

**PARÁMETROS QUE AFECTAN LA RESPUESTA EN PUENTES ATIRANTADOS
FRENTE A LA ROTURA ACCIDENTA DE CABLES**

CARLOS JOSÉ PICO BARRAGÁN



Universidad Industrial de Santander
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICOMECAÑICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA

2014

Informe Final del Trabajo de Grado en la Modalidad Investigación
**PARÁMETROS QUE AFECTAN LA RESPUESTA EN PUENTES ATIRANTADOS
FRENTE A LA ROTURA ACCIDENTA DE CABLES.**

CARLOS JOSÉ PICO BARRAGÁN

Trabajo de Grado presentado como Requisito
Parcial para optar por el Título de Ingeniero Civil

Director:

Magíster, Ing. Civil JOSÉ MIGUEL BENJUMEA ROYERO

Universidad Industrial de Santander
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICOMECAÑICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA

2014

Dedicatoria

Este trabajo es el resultado de muchas personas que a través de múltiples formas sembraron en mí para poder obtenerlo. Así que esto es para ellos, que en ningún momento se alejaron y siempre confiaron en mi capacidad. Por supuesto a mi madre que siempre demostró su entusiasmo para no desfallecer y a la justa ayuda económica de mi padre. A mi familia y amigos en general que siempre me apoyaron. A mis profesores y compañeros de aula pues por medio de ellos mi cabeza encontró sinnúmero de conocimientos. Y por supuesto a la vida que me regalo dones y habilidades para conseguir este triunfo.

Contenido

	Pg.
INTRODUCCIÓN	15
1. PARÁMETROS RELEVANTES UTILIZADOS EN LOS MODELOS DE Puentes ATIRANTADOS CON ROTURAS DE CABLES	15
1.1 Parámetros seleccionados para los modelos de estudio.....	15
1.1.1 Posición del cable que se rompe.....	15
1.1.2 Tipo de distribución.....	15
1.1.3 Altura de la torre.....	16
1.1.4 Rigidez del tablero.....	16
2. ESCENARIO DE CÁLCULO EMPLEADO	17
2.1 Descripción del modelo de estudio.....	17
2.1.1 Tablero.....	17
2.1.2 Pila.....	17
2.1.3 Cables.....	18
2.1.4 Amortiguamiento del puente.....	19
2.1.5 Distribución geométrica de los cables.....	19
2.1.6 Nomenclatura de los modelos usados en este estudio.....	19
2.2 Cargas aplicadas.....	19
2.3 Ejercicio de comprobación para cargas dinámicas.....	20
2.4 Método de aplicación de la carga dinámica en los modelos a utilizar.....	20
3. RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE LOS MODELOS	21
3.1 Posición del cable que se fractura.....	21
3.1.1 Distribución geométrica en abanico.....	21
3.1.2 Distribución geométrica en semiarpa.....	23

3.2	Altura de la pila.....	26
3.2.1	Distribución geométrica en abanico.....	27
3.2.2	Distribución geométrica en semiarpa.....	29
3.3	Rigidez del tablero.....	30
3.3.1	Distribución geométrica en abanico.....	30
3.3.2	Distribución geométrica en semiarpa.....	31
4.	CONCLUSIONES.....	33
	REFERENCIAS.....	34

Lista de Tablas

	Pg.
<i>Tabla 1 Parámetros usados en estudios de rotura de cables en puentes atirantados.....</i>	16
<i>Tabla 2 Nomenclatura de los modelos usados.....</i>	18

Lista de Figuras

	Pg.
<i>Fig. 1 Tipologías de puentes atirantados según la distribución geométrica de los cables.....</i>	14
<i>Fig. 2 Sección transversal del tablero.....</i>	17
<i>Fig. 3 Elementos de longitud efectiva.....</i>	17
<i>Fig. 4 Dimensiones de la pila.....</i>	18
<i>Fig. 5 Comparación de desplazamientos a través del método de Duhamel y SAP200.....</i>	20
<i>Fig. 6 Fuerzas producidas por la rotura de un cable.....</i>	21
<i>Fig. 7 Fuerzas axiales en el tablero del puente con distribución en abanico cuando cambia la posición del cable que falla.....</i>	22
<i>Fig. 8 Fuerzas cortantes en el tablero del puente con distribución en abanico cuando cambia la posición del cable que falla.....</i>	22
<i>Fig. 9 Momentos flectores en el tablero del puente con distribución en abanico cuando cambia la posición del cable que falla.....</i>	23
<i>Fig. 10 Momentos flectores en la pila del puente con distribución en abanico cuando cambia la posición del cable que falla.....</i>	23
<i>Fig. 11 Tensiones en los cables del puente con distribución en abanico cuando cambia la posición del cable que falla.....</i>	24
<i>Fig. 12 Fuerzas axiales en el tablero del puente con distribución en semiarpa cuando cambia la posición del cable que falla.....</i>	24
<i>Fig. 13 Fuerzas cortantes en el tablero del puente con distribución en semiarpa cuando cambia la posición del cable que falla.....</i>	25

<i>Fig. 14 Momentos flectores en el tablero del puente con distribución en semiarpa cuando cambia la posición del cable que falla.....</i>	<i>25</i>
<i>Fig. 15 Momentos flectores en la pila del puente con distribución en semiarpa cuando cambia la posición del cable que falla.....</i>	<i>26</i>
<i>Fig. 16 Tensiones en los cables del puente con distribución en semiarpa cuando cambia la posición del cable que falla.....</i>	<i>26</i>
<i>Fig. 17 Fuerza axial en el tablero del puente con distribución en abanico cuando cambia la altura de la pila.....</i>	<i>27</i>
<i>Fig. 18 Momentos flectores en el tablero del puente con distribución en abanico cuando cambia la altura de la pila.....</i>	<i>27</i>
<i>Fig. 19 Fuerzas cortantes en el tablero del puente con distribución en abanico cuando cambia la altura de la pila.....</i>	<i>28</i>
<i>Fig. 20 Tensiones en los cables del puente con distribución en abanico cuando cambia la altura de la pila.....</i>	<i>28</i>
<i>Fig. 21 Momentos flectores en la pila del puente con distribución en abanico cuando cambia la altura de la pila.....</i>	<i>28</i>
<i>Fig. 22 Fuerzas axiales en el tablero del puente con distribución en semiarpa cuando cambia la altura de la pila.....</i>	<i>29</i>
<i>Fig. 23 Momentos flectores en el tablero del puente con distribución en semiarpa cuando cambia la altura de la pila.....</i>	<i>29</i>
<i>Fig. 24 Momentos flectores en la pila del puente con distribución en semiarpa cuando cambia la altura de la pila.....</i>	<i>30</i>
<i>Fig. 25 Fuerza axial en el tablero del puente con distribución en abanico cuando cambia la rigidez del tablero.....</i>	<i>30</i>
<i>Fig. 26 Fuerza cortante en el tablero del puente con distribución en abanico cuando cambia la rigidez del tablero.....</i>	<i>31</i>
<i>Fig. 27 Momento flector en el tablero del puente con distribución en abanico cuando cambia la rigidez del tablero.....</i>	<i>31</i>

Fig. 28 Fuerza axial en el tablero del puente con distribución en semiarpa cuando cambia la rigidez del tablero.....32

Fig. 29 Fuerza cortante en el tablero del puente con distribución en semiarpa cuando cambia la rigidez del tablero.....32

Fig. 30 Momento flector en el tablero del puente con distribución en semiarpa cuando cambia la rigidez del tablero.....32

Fig. 31 Momento flector en la pila del puente con distribución en semiarpa cuando cambia la rigidez del tablero.....33

Resumen Ejecutivo del Trabajo de Grado

Título Parámetros que afectan la Respuesta en Puentes Atirantados frente a la Rotura Accidenta de Cables*

Autor Carlos José Pico Barragán**, cjpacob@gmail.com

Palabras Claves Puente atirantado, Rotura de tirantes, Tipo Abanico, Tipo Semiarpa, Pila, Tablero, Cables, Esbeltez

Los puentes atirantados son estructuras capaces de cubrir grandes vanos por los cuales son necesarios la continuidad de una vía terrestre. Sus características estéticas y las propiedades estructurales que permiten cubrir luces de hasta 900 metros hacen que sean una tipología muy utilizada actualmente. En síntesis, se trata de un tablero que se encuentra principalmente soportado por la pila a través de cables individuales o dobles, según sea el arreglo de estos, y por lo cual permite una menor rigidez en la viga principal comparado con otra clase de puentes. Según la distribución geométrica en la que se encuentran los cables, los puentes atirantados pueden ser de tipo arpa, abanico o semiarpa, y estar situados en el centro del tablero o en sus bordes. En el momento de diseñar un puente atirantado se deben tener en cuenta los posibles efectos que tendrá la estructura en el evento desfavorable de perder uno de sus cables, para así prevenir daños, tomar las medidas necesarias, incluirlas en el diseño y mantener el buen funcionamiento del puente. Este trabajo presenta el comportamiento de los principales elementos estructurales de un puente atirantado cuando se produce la rotura de uno de sus cables, al cambiar distintos parámetros de algunas de sus características más relevantes. Esto permite obtener los valores de las fuerzas internas en los elementos y reconocer cuales son los escenarios más perjudiciales para la vida de la estructura.

*Trabajo de grado desarrollado en la modalidad de investigación.

*Facultad de Ingeniería Fisicomecánicas, Escuela de Ingeniería Civil, Director. Magíster, Ing. Civil José Miguel Benjumea Royero.

Abstract of the undergraduate project

Title	Parámetros que afectan la Respuesta en Puentes Atirantados frente a la Rotura Accidenta de Cables
Author	Carlos José Pico Barragán*, cjpacob@gmail.com
Key Words	Puente atirantado, Rotura de tirantes, Tipo Abanico, Tipo Semiarpa, Pila, Tablero, Cables, Esbeltez

The cable-stayed bridges are structures capable of covering large spans for which the continuity of a land route are required. His aesthetic and structural properties that allow span up to 900 meters makes them a type currently used. In short, this is a board that is mainly supported by the stack through single or double cables, as the arrangement of these, and allowing less rigidity in the main beam compared to other kinds of bridges. According to the geometric distribution in which there are the cables, cable-stayed bridges can be kind of harp, fan or semiarpa, and be located in the center of the board or on its edges. At the time of a cable-stayed bridge design should take into account the possible effects that the structure in the worst event of losing one of its cables, so as to prevent damage, take the necessary measures, including them in the design and maintain the smooth operation bridge. This project presents the behavior of main structural elements of a cable-stayed bridge when the breakage of one of its cables occurs by changing various parameters of some of its most important features. This allows the values of the internal forces and recognizes the elements which are the most damaging scenarios for the life of the structure.

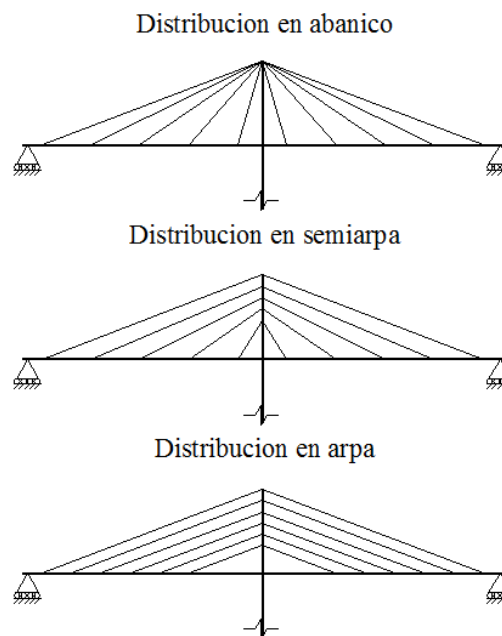
*Trabajo de grado desarrollado en la modalidad de investigación.

*Facultad de Ingeniería Fisicomecánicas, Escuela de Ingeniería Civil, Director. Magíster, Ing. Civil José Miguel Benjumea Royero.

INTRODUCCIÓN

Los puentes atirantados son estructuras capaces de cubrir grandes vanos por los cuales son necesarios la continuidad de una vía terrestre. Sus características estéticas y las propiedades estructurales que permiten cubrir luces de hasta 900 metros hacen que sean una tipología muy utilizada actualmente. En síntesis, se trata de un tablero que se encuentra principalmente soportado por la pila a través de cables individuales o dobles, según sea el arreglo de estos, y por lo cual permite una menor rigidez en la viga principal comparado con otra clase de puentes. Según la distribución geométrica en la que se encuentran los cables, los puentes atirantados pueden ser de tipo arpa, abanico o semiarpa, ver figura 1, y estar situados en el centro del tablero o en sus bordes.

Figura 1. *Tipologías de puentes atirantados según la distribución geométrica de los cables.*



En general, los puentes soportados mediante cables, pueden sufrir daños en su estructura debido a la fractura en alguno de sus tirantes, ya sea a causa de colisiones de vehículos, por la fuerza de la naturaleza, o bien por actos vandálicos. Es por esta razón que se hace prioritario en el diseño de estructuras de este tipo, el estudio y análisis del comportamiento ante la falla eventual, aunque sea, en uno de sus cables.

Para esto, existen recomendaciones y norma internacionales que se basan en un análisisseudodinámico, como el recomendado en SETRA [1], y PTI [2], donde se simula la rotura mediante una carga estática mayorada por un factor de amplificación dinámico (F.A.D), recomendado entre valores de 1.5 a 2. Sin embargo, estudios en puentes atirantados y puentes con atirantamiento inferior realizados por [3] y [4], respectivamente, demostraron mediante análisis dinámicos con integración directa en el tiempo que el enfoque del análisisseudodinámico está lejos de ser un modelo que refleje la realidad del problema de la rotura de cables en puentes, y por tanto, un riesgo para determinar la robustez de la estructura, al ser diseñadas con coeficientes predeterminados y que en algunos casos, podrían estar muy lejos de los valores reales útiles para resguardar el funcionamiento del puente.

Una manera rápida de ver los efectos que pueden llegar a tener la ocurrencia de estos eventos en un puente atirantado, es a través de análisis paramétricos que muestren en resumen y comparativamente los efectos de estos cambios en los elementos estructurales principales como lo son: el tablero, la pila o torre y los cables.

Al cambiar características posibles de un escenario eventual, como el área y el momento de inercia de la pila y el tablero, el número de cables, la posición del cable que se fractura, la velocidad con que se rompe, la interacción entre el tablero y la pila, la altura de la pila, entre otras, y al ser analizados teniendo en cuentas los efectos dinámicos que producen la fractura de un cable mediante un modelo de elementos finitos apropiado, es posible obtener un compendio bastante confiable de resultados capaces de mostrar al diseñador cuales son las situaciones más desfavorables y a las cuales debe tener mayor atención ante el suceso indeseado de la fractura de uno de los cables en un puente atirantado.

1. PARÁMETROS RELEVANTES UTILIZADOS EN LOS MODELOS DE PUENTES ATIRANTADOS CON ROTURAS DE CABLES

Luego de hacer una investigación sobre el análisis del comportamiento de puentes atirantados frente a la rotura de uno de sus cables, o temas similar que permitieran tener un visión más clara en cuanto a las variables relevantes que afectan el comportamiento de este tipo de puentes en dicho escenario, se listan en la tabla 1 los parámetros que tienen incidencia, es decir, que según los resultados y las conclusiones de los propios estudios, producen o no, esfuerzos, desplazamientos, fuerzas internas o deformaciones, muy elevados en los elementos estructurales, con respecto al estado de servicio normal de la estructura, y que afectarían su buen funcionamiento.

1.1 Parámetros seleccionados para los modelos de estudio.

A continuación se enumeran los parámetros utilizados en los modelos hechos para el análisis estructural en el momento de la rotura de un cable, correspondientes al estudio necesario para el desarrollo de este artículo.

1.1.1 Posición del cable que se rompe. Según el estudio realizado por [5], donde se llevan a cabo análisis elásticos de un modelo de un puente atirantado para determinar la seguridad estructural ante la rotura accidental de un cable, tiene entre sus conclusiones que la rotura de un cable de retención no conlleva la falla de la estructura cuando se encuentra solicitada por cargas permanentes, y que además las falla de un tirante no representa ningún tipo de peligro estructural sobre los otros tirantes, sino que depende en mayor medida del comportamiento que posea el tablero. Para esta última apreciación, el estudio determina que en el caso de la ruptura de un cable intermedio bajo cargas permanentes y de servicio provocan una deformación del orden del doble de la que originaría un tirante cercano a la torre o un tirante de los de mayor longitud. Por otra parte, el estudio paramétrico sobre la respuesta dinámica de puentes atirantados ante la falla súbita de un cable [6], asegura que los F.A.D obtenidos en la evaluación de los cables son menores a 2.0, y por lo tanto la recomendación del PTI es un método seguro para evaluar el esfuerzo en los tirantes cuando uno de estos se rompe.

1.1.2 Tipo de distribución. A partir del estudio paramétrico sobre la respuesta dinámica de puentes atirantados ante la falla súbita de un cable [6], y que tiene entre uno de sus parámetros el arreglo geométrico de los cables, determinó que una configuración con atirantamiento central y arreglo tipo abanico es la más crítica, teniendo en cuenta que los F.A.D obtenidos mediante análisis dinámico fueron mayores que 2, siendo este el valor recomendado por varias normas internacionales para el diseño de puentes atirantados ante la rotura accidental de un cable. También concluye en cuanto a los pilonos, que la rotura de un cable puede conducir a condiciones críticas en Estado Limite Ultimo, cuando se encuentra con una distribución tipo abanico.

Tabla 1. *Parámetros usados en estudios de rotura de cables en puentes atirantados.*

PARÁMETRO	INCIDENCIA		
	FUERTE	MEDIA	BAJA
Posición del cable que se rompe		X	
		[5,6]	
Tipo de distribución			X
			[6,7]
Altura de la torre	X		
	[6,7]		
Amortiguamiento de la estructura	X		
	[6,3]		
Rigidez del tablero	X		
	[5]		
Tiempo de rotura del tirante	X		
	[4]		
Porcentaje de carga viva	X		
	[4]		
Tipo de suspensión		X	
		[6]	
Dimensión del tablero			X
			[7]
Apoyo entre la torre y el tablero		X	
		[7]	
Tipo de modelamiento		X	
		[3]	
Tipo de desviador		X	
		[4]	

1.1.3 Altura de la torre. Aunque en la biografía consultada aparecen algunos efectos que se producen sobre la pila a causa de la ruptura de un cable, ninguna referencia estudia exactamente lo que ocurre cuando se cambia la altura de la torre. Justamente se intentará comparar en este estudio que ocurre con el comportamiento de los demás elementos cuando falla alguno de sus cables al cambiar la altura de la pila.

1.1.4 Rigidez del tablero. Aunque al aumentar la rigidez del tablero se beneficia la resistencia ante la rotura de un cable y se reducen los desplazamientos [5], este es el elemento estructural más vulnerable que bajo ciertas condiciones, como la rotura de los tirantes largos, un tablero con sección esbelta podría no resistir ninguna situación de carga, en cambio un tablero de sección cajón puede resistir el efecto de rotura si y solo si este fenómeno tiene lugar en el estado de cargas permanentes, lo cual se debe a la mayor rigidez del tablero. Una diferencia marcada entre las rigideces de varios tableros, pueden representar menor capacidad de carga en la estructura como conjunto.

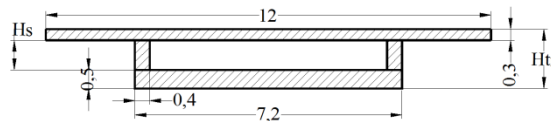
2. ESCENARIO DE CÁLCULO EMPLEADO

2.1 Descripción del modelo de estudio.

Para analizar el comportamiento estructural de los puentes atirantados ante la falla de uno de sus cables se usaran las siguientes características:

2.1.1 Tablero. Tiene una longitud total de 250m y estará compuesto por una sección transversal esquemática, tipo cajón, adoptada según las propiedades recomendadas por [8] para el diseño de puentes atirantados, como se muestra en la figura 2.

Figura 2. Sección transversal del tablero



Según [8], los valores correspondientes para Htr y Hs , están determinados por la relación de esbeltez del tablero mostrada en la ecuación (1).

$$Htr = \frac{L'}{x} \quad (1)$$

Donde Htr es la altura total de la sección, L' es la longitud efectiva del tablero, determinada según la figura 3 y la ecuación (2) y x la proporcionalidad de la relación de esbeltez. En este estudio se adoptaron valores de x igual a 200, 110 y 35. Este último es un valor alejado de los típicos en los puentes atirantados pero nos da una idea del efecto de la rigidez del tablero en el comportamiento de la rotura de uno de sus cables.

$$L' = 0.8 * (L1 + L2) \quad (2)$$

El material empleado en el tablero es concreto de 28 MPa, módulo de elasticidad igual a 24.850 MPa y una densidad de 2.4 kg/m^3 .

2.1.2 Pila. La sección de la torre se determinó según [8], y para el presente estudio tendrá las dimensiones mostradas en la figura 4. Estas permanecerán invariables en el estudio.

Figura 3. Elementos de longitud efectiva.

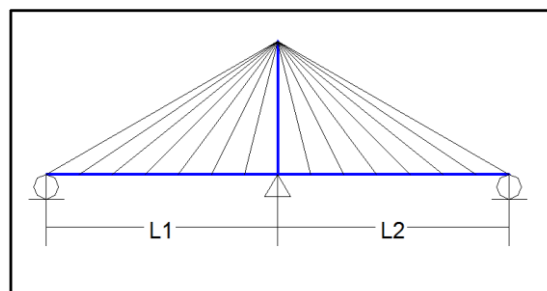
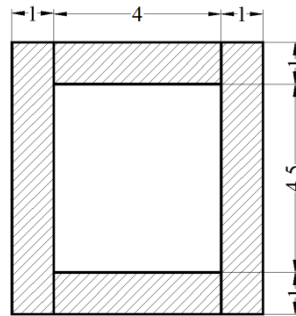


Figura 4. Dimensiones de la pila

El material empleado en la pila es el mismo que se usó para el tablero.

La altura de la pila se obtendrá según lo recomendado por [9] para puentes atirantados y que tiene en cuenta la longitud efectiva (L') del puente, expuesta. De tal manera que para nuestro caso se usaran las relaciones $L'/5$ y $L'/10$.

2.1.3 Cables. El modelo estará constituido por 14 cables a ambos lados de la pila, compuestos por las siguientes características expuestas en [5]: un haz de monocordones paralelos de 15,2 mm de diámetro nominal, módulo de elasticidad de 195.000 MPa, esfuerzo de fluencia (f_{py}) igual a 1.670 MPa y esfuerzo de rotura (f_{pu}) igual a 1870 MPa.

Tabla 2. Nomenclatura de los modelos usados

NOMBRE DEL MODELO	DESCRIPCIÓN			
	DISTRIBUCIÓN GEOMETRICA	RELACIÓN DE ALTURA DE LA TORRE	RELACIÓN DE ESBELTEZ DEL TABLERO	CABLE FRACTURADO
A-H1-T1-R1	Abanico	$L/5$	$L/200$	Corto
A-H1-T1-R2	Abanico	$L/5$	$L/200$	Intermedio
A-H1-T1-R3	Abanico	$L/5$	$L/200$	Largo
S-H1-T1-R1	Semiarpa	$L/5$	$L/200$	Corto
S-H1-T1-R2	Semiarpa	$L/5$	$L/200$	Intermedio
S-H1-T1-R3	Semiarpa	$L/5$	$L/200$	Largo
A-H2-T1-R3	Abanico	$L/10$	$L/200$	Largo
S-H2-T1-R3	Semiarpa	$L/10$	$L/200$	Largo
A-H1-T2-R3	Abanico	$L/5$	$L/110$	Largo
A-H1-T3-R3	Abanico	$L/5$	$L/35$	Largo
S-H1-T2-R3	Semiarpa	$L/5$	$L/110$	Largo
S-H1-T3-R3	Semiarpa	$L/5$	$L/35$	Largo

Según [5], el efecto que causa sobre el tablero y la torre la fractura de un cable será diferente según la distancia del apoyo de este en el tablero a la torre; por esto se decidió analizar tres posiciones del posible cable que se rompe:

Rotura 1: Hace referencia a la rotura del cable más cercano a la pila.

Rotura 2: Hace referencia a la rotura de un cable intermedio.

Rotura 3: Hace referencia a la rotura de un cable largo alejado de la pila.

2.1.4 Amortiguamiento del puente. Según [11], considerando una fracción de la constante del amortiguamiento crítico para todos los modos de vibración, la amortiguación adoptada por muchos autores para este tipo de estructuras está en el intervalo del 2 y 4%. Para el presente caso será del 2%.

2.1.5 Distribución geométrica de los cables. Se utilizarán las dos distribuciones más usadas en la actualidad: distribución tipo abanico y distribución tipo semiarpa (figura 1). La diferencia más relevante entre las dos es que en los puentes con distribución tipo abanico todos los cables pasan por el punto más alto de la pila, y por tanto un mismo cable está a ambos lados de la pila. Así, si se rompe un cable, sin importar a qué lado de la pila ocurra, el efecto será como si se perdieran dos cables, distanciados a la misma longitud de la pila.

2.1.6 Nomenclatura de los modelos usados en este estudio. En la tabla 2 se muestra la nomenclatura de los modelos usados para el análisis de la rotura de un cable, así como la descripción de los parámetros utilizados en cada uno.

2.2 Cargas aplicadas.

Debido a que en Colombia no existe una normativa referente a las cargas que se deben aplicar a un puente atirantado en el momento de la rotura en uno de sus cables, se hace necesario utilizar una referencia internacional que esté en rigor.

Para este estudio se utilizó la combinación de carga recomendada por [2], usada en Estados Unidos y mostrada en (3).

$$1.2DC + 1.4DW + 0.75(LL + IM) \quad (3)$$

Donde DC es el peso propio, DW son las cargas muertas, y LL + IM es la carga viva mas la carga puntual flotante.

Según el código colombiano de diseño sísmico de puentes [12] las cargas están definidas de la siguiente manera:

DC= Peso de la estructura debido a la densidad propia de los materiales que lo componen:

$$\gamma_{concret} = 2400 \left[\frac{Kg}{m^3} \right]$$

$$\gamma_{acero} = 7856 \left[\frac{Kg}{m^3} \right]$$

DW= Cargas permanentes en la estructura. Para este caso se supone una carga a lo largo del tablero debido a barandales, postes de luz y capa asfáltica.

$$W = 1.4 \left[\frac{Tn}{m} \right]$$

LL= La carga viva debida al tipo de camión C 40-95 que transitaría por vías de red nacional, y para una longitud mayor a 100m, como es el caso del puente que nos atañe:

$$W = 1.14 \left[\frac{Tn}{m} \right], \text{ por carril}$$

La carga puntual flotante debida al tipo de camión C 40-95 que transitaría por vías de red nacional, y para una longitud mayor a 100m, como es el caso del puente en estudio:

$$P = 12 \left[Tn \right], \text{ por carril}$$

Esta última ubicada en las posibles zonas de máximos momentos producidos en el tablero, es decir, a una distancia igual al 30% de la longitud total del tablero y en las vecindades de la pila.

IM= Incluida en la carga viva se usara el factor de carga de impacto para un camión de tipo C 40-95 con el siguiente valor:

$$IM = \frac{16}{L + 40}$$

2.3 Ejercicio de comprobación para cargas dinámicas.

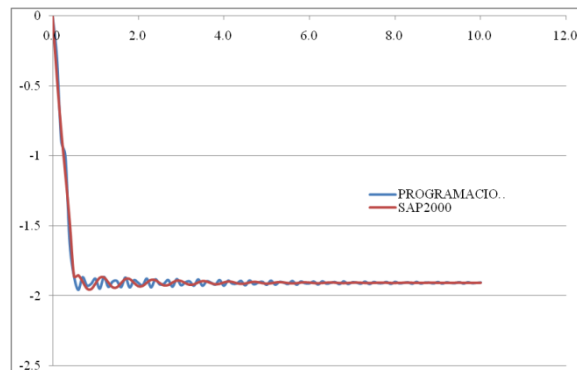
Con el fin de estudiar la fiabilidad del modelamiento de la aplicación de cargas dinámicas de manera instantánea, se comparó la exactitud de un modelo más sencillo, analizado a través del software SAP2000, contrastado con los resultados obtenidos con el método de integración directa de Duhamel.

El ejercicio consta de una barra de acero en voladizo, con un área de $0,0001 \text{ m}^2$, longitud 1 m y amortiguación del 1%, que está cargada en su extremo con una fuerza igual a 1kN.

Para el análisis en SAP2000 se usó la función *time history*, aplicando la carga de 1kN en un intervalo de tiempo igual 0.5 seg.

La figura 5 muestra los desplazamientos de la viga a través de las dos herramientas. La diferencia con los resultados obtenidos a través de la programación del método de Duhamel son del orden del 1.5%, por tanto resulta seguro un análisis de impacto dinámico en el software SAP2000.

Figura 5. Comparación de desplazamientos a través del método de Duhamel y SAP2000



2.4 Método de aplicación de la carga dinámica en los modelos a utilizar.

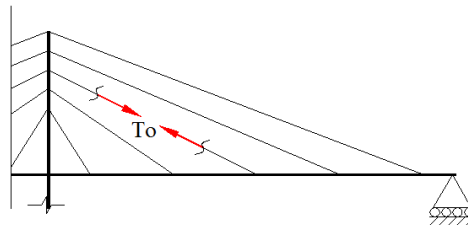
Según [4] el efecto dinámico soportado por el puente será analizado quitando el cable fracturado y reemplazándolo en sus apoyos por una carga de impulso semejante al ejemplo de la viga empotrada. La magnitud de esta carga tendrá un intervalo entre 0 y 1, donde 0 indica que aún no se ha efectuado el rompimiento del cable y 1 que se fracturó en su totalidad. Esto como fracción de la tensión que existía en el cable antes de su fractura (T_0), como se muestra en la figura 6. El intervalo de tiempo en el cual ocurre la fractura es de 0.005 segundos, tomando el caso más perjudicial de este evento, según [6] y [4].

3. RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE LOS MODELOS

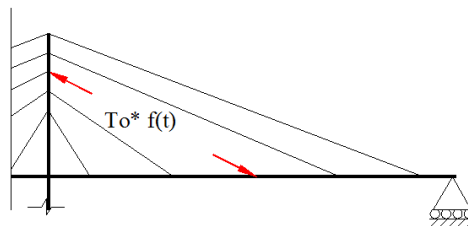
A continuación se muestran los resultados del análisis de la estructura, realizados en el software SAP2000, haciendo énfasis en el comportamiento de los tres elementos principales: el tablero, la pila y los cables, y contrastándolos con los distintos comportamientos arrojados por la variación de los parámetros.

Figura 6. Fuerzas producidas por la rotura de un cable.

Diagrama de cuerpo libre del cable fracturado. T_0 es la tensión del cable del puente en servicio



Transmisión de la tensión del cable a la pila y al tablero en proporciones iguales a la función del tiempo de rotura



Para tener la mayor claridad posible, se diferenciaron los resultados en dos grandes parámetros como lo son el tipo de distribución geométrica en abanico y en semiarpa.

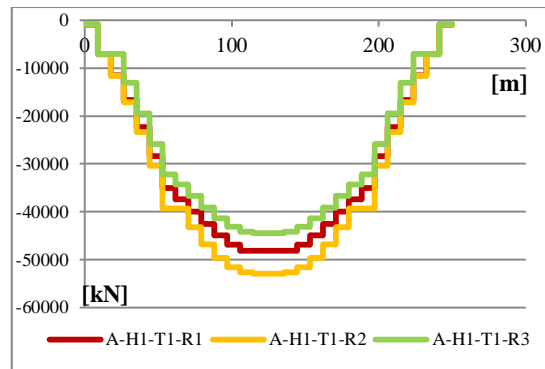
3.1 Posición del cable que se fractura.

A continuación se muestra una comparación del comportamiento de los elementos principales de un puente atirantado al romperse 3 cables en posiciones diferentes, dejando constantes los otros parámetros de estudio.

3.1.1 Distribución geométrica en abanico. En la distribución en abanico todos los cables pasan por el punto más alto de la pila sin interrumpir su continuidad. Debido a esto, cuando un cable se fractura produce la ausencia de dos cables, por lo que el efecto de impacto por rotura estará aplicado en dos posiciones del tablero simultáneamente.

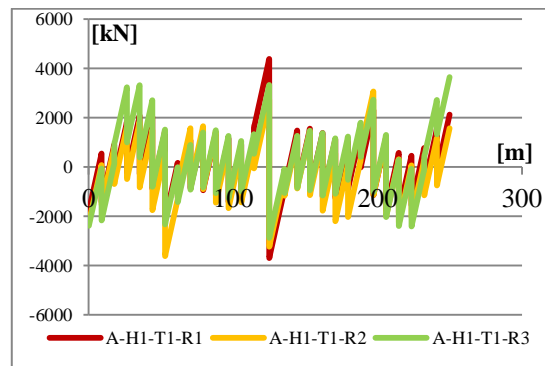
Las fuerzas axiales que se generan en el tablero tienen un comportamiento similar a ambos lados de la pila, siendo máximo justo debajo de esta. Como se ve en la figura 7, la fractura del cable intermedio produce los máximos valores de fuerza axial en el tablero, con un aumento de 8% con respecto a la rotura del cable más corto y del 23% con respecto al cable de mayor longitud.

Figura 7. Fuerzas axiales en el tablero del puente con distribución en abanico cuando cambia la posición del cable que falla.



Las fuerzas cortantes tienen un comportamiento muy similar a lo largo del tablero, ver figura 9, produciendo valores máximos en los lugares donde se fracturan los cables. Esto es debido a la reacción que genera en el tablero la ausencia de la componente vertical de la tensión que poseía el cable antes de la fractura. Por parte de los momentos flectores producidos en el tablero por la rotura del cable más largo obtienen valores muy altos en los lugares donde se rompe, como lo muestra la figura 9. Esto es debido a que la componente horizontal de la tensión en el cable antes de la ruptura es muy alta y porque tipo de apoyo en el que se encuentra el tablero del puente.

Figura 8. Fuerzas cortantes en el tablero del puente con distribución en abanico cuando cambia la posición del cable que falla.



Los momentos flectores en la pila se mantienen con magnitudes muy similares sin importar cuál es el cable que falla, ver figura 10. Sin embargo, debido a la configuración simétrica de los cables, solo se produce un efecto dinámico en dirección vertical, pues las componentes horizontales de las tensiones se contrarrestan y no contribuyen al efecto de giro sobre la pila.

Figura 9. Momentos flectores en el tablero del puente con distribución en abanico cuando cambia la posición del cable que falla.

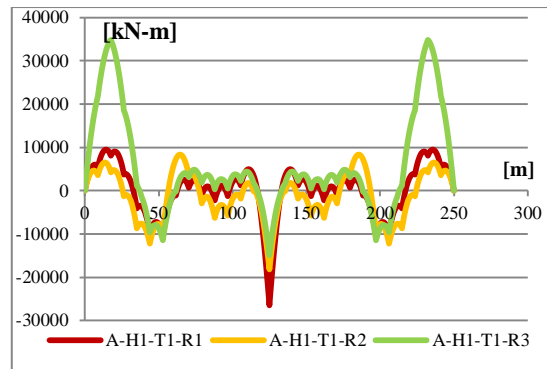
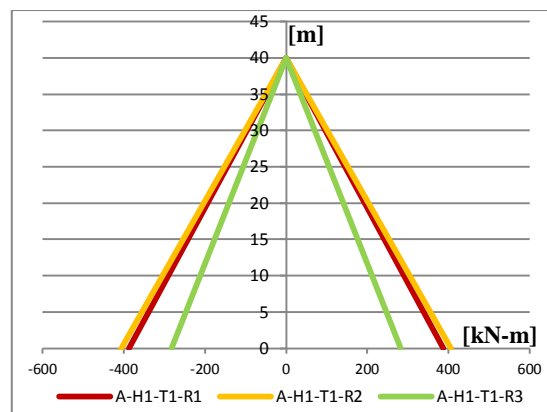


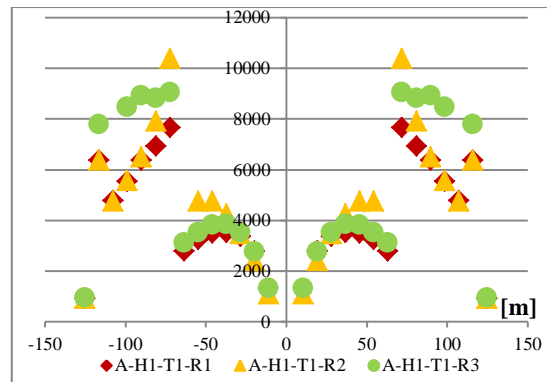
Figura 10. Momentos flectores en la pila del puente con distribución en abanico cuando cambia la posición del cable que falla.



Los cables que no se rompen y que continúan transmitiendo las fuerzas del tablero a la pila, aumentan sus tensiones en la periferia del cable que se fractura. Aunque en todos los casos hay un cambio pronunciado, es la rotura del cable intermedio el que más produce amplitud en la tensión de los demás cables como se muestra en la figura 11.

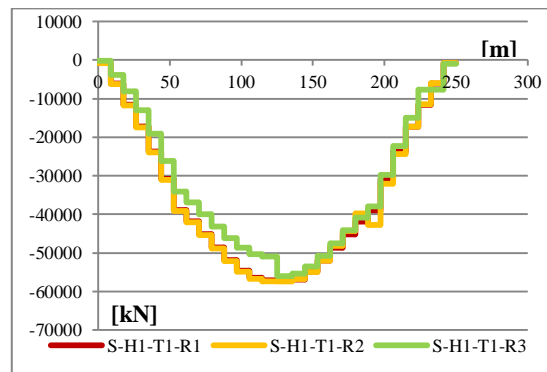
3.1.2 Distribución geométrica en semiarpa. Los cables en este tipo de distribución no tienen continuidad, pues cada uno llega independiente a ambos lados de la pila, de tal forma que los cambios más drásticos se encuentran en el funcionamiento de la pila. El tablero, a razón que el cable que se rompe no afecta su similar al otro lado de la pila, sufre mayores cambios en el lado donde pierde el cable; sin embargo todo el tablero tiene variaciones en sus fuerzas internas.

Figura 11. Tensiones en los cables del puente con distribución en abanico cuando cambia la posición del cable que falla.



Las fuerzas axiales en el tablero siguen produciendo una situación similar en comparación con la distribución en abanico. La distribución en semiarpa tiene valores máximos 10 % mayores con respecto a la distribución analizada en el apartado anterior. La diferencia más notable es el escalón que presenta justo debajo de la pila producido por la permanencia de todos los cables en el lado del tablero donde no hubo fractura, ver figura 12.

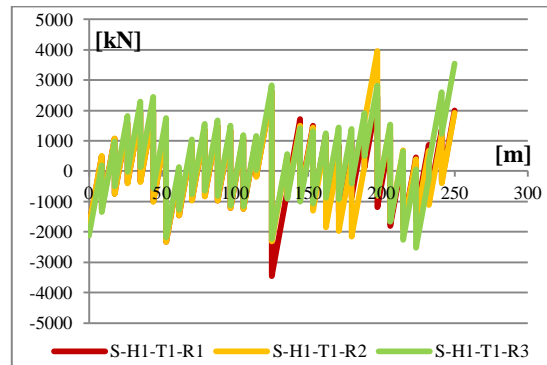
Figura 12. Fuerzas axiales en el tablero del puente con distribución en semiarpa cuando cambia la posición del cable que falla.



Con respecto a la fuerza cortante en el tablero, en el lado donde continúan todos los cables las fuerzas son prácticamente iguales para los casos estudiados, ver figura 13. En el lado donde ocurrieron las roturas de los cables, se generan aumentos casi puntuales donde hay ausencia de los cables. El incremento en el valor máximo de la fuerza cortante en la fractura del cable más corto, es del 40% con respecto a los valores de fuerza cortante producidos en el mismo lugar por la fractura de los otros cables. De la misma manera, en los lugares donde se fractura el cable intermedio y el cable más largo se producen la misma diferencia entre los valores de la fuerza cortante. Esto es debido a que las componentes verticales de las tensiones tienen valores similares en los tres cables que se fracturan.

En relación a los momentos flectores, los valores críticos los forman la fractura del cable más largo, como lo muestra la figura 14, afectando incluso el lado donde están todos los cables.

Figura 13. Fuerzas cortantes en el tablero del puente con distribución en semiarpa cuando cambia la posición del cable que falla.



La pila es el elemento que más cambios sufre en los valores del momento flector. En contraste con la pila de la distribución en abanico, la pila de la distribución en semiarpa aumenta 12.400% en el valor máximo, que es producido por la rotura del cable más largo y además la variación de los momentos flectores son irregulares a lo largo del elemento, como lo muestra la figura 15. Este comportamiento en la pila es producido por el efecto dinámico de cargas de gran magnitud, pues en esta arreglo de los cables, tanto las componentes verticales y horizontales de las tensiones en los cables hacen parte de las fuerzas dinámicas aplicadas en la pila.

Figura 14. Momentos flectores en el tablero del puente con distribución en semiarpa cuando cambia la posición del cable que falla.

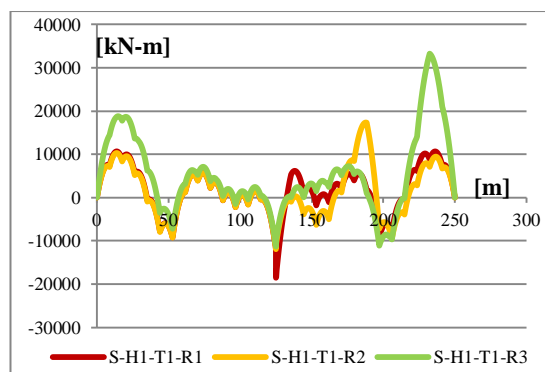
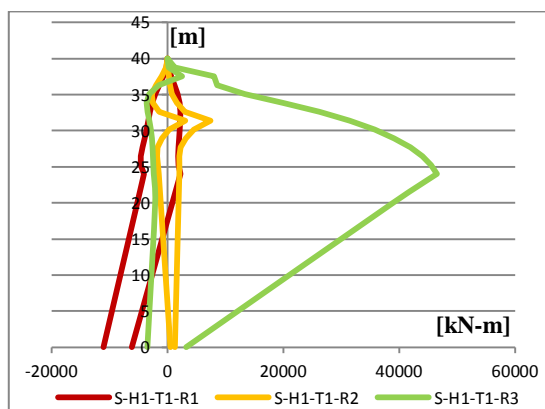
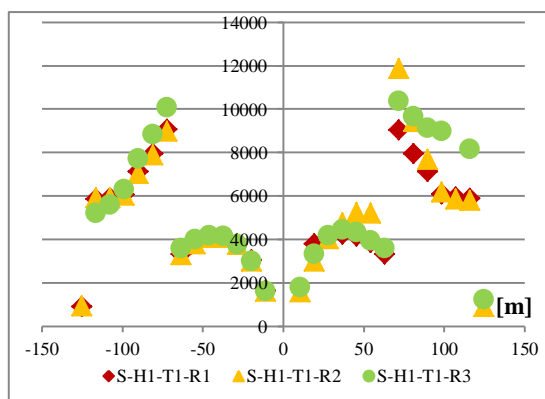


Figura 15. Momentos flectores en la pila del puente con distribución en semiarpa cuando cambia la posición del cable que falla.



El comportamiento de las tensiones en los cables en el lado del tablero donde no ocurre la fractura difiere en sus valores menos del 10% y de máximo el 15% en el lado del tablero donde ocurre la falla del cable. Por parte de la distribución de los cables, la configuración en semiarpa presenta un incremento del 15% en su valor máximo con respecto al valor máximo encontrado en la configuración en abanico; esto debido a que la inclinación en el arreglo en abanico es mayor que la inclinación en el arreglo semiarpa, y por tanto produce valores más altos de las componentes verticales de las tensiones en los cables. Los valores de las tensiones se presentan en la figura 16.

Figura 16. Tensiones en los cables del puente con distribución en semiarpa cuando cambia la posición del cable que falla.



3.2 Altura de la pila.

Otra parte importante en el funcionamiento de los puentes atirantados es la pila, encargada de recibir y transmitir al terreno gran porcentaje de las fuerzas que se producen. En esta ocasión se mirará como es el

comportamiento de todos los elementos cuando se cambia la altura de la pila en el evento de la desaparición súbita de un cable, haciendo diferencia nuevamente en los tipos de distribución utilizados.

3.2.1 Distribución geométrica en abanico. El análisis en el tablero muestra un comportamiento bastante diferente según sea la esbeltez de la pila. La fuerza axial en el tablero que posee una pila con relación de esbeltez $L/10$ tiene un valor máximo 98% mayor que el valor máximo producido por el tablero que posee una pila con relación de esbeltez $L/5$, ver figura 17. Esto es debido a que las tensiones en los cables requeridas para reducir los desplazamientos por cargas permanentes en la pila de menor altura son muy grandes con respecto a la pila de mayor altura, y por tanto al fallar el cable la tensión que tenía será resistida por el tablero. Respecto a los momentos flectores, la pila de menor relación de esbeltez sigue siendo la más desfavorable. En el lugar donde se rompe el cable el incremento del momento flector en el tablero con pila de menor rigidez con respecto a la producida en el tablero con pila de mayor rigidez alcanza un 50% como muestra la figura 18. La fuerza cortante es muy similar para los dos casos de esbelteces, ver figura 19, con un incremento del 20% en el valor máximo de la pila con menor rigidez.

Figura 17. Fuerza axial en el tablero del puente con distribución en abanico cuando cambia la altura de la pila.

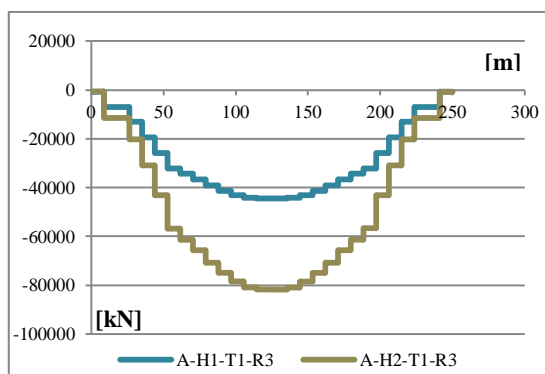


Figura 18. Momentos flectores en el tablero del puente con distribución en abanico cuando cambia la altura de la pila.

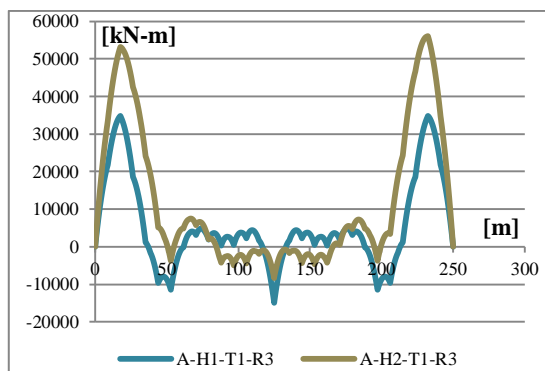
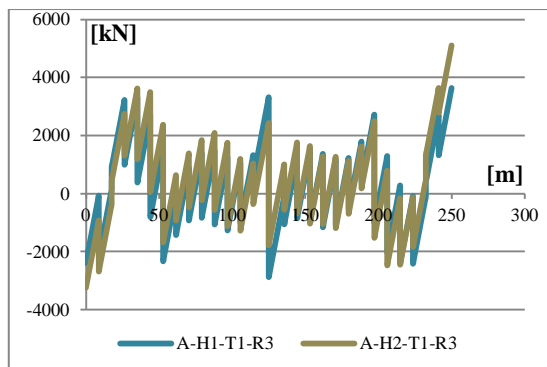


Figura 19. Fuerzas cortantes en el tablero del puente con distribución en abanico cuando cambia la altura de la pila.



La pila de menor rigidez es en términos generales más perjudicial para la estructura y esto se puede observar en el aumento de gran magnitud de las tensiones de los cables, ver figura 20, y en los momentos flectores que se producen en ella, ver figura 21. Todo esto es debido a que al tener una menor altura de la pila y por tanto una menor excentricidad en los cables, la presolicitación de los mismos debe incrementarse considerablemente para lograr compensar las cargas permanentes, y por tal razón el efecto dinámico es más fuerte.

Figura 20. Tensiones en los cables del puente con distribución en abanico cuando cambia la altura de la pila.

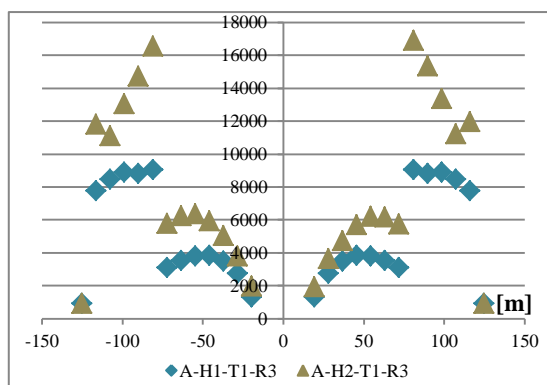
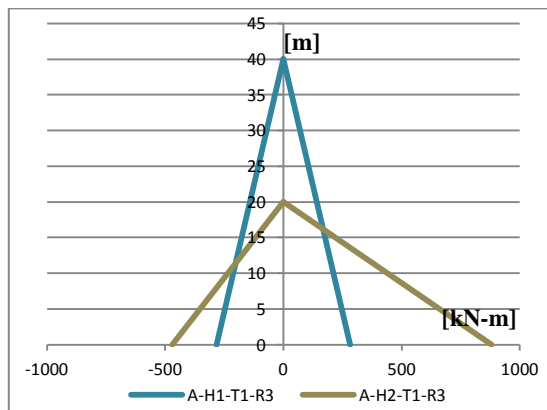


Figura 21. Momentos flectores en la pila del puente con distribución en abanico cuando cambia la altura de la pila.



3.2.2 Distribución geométrica en semiarpa. Para el caso de la distribución en semiarpa, los valores de las fuerzas en los elementos son similares a los producidos en la distribución en abanico. El valor máximo de la fuerza axial en el tablero con pila de menor altura es 24% mayor en la distribución geométrica de cables en semiarpa con respecto a la distribución en abanico, ver figura 22, mientras que el momento flector máximo en el tablero con distribución geométrica en semiarpa es 20% menor que el valor máximo encontrado con la distribución en abanico, ver figura 23.

Figura 22. Fuerzas axiales en el tablero del puente con distribución en semiarpa cuando cambia la altura de la pila.

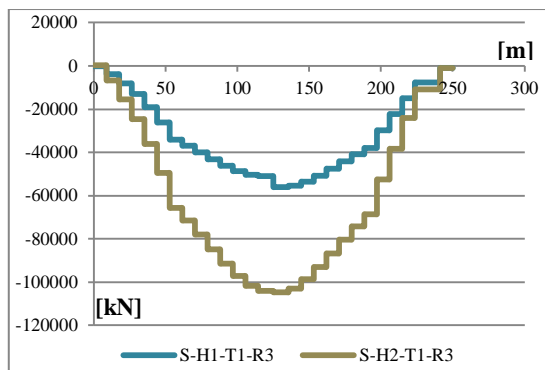
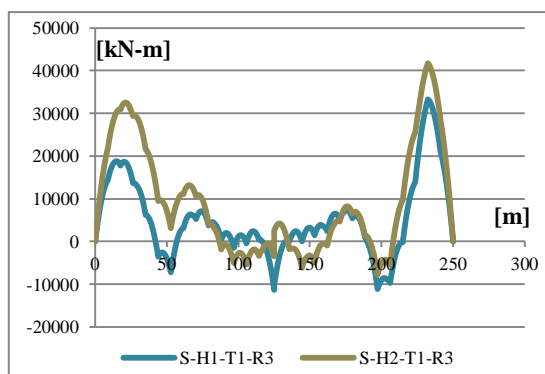
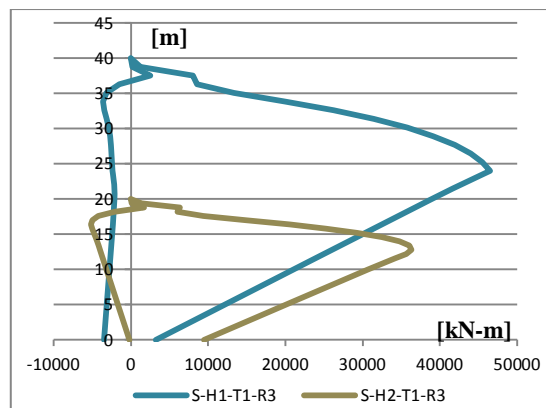


Figura 23. Momentos flectores en el tablero del puente con distribución en semiarpa cuando cambia la altura de la pila.



La pila en la distribución en semiarpa vuelve a sufrir grandes incrementos en los momentos flectores con respecto a la distribución en abanico, tomando en el valor máximo 4.235% más que el valor máximo en la distribución en abanico, mostrando nuevamente que el efecto dinámico de las tensiones es mayor cuando existe la componente horizontal. Comparando los valores dentro de la misma distribución, el momento flector máximo en la pila de mayor rigidez es 33% mayor que el valor máximo en la pila de menor rigidez, pero en proporción con la longitud de cada una, la pila de menor tamaño tiene efectos más perjudiciales, ver figura 24.

Figura 24. Momentos flectores en la pila del puente con distribución en semiarpa cuando cambia la altura de la pila.



3.3 Rigidez del tablero.

Aunque una mayor rigidez del tablero puede conllevar a menores deformaciones, el aumento en el peso propio hace que no sea tan favorable un aumento en la rigidez de este. A continuación se presentan los resultados del comportamiento de los elementos estructurales para las dos distribuciones que se manejaron en el estudio, abanico y semiarpa.

3.3.1 Distribución geométrica en abanico. Las gráficas 25, 26 y 27 permiten ver una similitud entre el comportamiento de los tableros con esbelteces $L/200$ y $L/110$ y un comportamiento muy desfavorable en todos los casos del tablero con relación de esbeltez $L/35$. Esta situación general desfavorable del tablero con mayor sección es debido a que usa un valor de carga permanente mayor que las otras dos secciones utilizadas, y por tanto las grandes tensiones necesarias en los cables para soportar el peso del tablero producen reacciones mayores en este ante la pérdida de uno de sus cables. Además de esto, y también debido al peso mayor del tablero, las fuerzas producidas por el apoyo de tablero con la pila tienen sus valores máximos en estos lugares, con incrementos hasta del 50% respecto a los tableros de menor rigidez.

Figura 25. Fuerza axial en el tablero del puente con distribución en abanico cuando cambia la rigidez del tablero.

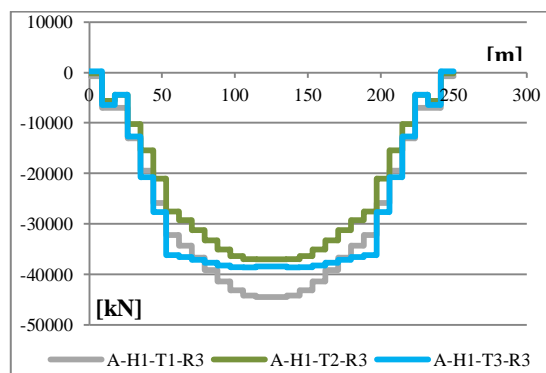


Figura 26. Fuerza cortante en el tablero del puente con distribución en abanico cuando cambia la rigidez del tablero.

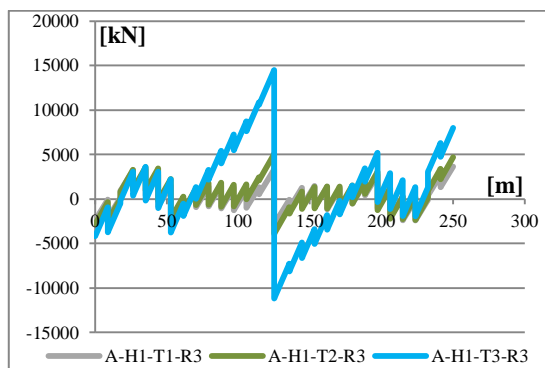
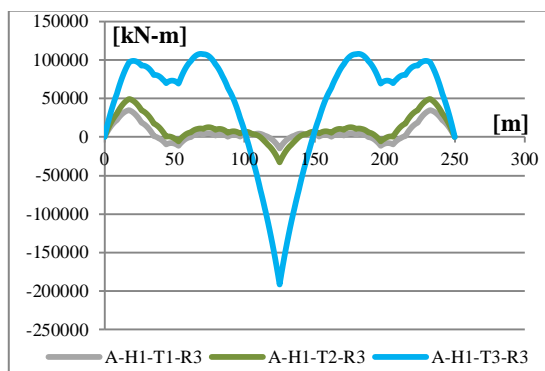


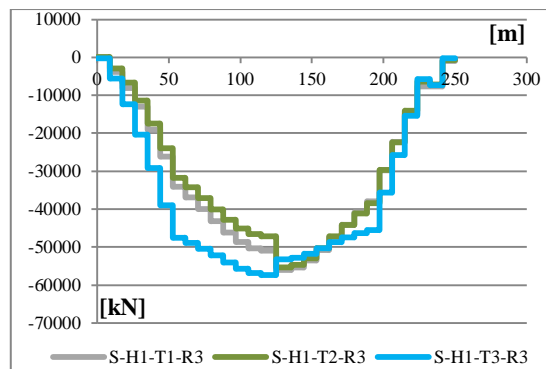
Figura 27. Momento flector en el tablero del puente con distribución en abanico cuando cambia la rigidez del tablero.



3.3.2 Distribución geométrica en semiarpa.

En esta ocasión, los dos tipos de distribuciones presentan resultados similares en el funcionamiento del tablero, la pila y los cables, teniendo la situación más crítica en el uso del tablero con esbeltez $L/35$. En las gráficas 28, 29 y 30, además de los efectos analizados en el apartado anterior, y que son consecuencia del peso del tablero más rígido, muestra los máximos valores de fuerza axial, fuerza cortante y momento flector del tablero, en el lado donde no hubo fractura del cable. La razón de esto es que el efecto dinámico en la pila, producido por la rotura del cable de mayor longitud en el tablero más rígido, produce oscilaciones horizontales que se ven transformadas en mayores tensiones de los cables y por ende, mayores fuerzas en sección del tablero que permanece con la totalidad de los cables.

Figura 28. Fuerza axial en el tablero del puente con distribución en semiarpa cuando cambia la rigidez del tablero.



Los momentos flectores mostrados en la figura 31, permiten ver que el efecto de giro en la pila tiene su máximo valor negativo, por tanto se deduce que está transmitiendo mayores tensiones en los cables que están hacia el lado del tablero donde no se produjo la rotura. Este sentido de giro de la pila se obtiene por que el impulso generado por el cable que falla tienen mayores desplazamientos horizontales hacia el lado en que se fracturó.

Figura 29. Fuerza cortante en el tablero del puente con distribución en semiarpa cuando cambia la rigidez del tablero.

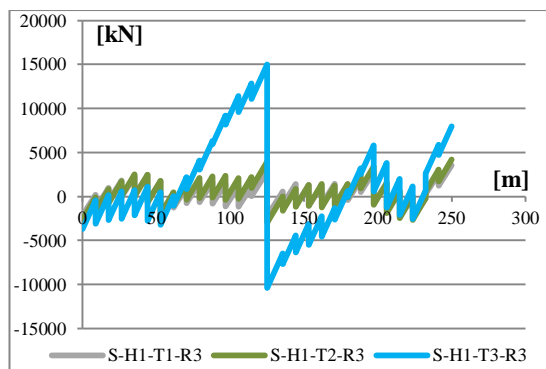


Figura 30. Momento flector en el tablero del puente con distribución en semiarpa cuando cambia la rigidez del tablero.

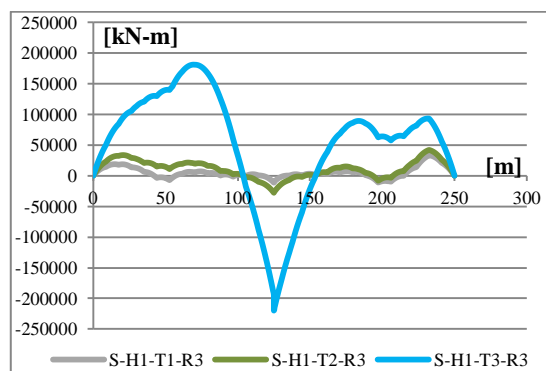
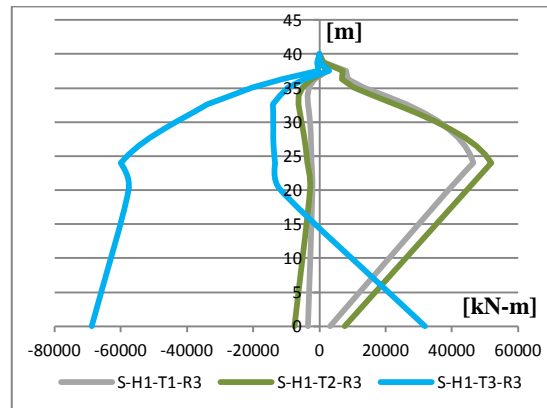


Figura 31. Momento flector en la pila del puente con distribución en semiarpa cuando cambia la rigidez del tablero.



4. CONCLUSIONES

Es importante que al momento del diseño de un puente atirantado se tomen en cuenta los efectos dinámicos que produce la pérdida repentina y abrupta de un cable. Se incurriría en un error si por lo menos no se lleva a cabo un análisis con integración directa en el tiempo para este tipo de situaciones.

La fractura de un cable muy alejado de la pila, es decir, cercano al estribo del puente, produce los eventos más desfavorables en cuanto al comportamiento de la pila y el tablero. La falla de este cable genera momentos flectores y fuerzas cortantes que el diseñador deberá tener en cuenta.

Otro parámetro que es parte fundamental en el comportamiento del puente, es la altura de la pila, que para relaciones L'/x , con valores de x mayores a 5, desembocan en compartimientos indeseados, sobretodo en la pila y el tablero.

Por parte de los cables, y esto debido a la gran cantidad de elementos similares haciendo el mismo trabajo del elemento perdido, no genera un cambio brusco en las tensiones de estos. Así que se pudiera tomar como un elemento de poca relevancia en cuanto a su comportamiento ante la pérdida de un cable.

La distribución geométrica de los cables y la rigidez del tablero también forman parte fundamental de la vida de la estructura. Por parte de la distribución geométrica, el arreglo semiarpa ofrece mayores fuerzas internas en todos los aspectos al tablero y la pila, con diferencias muy pronunciadas si se compara con una distribución en abanico.

Finalmente, los tableros con mayor rigidez, aunque favorables en el momento de dar mayor resistencia ante los desplazamientos producidos en el tablero, pueden llevar a fuerzas cortantes y momentos flectores de magnitudes considerables.

REFERENCIAS

- [1] SETRA. Haubans. Recommandations de la commissioninterministérielle de la précontrainte. Ministère de l'Equipement des Transports et du Logement. França. 2001.
- [2] Recommendations for Stay Cable Design, Testing and Installation. Post-Tensioning Institute. Phoenix. 2001.
- [3] M. Wolff and U. Starossek, "Structural robustness of a cable-stayed bridge", Handling Exceptions in Structural Engineering, November 2008, pp. 1-8.
- [4] A.M. Ruiz-Teran and A.C. Aparicio, "Sudden Breakage of stay cables in Under-Deck Cable-Stayed Bridge", ACHE Valencia, 2008, pp. 1-9.
- [5] P. Graell Roura, "Seguretat Estructural dels Ponts Atirantats da vant la Ruptura d'un Tirant", 2003, pp. 1-113.
- [6] C.M. Mozos and A.C. Aparicio, "Parametric study on the dynamic response of cable stayed bridge to the sudden failure of a stay, Part I: Bending moment acting on the deck", Engineering Structures, July 2010, pp. 1-13.
- [7] F.J. Carrión Viramontes, J.R. Hernández Jiménez y J. Terán Guillén, "Estudio experimental de un Puente atirantado. Evaluación de cables", Secretaria de comunicaciones y transportes, Instituto Mexicano del transporte, Publicación técnica No. 265, 2005, pp. 1-77.
- [8] K.U. Meiss, Anwendung von Strukturoptimierungsmethoden auf den Entwurf mehrfeldriger Schrägseilbrücken und Extradosed Bridges, Stuttgart, 2007, pp. 79-116
- [9] D.M. Dos Santos, Comportamento Estrutural De Pontes Com Protensão No Extradorso. [Mestre tese], São Paulo, Universidade de São Paulo, 2006.
- [10] Primer puente atirantado curvado en Corea del Sur con sistemas DYNA Grip®. Available: <http://www.taringa.net/posts/info/4837119/Comandos-alt-numero-del-1-al-1000.html> [citado 20 de Marzo de 2014]
- [11] A. Camara Casado, Seismic Behaviour of cable-stayed bridges: Design, analysis and seismic devices. [Doctoral thesis], Madrid, Universidad Politécnica de Madrid, 2011.
- [12] J.E. Trujillo Orozco, Diseño de puentes, tercera edición. U.I.S, Bucaramanga, 2009, p.2.