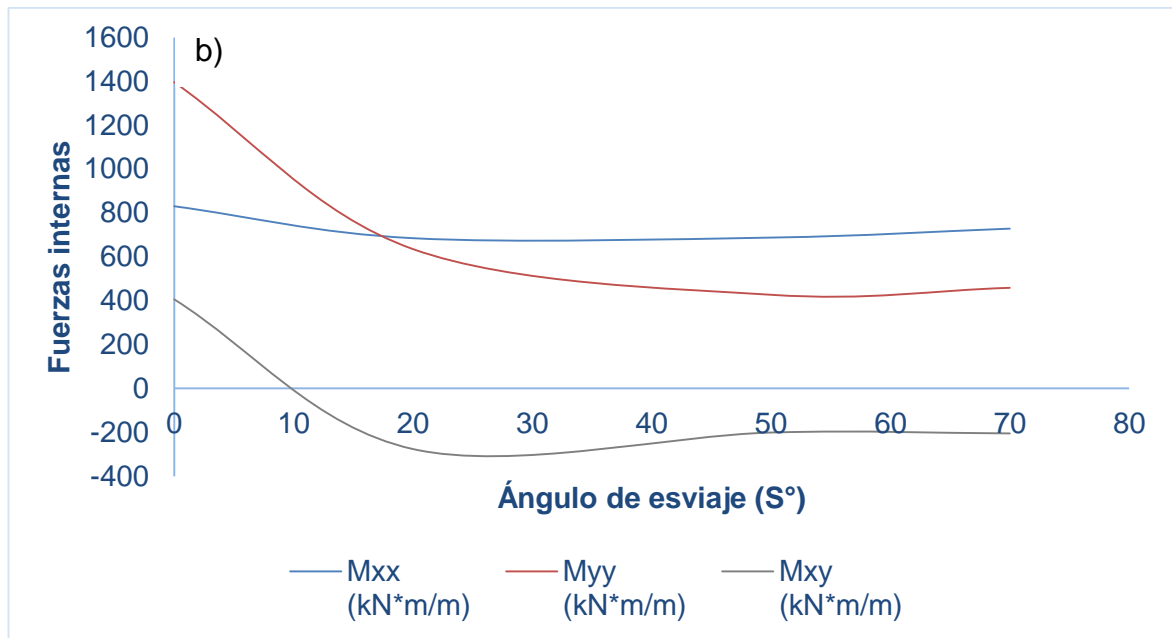


La gráfica 13 representa las fuerzas máximas generadas en los estribos del puente al incrementar el ángulo de esviaje. De esta se observa que los momentos máximos disminuyen a medida que se aumenta el ángulo de esviaje; esto se presenta tanto para el momento M_{xx} , M_{yy} , M_{xy} , con una disminución del 7.5%, 83%, 50%, respectivamente. Este comportamiento se ve reflejado en la redistribución de momentos generado en la interacción viga-estribo-pila, ya que las fuerzas internas generadas en la vigas por las cargas actuantes, se transfieren al estribo integral y se van disipando cuando se trasmite a la pila por la interacción suelo estructura. En

cuanto a las fuerzas F_{xx} , F_{yy} y F_{xy} , mantienen una tendencia de aumento en función del ángulo de esviaje del 72%, 10% y 11% respectivamente.

Gráfica 13. Variación de las fuerzas internas máximas en función del ángulo de esviaje: (a) fuerza axial-cortante. (b) momento flector-torsional





4.6. EFECTO DEL ÁNGULO DE ESVAJE EN LA RESPUESTA SÍSMICA

Al comparar la afectación del sismo en la respuesta del puente, se relacionan los valores obtenidos para las combinaciones de carga en estudio, con cada ángulo de esviaje. Cuando el cociente entre el dividendo (combinación extrema) y el divisor (combinación resistencia última) es mayor a 1, se establece que el sismo presenta gran afectación en la respuesta estructural.

Teniendo en cuenta los datos presentados en las Tablas 5 y 6, concluimos que las vigas se ven afectadas por la acción sísmica en la variación del ángulo de esviaje para las fuerzas axiales y los momentos en el apoyo, donde predominan las fuerzas generadas por las combinaciones de cargas extremas. En el caso de las fuerzas cortantes y momentos flectores, predomina la respuesta por combinaciones de resistencia, obteniendo valores pico entre los esviajes de 20 y 50 grados.

Para el caso de la deflexión en las pilas, las fuerzas sísmicas tienen gran participación en las deformaciones que presenta el elemento, ver tabla 7, ya que las relaciones entre combinaciones extremas y combinaciones de resistencia tienden a ser mayores a 1, se evidencia el efecto del sismo, así como el incremento en la deformación de la pila a medida que se aumenta el ángulo de esviaje.

Tabla 5. Fuerzas internas máximas en las vigas

S(°)	Resistencia					Extremo				
	A (kN)	V(z) (kN)	M(y) (+) (kN-m)	M(y) (-) (kN-m)	M(x) (kN-m)	A (kN)	V(z) (kN)	M(y) (+) (kN-m)	M(y) (-) (kN-m)	M(x) (kN-m)
0	-259.8	1131.9	1894.2	-872.8	490.1	484	598	1225	-1244	215
20	-137.7	858.3	3035.8	-318.6	344	311	577	2300	-514	302
50	156.2	691.6	3073.8	103.6	238.4	311	488	2176	123.22	167
70	188.7	663.7	2953	93	209.4	360	442	2025	136.51	126

Tabla 6. Relación Extremo/Resistencia para las fuerzas internas en las vigas

Ext/Res				
A (kN)	V(z) (kN)	M(y) (+) (kN-m)	M(y) (-) (kN-m)	M(x) (kN-m)
1.86	0.53	0.65	1.43	0.44
2.26	0.67	0.76	1.61	0.88
1.99	0.71	0.71	1.19	0.70
1.91	0.67	0.69	1.47	0.60

Tabla 7. Relación Extremo/Resistencia en la deflexión de pila-estribo.

S(°)	Resistencia		Extremo		Ext/Res	
	Dx	Dy	Dx	Dy	Dx	Dy
0	0.00118	0.001497	0.003122	0.003723	2.645763	2.486974
20	0.00585	0.003809	0.01072	0.005734	1.832479	1.505382
50	0.004113	0.006269	0.01004	0.013066	2.441041	2.084224
70	0.003234	0.006501	0.008687	0.015697	2.686147	2.414552

Tabla 8. Relación Extremo/Resistencia para las fuerzas internas en las pilas.

S(°)	Resistencia			Extremo			Ext/Res		
	A (kN)	V(z) (KN)	M(y) (kN-m)	A (kN)	V(z) (kN)	M(y) (kN)-m	A (kN)	V(z) (kN)	M(y) (kN-m)
0	-689	295.37	374.42	-654	201.15	213.47	0.95	0.68	0.57
20	-666	226.06	334.45	-646	132.68	308.15	0.97	0.59	0.92
50	-655	145.97	351.5	-654	130.34	309.76	1.00	0.89	0.88
70	-640	156.12	318.59	-658	141.66	329.67	1.03	0.91	1.03

5. CONCLUSIONES

Los puentes integrales han surgido como una alternativa de solución estructural para proyectos de carretera, con luces cortas y pequeños ángulos de esviaje entre 30 y 45 grados, presentado un buen comportamiento ante acciones dinámicas. Estados Unidos ha sido pionero en esta tipología de puentes con más de 9000 puentes integrales y 4000 puentes semi-integrales construidos desde finales de 1970.

Al variar el ángulo de esviaje las formas y periodos de vibración del puente cambian, ya que los periodos fundamentales se orientaban en dirección longitudinal al puente o perpendicular a la orientación del estribo y pasaron a tener gran participación de masas los modos de vibración en dirección transversal, de tal forma que tienden a ser una estructura más flexible.

Para un puente de un solo vano y luces cortas, los efectos de las cargas sísmicas, así como la variación del ángulo de esviaje, afectan la respuesta axial y los estados de momento flector generados en el apoyo; sin embargo, las cargas gravitacionales generan los estados más críticos en la respuesta máxima de las fuerzas internas en las vigas, pilas y estribo que componen la estructura del puente.

En cuanto a los desplazamientos en las pilas, el efecto del ángulo de esviaje y las fuerzas sísmicas aumenta las deformaciones en la dirección longitudinal y transversal del puente, presentando una diferencia en la dirección longitudinal.

Las limitaciones para el ángulo de esviaje presentado por normativas son recomendaciones basadas en la experiencia así como en resultados obtenidos para casos de estudio en particular. Sin embargo, el comportamiento estructural no solo depende del ángulo de esviaje, ya que las condiciones de sitio priman en el análisis de cualquier elemento estructural. En este estudio se evidenció que para puentes de luces cortas, la variación del ángulo de esviaje cambia el comportamiento estructural de puente, sin embargo, los aportes de rigidez del suelo, así como la redistribución de las fuerzas actuantes en la estructura por ser elementos monolíticos o integrales, llegan a proporcionar un buen comportamiento estructural de la estructura, teniendo en cuenta las fuerzas sísmicas de diseño.

CITAS

[1] Khodair Y. and Hassiotis S, “Numerical and Experimental Analyses of an Integral Bridge”, International Journal of Advanced Structural Engineering 5:14, 2013.

[2] Muñoz Francisco, Estudio Sobre la Redundancia Estructural de Puentes Integrales de Hormigón [Tesina de Especialidad], Universitat Politecnica de Catalunya, Barcelona, 2012.

[3] Choo T, Linzell D, Lee J, “Response of a continuous, skewed, steel bridge during deck placement”, Journal of Constructional Steel Research 61 (2005) 567–586.

[4] Wasserman E, “Integral Abutment Design (Practices in the United States)”, Tennessee Department of Transportation Structures Division, 1st US-Italy Seismic Bridge Workshop, 2005.

[5] López Yeray, Estudio de la Influencia de las Deformaciones impuestas en el proyecto de Puentes Integrales de Ferrocarril. Ingeniería de la Construcción [Tesina de Especialidad], Universitat Politecnica de Catalunya, Barcelona, 2010.

[6] Lan Cheng, On the Performance of Super-Long Integral Abutment Bridges – Parametric Analyses and Design Optimization, University of Trento, Italy, 2012.

[7] Ministerio de Fomento, Dirección General de Carreteras, Guía Para la Concepción de Puentes Integrales de Carreteras, Centro de Publicaciones, Secretaria General Técnica, Madrid, 2000.

[8] Chacon R, Mirambell E, Real E, “Capacidad Resistente de Pilas Metálicas Tubulares Circulares Rellenas de Hormigón (CFT) en Puentes Integrales”, Informes de la Construcción, Vol. 64, 527, 355-370, 2012.

[9] Choquevical Max, Diseño de un Puente Con Estribo Integral, Universidad Nacional de Córdoba, Argentina, 2014.

[10] Design Manual for Roads and Bridges, The Desing of Integral Bridges, BA 42/96 Amendment No.1, Volume 1, Section3, Part 12, 2003.

[11] Burker M.P, Integral and Semi-integral Bridges, Wiley-Blackwell, United Kingdom, 2009.

[12] American Iron and Steel Institute, Integral Abutments for Steel Bridges, Tennessee Department of Transportation, 1996.

[13] Garcia Sinue, Proceso Constructivo de Puentes Integrales Cortos [Tesis Pregrado], Universidad Nacional Autónoma de México, 2012.

[14] Connal John, Integral Abutment Bridges – Australian and US Practice, Maunsell Australia Pty Ltd.

[15] European Commission, Economic and durable design of composite bridges with integral abutments, Publications Office of the European Union, 2010.

[16] Dicleli M, Eng P, Albhaisi S, “Maximum length of integral bridges supported on steel H-piles driven in sand”, Engineering Structures 25 (2003) 1491–1504.

[17]] Dicleli M, Eng P, Albhaisi S, “Effect of cyclic thermal loading on the performance of steel H-piles in integral bridges with stub-abutments”, Journal of Constructional Steel Research 60 (2004) 161–182.

[18] Carvajal Juan, Seismic Embankment-Abutment-Structure Interaction of Integral Abutment Bridges [PhD Thesis], The University of British Columbia, Vancouver, 2011, p.168.

[19] Franchin P, Pinto P, “Performance-based seismic design of integral abutment bridges, DOI 10.1007/s10518-013-9552-2, Springer Science+Business Media Dordrecht 2013.

[20] Channell Thomas, An Evaluation of the Effect of Skew on Integral Bridges by Computer Based Grillage Analysis, School of Civil Engineering and Surveying, University of Portsmouth, United Kingdom, 2014.

[21] Pekcan G, Itan A, Monzon E, Seismic Design Recommendations for Steel Girder Bridges with Integral Abutments, Department of Civil and Environmental , Engineering University of Nevada, Reno, 2011.

[22] Bao Y, Rietz A, “Seismic Soil-Structure interaction in Fully Integral Abutment Bridges With HP Steel Piles”, ISEC-7, Honolulu, Hawaii, 2013.

[23] Amirahmad A, Al-Sinaidi A, “Analysis of Integral Bridges by Finite Element Method. Amirahmad”, Procedia Engineering 54 (2013) 308 – 314.

[24] Alizadeh M.H, Khalim A.R, Chik Z, Mirhosseiny S.M, “Investigation of Abutment Displacement of a Full Height Integral Bridges in Dense Granule”, American J. of Engineering and Applied Sciences 3 (4): 749-756, 2010.

[25] Civjan S.A, Kalayci E, Quinn B.H, Breña S.F, Allen C.A, “Observed integral abutment bridge substructure response”, Engineering Structures 56 (2013) 1177–1191.

[26] Goel R.K, “Earthquake Characteristics of Bridges with Integral Abutments”.

[27] White H, Wingwall Type Selection for Integral Abutment Bridges: Survey of Current Practice in the United States of America, Engineering Research Specialist II, Transportation Research and Development bureau, New York State Department of Transportation, 2008.

[28] Vasconez Pablo, Comportamiento de Pilotes Individuales Bajo Carga Lateral: Evaluación de un Caso Real, Universidad Católica de Santiago de Guayaquil, Ecuador, 2010, pp.166-176.

[29] American Association of State Highway and Transportation Officials, ASSHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, Washington DC, 2012, pp. 4-85.

[30] Ger J, Cheng F.Y, Seismic Design Aids for Nonlinear Pushover Analysis of Reinforced Concrete and Steel Bridges, CRC Press, United States of America, 2012, pp. 351-355.

BIBLIOGRAFÍA

FROSCH, R.; KREGER, M. and TALBOTT, A. Earthquake Resistance of Integral Abutment Bridges. Transportation Research Program, School of Civil Engineering Purdue University [online] 2008. Publication N°. FHWA/IN/JTRP-2008/11, SPR-2867. [citado 3 abril 2015]

HOPPE, Edward and EICHENTHAL, Seth. Thermal Response of a Highly Skewed Integral Bridge. Virginia Center for Transportation Innovation and Research [online], June 2012 [cited 3 June 2015]. Available from internet: <http://www.virginiadot.org/vtrc/main/online_reports/pdf/12-r10.pdf>.

HUFFAKER, C. Behavior and Analysis of an Integral Abutment Bridge, Thesis Master of Science, Logan: Utah, Utah State University, 2013.

KOTSOGLU, A. and PANTAZOPOULOU, S. Assessment and modeling of embankment participation in the seismic response of integral abutment bridges, [online] 2009. Springer Science+Business Media B.V.

MANTEROLA, J. Evolución de los Puentes en la Historia Reciente. Informes de la Construcción: Concejo Superior de Investigaciones Científicas [online] 1984, Vol. 36 [citado 8 marzo 2015] p. 359-360.

NAJIB, Rabih. and AMDE, M. Effect of Pile Orientation in Skewed Integral Abutment Bridges, Maryland: College Park, University of Maryland, 2013.

OREGUI, A. Estudio Teórico y Experimental de Temperaturas y Deformaciones en un Puente Integral. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid, 2012.

RUI-WAMBA, J. Puentes Integrales y Semi-Integrales de Ferrocarril. Revista de Obras Públicas. [online] 2004. N° 3. [citado 20 junio de 2015] 445 p.29-38.

STEINBERG, E. SARGAND, S. Forces on Wingwalls from Thermal Expansion of Skewed Semi-Integral Bridges. Ohio Department of Transportation Office of Research and Development. Ohio University. [online] 2010., N°. FHWA/OH-2010/16, [citado 18 mayo 2015]

VALLECILLA, Carlos. Curso de Puentes en Concreto. 1ed. Bogotá D.C.: Editorial Bauen, 2004. p. 85-117, 247-251.

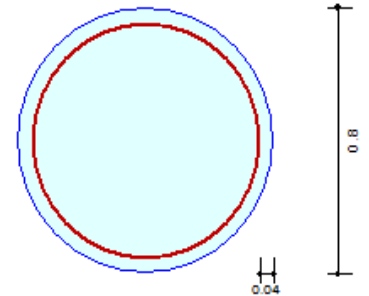
ANEXOS

ANEXO A: DISEÑO ESTRUCTURAL

A continuación se presenta los resultados obtenidos en el software midas Civil del puente integral con esviaje 0°, para el diseño a flexión y cortante de la pila

1. Design Condition

Design Code	AASHTO-LRFD12
Unit System	kN, m
Member Number	73
Material Data	$f_c = 20684.3$, $f_y = 413686$, $f_{ys} = 413686$ KPa
Column Height	1 m
Section Property	PILA (No : 4)
Rebar Pattern	Total Rebar Area $A_{st} = 0.00339292$ m ² ($R_{host} = 0.0067$)



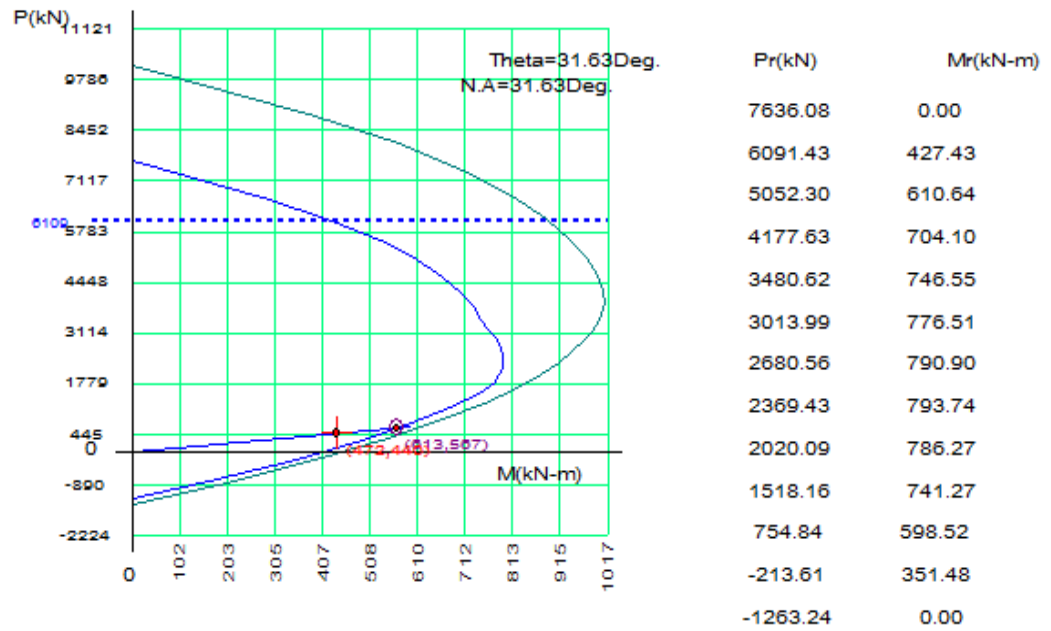
2. Applied Loads

Load Combination	1+	AT (I) Point									
P_u	=	472.000 kN,	M_{oy}	=	374.416,	M_{oz}	=	230.588,	M_c	=	439.725 kN-m

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load	P_r -max	=	6108.87 kN		
Axial Load Ratio	P_u/P_r	=	472.000 / 613.415	=	0.769 < 1.000 O.K
Moment Ratio	M_{oy}/M_{ry}	=	374.416 / 482.622	=	0.776 < 1.000 O.K
	M_{oz}/M_{rz}	=	230.588 / 297.211	=	0.776 < 1.000 O.K
	M_c/M_r	=	439.725 / 566.797	=	0.776 < 1.000 O.K

4. P-M Interaction Diagram



5. Shear Force Capacity Check

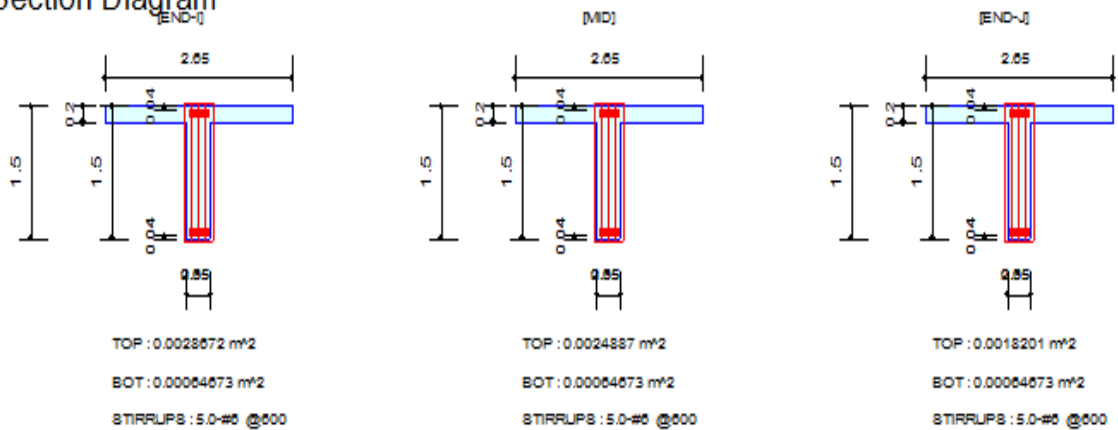
Applied Shear Strength	V_u	= 295.582 kN (Load Combination 1+)
Shear Strength by Conc	ΦV_c	= 248.017 kN
Shear Strength by Rebar	ΦV_s	= 2298.63 kN (20-#6 @34820)
Shear Ratio	$V_u/\Phi V_n$	= 295.582 / 2546.65 = 0.116 < 1.000 O.K

A continuación se presenta los resultados obtenidos en el software midas Civil del puente integral con esviaje 0°, para el diseño a flexión, a cortante y a torsión de la viga longitudinal:

1. Design Information

Member Number : 2
 Design Code : AASHTO-LRFD12
 Unit System : kN, m
 Material Data : $f_c = 20684.3$, $f_y = 413686$, $f_{ys} = 413686$ KPa
 Beam Span : 1 m
 Section Property : VGT (No: 2)

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
Negative Moment (Mu)	1419.05	1243.96	922.80
(-) Load Combination No.	1-	1-	1-
Factored Strength (Mr)	1453.58	1273.83	946.40
Check Ratio (Mu/Mr)	0.9762	0.9765	0.9751
Positive Moment (Mu)	0.00	0.00	0.00
(+) Load Combination No.	9+	9+	9+
Factored Strength (Mr)	350.59	350.59	350.59
Check Ratio (Mu/Mr)	0.0000	0.0000	0.0000
Required Top As	0.0029	0.0025	0.0018
Required Bot As	0.0006	0.0006	0.0006

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	1-	1-	1-
Factored Shear Force (Vu)	1031.42	991.70	939.22
Shear Strength by Conc.(PhiV)	200.15	185.45	151.51
Shear Strength by Rebar.(PhiVs)	1307.03	1242.52	1060.03
Required Shear Reinf. (Av)	0.0023	0.0023	0.0023
Required Stirrups Spacing	5.0-#6 @600	5.0-#6 @600	5.0-#6 @600
Check Ratio	0.6843	0.6945	0.7752

5. Torsion Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	1-	1-	1-
Factored Torsion (Tu)	181.96	186.74	191.56
Torsion Resistance (Tn)	181.96	186.74	191.56
Required Stirrups Spacing	0.00	0.00	0.00
Check Ratio	1.0000	1.0000	1.0000

ANEXO B: VALIDACIÓN DE DEFORMACIONES EN LAS PILAS

Para la verificación de resultados obtenidos del software, se estudia el comportamiento de cimentaciones sobre fundación elástica en base a deformaciones del suelo a través de la aplicación de la teoría de Winkler, conocida también como método del coeficiente de balasto. Las cimentaciones sobre un suelo de fundación elástico constituyen el caso límite de una estructura continua, sobre apoyos elásticos cuando la distancia entre estos se hace infinitamente pequeña. Esta teoría está basada en la hipótesis de identidad de la línea elástica de cimentación suelo-estructura.

$$y'' = -\frac{M}{EI} \quad (1)$$

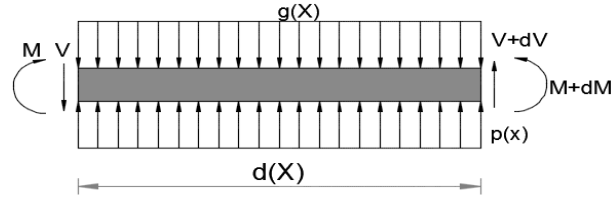
La ecuación 1, representa la ecuación diferencial de la elástica de un elemento prismático sometido a flexión, donde M es la ecuación de momento flector, E es el módulo de elasticidad del material del cimiento, I es el momento de inercia centroidal de inercia de la cimentación.

$$V = \frac{dM}{dx} = -EIy''' \quad (2)$$

$$W(x) = \frac{dv}{dx} = \frac{d^2m}{dx} = -EIy^{IV} \quad (3)$$

La ecuación (2) representa la fuerza cortante y la ecuación (3) representa la ecuación de carga.

Realizando el equilibrio a un elemento diferencial de una cimentación se puede concluir:



$$\sum Fy = 0 = b(g(x) - p(x))dx + dv$$

$$\frac{dv}{dx} = -b(g(x) - p(x))$$

$$\frac{d^2M}{dx^2} = -b(g(x) + p(x))$$

Ecuación diferencial de la elástica

$$EI \frac{d^2y}{dx^2} = M \rightarrow EI \frac{d^4y}{dx^2} = \frac{d^2M}{dx^2}$$

$$EIy^{IV} = -b(g(x) - p(x))$$

La relación empleada para el cálculo de la reacción $p(x)$ del suelo supone la proporcionalidad de esfuerzos y deformaciones en la interface suelo-estructura. Esta proporcionalidad se expresa a través de:

$$p(x) = Ky(x)$$

En la expresión, K es una constante de proporcionalidad del suelo conocida como el coeficiente de balasto del suelo, o módulo de reacción del suelo, $y(x)$ la deflexión de la cimentación, supuesta para el mismo punto, igual a la del suelo, por consiguiendo la función de carga equivale a:

$$W(x) = b(g(x) - Ky(x))$$

Derivando la ecuación (1) dos veces:

$$EIy^{IV} = \frac{d^2M}{dx^2} = W(x) = b(g - ky) \rightarrow y^{IV} = \frac{b(g(x) - Ky(x))}{EI} \quad (4)$$

Generando un caso particular cuando las cimentaciones sometidas a cargas puntuales $g(x) = 0$ y la ecuación diferencial (4) se reduce en:

$$y^{IV} = -\frac{Kb}{4EI} \quad (5)$$

Donde,

$$a^4 = \frac{-Kb}{4EI}$$

La constante λ [m], se llama longitud elástica de la cimentación.

$$\lambda = \frac{1}{a} = \left[\frac{4EI}{Kb} \right]^{\frac{1}{4}}$$

Al sustituir la ecuación (5) se obtiene:

$$y^{IV} + 4a^4y = 0 \quad (6)$$

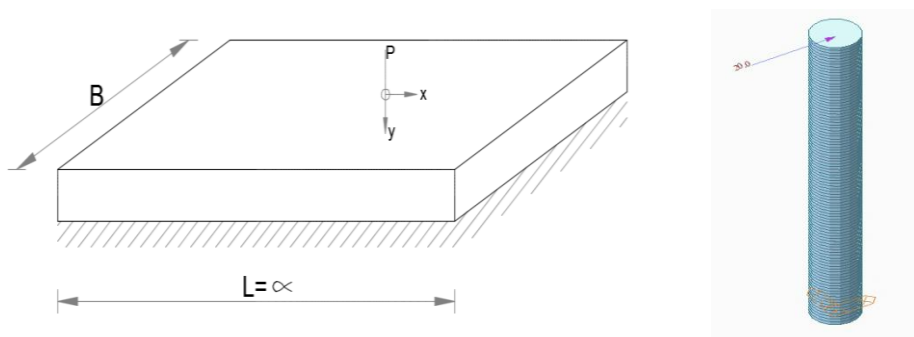
La solución de la ecuación diferencial (6) es:

$$y = A_1 e^{ax} \cos ax + A_2 e^{ax} \sin ax + A_3 e^{-ax} \cos ax + A_4 e^{-ax} \sin ax \quad (7)$$

Donde las constantes A_1, A_2, A_3, A_4 , se obtienen de las condiciones de borde.

Para el caso de la validación, se supone un cimiento tipo pila de 1 metro de diámetro y 10 metro de longitud, el cual se le aplica una carga puntual en el extremo superior de 20 [kN], el módulo de elasticidad del elemento es de 21538105,8 kN/m² y el coeficiente de reacción del suelo 15200 kN/m. Para esto, se realiza un modelo en el software midas Civil.

Figura 17. Idealización del cimiento con apoyos elásticos



Para las condiciones de borde se supondré una longitud infinita, $x=\infty$ y $y=0$, por lo tanto $A_1=A_2=0$, por lo tanto:

$$y = A_3 e^{-ax} \cos ax + A_4 e^{-ax} \sin ax$$

Derivando tres veces con respecto a x:

$$y' = a e^{-ax} ((A_3 + A_4) \cos ax - (A_4 - A_3) \sin ax)$$

$$y'' = 2a^2 e^{-ax} (A_3 \sin ax - A_4 \cos ax)$$

$$y''' = 2a^3 e^{-ax} [(A_3 + A_4) \cos ax + (A_4 + A_3) \sin ax]$$

Para encontrar los valores de A3 y A4 basta notar que bajo la carga p la tangente de la elástica debe ser cero y que para x=0 la fuerza cortante es V= -p/2 por lo que:

$$\frac{p}{2} \rightarrow y' = \frac{p}{2EI}$$

Sustituyendo las condiciones de borde en las ecuaciones diferenciales correspondientes, se obtiene:

$$A_3 = A_4 = \frac{p}{8EIa^3}$$

A continuación se presenta un tabla de las deflexiones hallas con el software MIDAS Civil y el método expuesto anteriormente con los respectivos porcentajes de error.

Tabla 9. Verificación de la deflexión en la pila

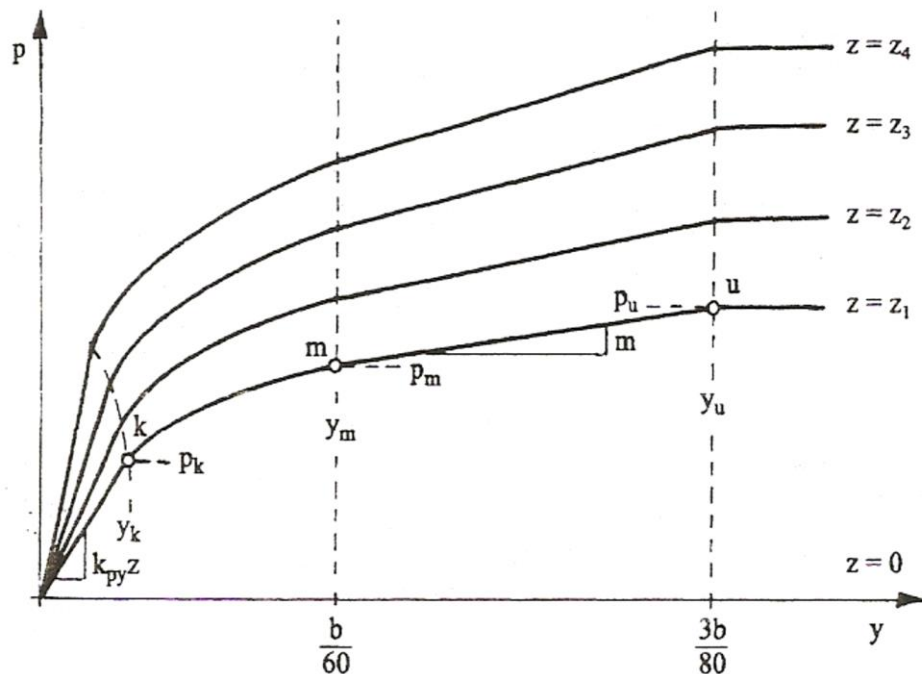
Longitud [m]	y [m]	y midasCivil[m]	% error
0	0.00016109	0.000162	0.56416
1	0.00012664	0.000114	11.08714
2	0.00009956	0.00014	28.8892

Al comparar los valores del método con los arrojados por el software, se logra notar que a mayor profundidad los errores eran inaceptable, ya que la deformación es muy pequeña, y el método no llega a tener esa precisión, aunque también presente valores pequeños. En los primeros datos se encuentran valores más acertados, al dirigirnos a los desplazamientos que se obtuvieron del estudio, se nota que son considerables y además llegan a su máximo en su extremo en el primer metro de longitud y donde se conecta con el estribo, por lo tanto el valor a verificar se deberían enfocar en esta misma zona, donde se logra un error del 0.56%.

ANEXO C: INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN LA PILA

Para esta verificación se ha tomado como base el modelo de respuesta lateral de la pila de fundación a partir de determinar el módulo de reacción lateral. La curva p-y, ver gráfica 14, determina la resistencia del suelo a la deformación de la pila.

Figura 18. Curva p-y para suelos arenosos



Fuente: Assessment and modeling of embankment participation in the seismic response of integral abutment bridges.

Las propiedades de la sección y los datos de entrada para la construcción de la curva p-y se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 10. Datos de entrada del suelo y del pilote para el cálculo de la curva P-Y.

Geometría del pilote	
Longitud (m)	10
Diametro (m)	1
Parámetros del suelo	
Ángulo de fricción (ϕ)	32
Peso específico γ (KN/m ³)	18.73
Densidad relativa K_{yp} (KN/m ³)	33900
Profundidad análisis z (m)	Variable

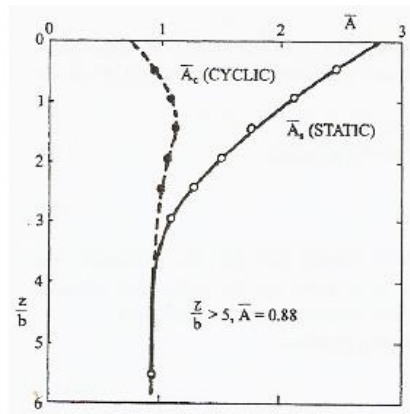
Con los datos de tabla 10, se calcula la resistencia del suelo por unidad de longitud de las pilas, usando el menor valor dados por las ecuaciones (1) y (2):

$$P_s = \gamma z \left[\frac{K_0 \tan \phi \sin \beta}{\tan(\beta - \phi)} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} (b + z \tan \beta \tan \alpha) + k_0 z \tan \beta (\tan \phi \sin \beta - \tan \alpha) - k_a b \right] \quad (1)$$

$$P_s = k_a b \gamma (\tan^8 \beta - 1) + k_0 b \gamma z \tan \phi \tan^4 \beta \quad (2)$$

Se establece la deflexión última como $3b/60$ y se calcula la resistencia última P_{ult} , teniendo en cuenta el coeficiente A_s de la figura 19.

Figura 19. Valores de coeficientes A_s y A_c



Fuente: Assessment and modeling of embankment participation in the seismic response of integral abutment bridges.

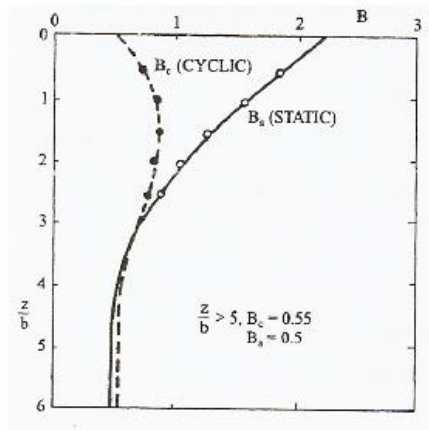
$$P_{ult} = P_s A_s \quad (3)$$

Se establece la deflexión media (Y_m) como $b/60$ y se calcula la resistencia media, ver ecuación 4.

$$P_m = P_s B_s \quad (4)$$

Los valores de B_s , se determinan a partir de la figura 20.

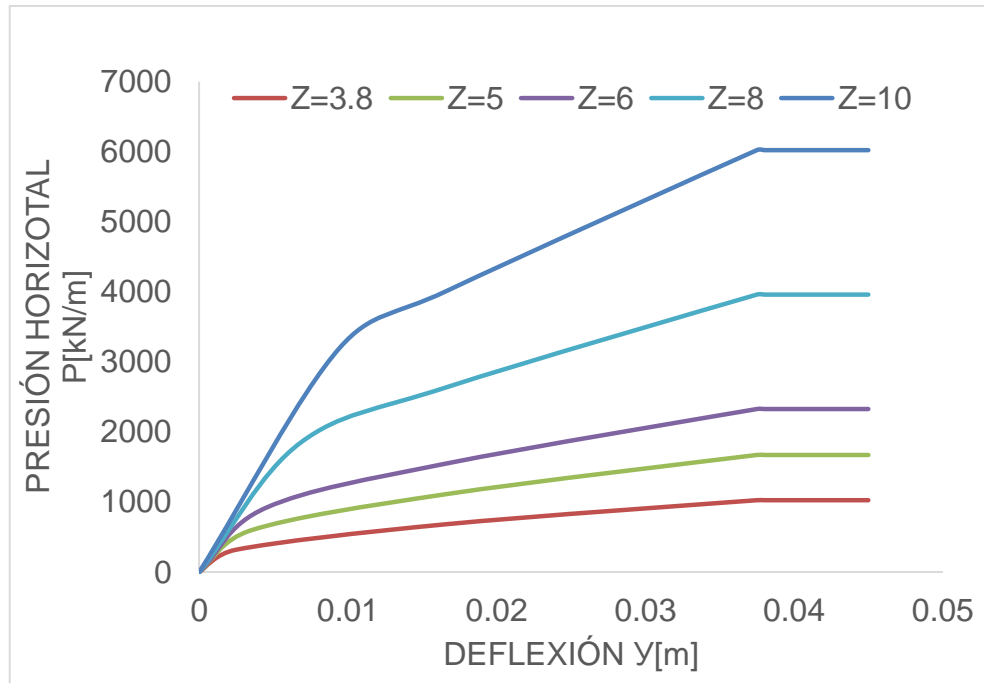
Figura 20. Valores de coeficientes admisibles B_s y B_c



Fuente: Assessment and modeling of embankment participation in the seismic response of integral abutment bridges.

La curva p-y presenta cuatro fases: una línea recta inclinada para valores iniciales de resistencia que depende de la rigidez lateral inicial del suelo y la profundidad; continúa con una parábola en función de p_m , hasta una deformación de la pila de $b/6$. La tercera parte es una línea recta para valores de deflexión entre $b/30$ y $3b/80$, en la que se alcanza la resistencia última, continuando con una recta horizontal con la resistencia última para deformaciones mayores que $3b/80$, ver figura 18.

Gráfica 14. Curva p-y para suelos arenosos a diferentes profundidades



El comportamiento no homogéneo y no lineal se puede representar por medio de la relación entre la carga por unidad de longitud (p) y la deflexión (y) para diferentes profundidades (z) a través de la curva p - y que involucra la resistencia última del suelo.

En la gráfica 14, se representa la construcción de las curva p - y , para variación de la profundidad en la respuesta de interacción suelo-estructura, esta curva varia por las condiciones de rigidez del suelo.