

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**ANÁLISIS COMPARATIVO DE PÉNDOLAS VERTICALES CON
PÉNDOLAS TIPO NETWORK EN PUENTES TIPO ARCO**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

OMAR JOSÉ GARCÍA JARAMILLO

Lima- Perú

2015

	Pág.
RESUMEN.....	3
LISTA DE TABLAS.....	4
LISTA DE FIGURAS.....	5
LISTA DE SÍMBOLOS Y DE SIGLAS.....	9
INTRODUCCIÓN.....	11
CAPÍTULO I. GENERALIDADES.....	12
1.1. ALCANCES Y OBJETIVO DEL INFORME.....	12
1.2. RESEÑA HISTÓRICA.....	13
CAPÍTULO II. ESTADO LÍMITE DE FATIGA.....	14
2.1. ESTADO LÍMITE DE FATIGA.....	14
2.2. FATIGA EN BARRAS DE ACERO (PTI).....	15
2.3. FATIGA EN BARRAS DE ACERO (AASHTO - 2010).....	17
CAPÍTULO III. PUENTES EN ARCO CON PÉNDOLAS VERTICALES Y PUENTES EN ARCO TIPO NETWORK.....	23
3.1. PUENTES EN ARCO.....	23
3.2. PUENTES EN ARCO CON PÉNDOLAS VERTICALES.....	27
3.2.1. Definición.....	27
3.2.2. Predimensionamiento.....	28
3.3. PUENTES EN ARCO CON PÉNDOLAS TIPO NETWORK.....	29
3.3.1. Definición.....	29
3.3.2. Predimensionamiento.....	29
3.4. PROCESO CONSTRUCTIVO.....	30
CAPÍTULO IV. ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS SISTEMAS.....	38
4.1. CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS.....	38
4.2. CÓDIGOS Y NORMAS.....	38
4.3. FILOSOFÍA DE DISEÑO.....	38
4.4. MODELAMIENTO ESTRUCTURAL.....	41
4.4.1 Cargas Permanentes.....	42
4.4.2 Carga Viva.....	43
4.4.3 Cargas Sísmicas.....	44
4.5. REVISIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA.....	44
4.5.1. Péndolas.....	44

4.5.2. Arco.....	46
4.5.3. Viga Tirante.....	60
4.6. COMPARACIÓN DE SISTEMAS DE PUENTES DE ARCO.....	68
CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	71
5.1. CONCLUSIONES.....	71
5.2. RECOMENDACIONES.....	72
BIBLIOGRAFÍA.....	74
ANEXOS.....	75

RESUMEN

El propósito de la presente tesis es estudiar los factores que desempeñan un rol importante en dos configuraciones de sistemas de péndolas. Se ha tomado como base de la investigación el proyecto del Puente Huillcapampa, ubicado en el Departamento de Cusco. Para este fin, principalmente se ha revisado literatura sobre Fatiga. Se presenta un resumen de las teorías estudiadas para evaluar la Fatiga en las barras empleadas como péndolas.

El análisis comparativo desarrollado en la presente investigación consistió, en primer lugar, la verificación estructural del puente mencionado para las dos configuraciones. Para ello, se realizó la verificación por fatiga de las péndolas para los dos sistemas, vertical y Network. Posteriormente, se verificó el diseño de ciertos elementos frente a las solicitaciones, tal como el arco, al cual se le realizó una verificación a flexocompresión y sismo. Así también, se verificó la viga tirante a flexotracción para cada una de los sistemas de distribución de péndolas.

Finalmente, se realizó una comparación para los sistemas de péndolas Network como para el de distribución vertical, para distintas luces de puentes, en esta se presenta relaciones de Momentos flectores, fuerzas axiales y deflexiones en el arco ante efecto de las solicitaciones de carga móvil.

Las verificaciones de los elementos estructurales arco, viga tirante y péndolas cumplen satisfactoriamente para ambas configuraciones. Cabe resaltar que, tanto para los momentos flectores como para las deflexiones, presentan un mayor efecto en las péndolas de distribución verticales, por lo que se pueden hacer optimizaciones en la sección del arco para el caso del sistema de distribución Network.

LISTA DE TABLAS

Tabla N°1. Constantes de Fatiga. Fuente: Tabla 5.1 de PTI DC45.1-12. Recommendations for Stay Cable Design, Testing, and Installation.....	16
Tabla N°2. Incremento por Carga Dinámica, IM. Fuente: Tabla 3.6.2.1-1 de AASHTO LRFD – 2010.....	17
Tabla N°3. Fracción de tráfico de camiones en un único carril, p. Fuente: Tabla 3.6.1.4.2-1 AASHTO LRFD – 2010.....	18
Tabla N°4. Fracción de camiones en el tráfico. Fuente: Tabla C3.6.1.4.2-1 AASHTO LRFD – 2010.....	20
Tabla N°5. Ciclos por pasada de camión, n. Fuente: Tabla 6.6.1.2.5-2 AASHTO LRFD – 2010.....	20
Tabla N°6. Constante A según la Categoría para diseño a fatiga. Fuente: Tabla 6.6.1.2.5-1 AASHTO LRFD – 2010.....	21
Tabla N°7. Combinaciones de carga y factores de carga. Fuente: Tabla 3.4.1-1 AASHTO LRFD – 2010.....	21
Tabla N°8. Constante de amplitud Umbral de fatiga. Fuente: Tabla 6.6.1.2.5-3 AASHTO LRFD – 2010.....	22
Tabla N°9. Combinaciones y factores de carga. Fuente: Tabla 3.4.1-1 AASHTO LRFD – 2010.....	40
Tabla N°10. Factores para cargas permanentes. Fuente: Tabla 3.4.1-2 AASHTO LRFD – 2010.....	40
Tabla N°11. Cargas permanentes empleadas en el análisis. Fuente: Elaboración propia.....	42
Tabla N°12. Cuadro comparativo de esfuerzos en péndolas para ambos sistemas. Fuente: Elaboración propia.....	46
Tabla N°13. Cuadro resumen de Fuerzas Axiales y Momentos Flectores en arco para combinaciones de carga de Resistencia I y Evento Extremo I – MIIDAS CIVIL. Fuente: Elaboración propia	53
Tabla N°14. Límites de esfuerzos en concreto Presforzado (Postensado) AASHTO LRFD – 2010. Fuente: Tabla 5.9.4.2.2-1 AASHTO LRFD – 2010.....	62
Tabla N°15. Cuadro resumen de metrado de barras en péndolas para ambos sistemas. Fuente: Elaboración propia	68

LISTA DE FIGURAS

Figura 1a. Características del camión de fatiga. Fuente: Figura 3.6.1.2.2-1 de AASHTO LRFD – 2010.....17

Figura 1b. Características del camión de fatiga. Fuente: Figura 3.6.1.2.2-1 de AASHTO LRFD – 2010.....18

Figura 2. Esquema de carga actuante sobre cada elemento de arco.....25

Figura 3. Esquema de cómo se transmite las reacciones sobre cada elemento de arco.....25

Figura 4. Esquema de elementos de un puente en arco con péndolas Verticales.....27

Figura 5. Esquema de los elementos de un puente en arco con péndolas Verticales.....28

Figura 6. Esquema general de Puente en arco Network.....29

Figura 7. Medición con cinta métrica. Fuente: Samayca Ingenieros.....30

Figura 8. Medición de péndolas con láser. Fuente: Samayca Ingenieros30

Figura 9. Medición de Barras. Fuente: Samayca Ingenieros31

Figura 10. Corte de Barras. Fuente: Samayca Ingenieros31

Figura 11. Colocación de Centralizadores. Fuente: Samayca Ingenieros32

Figura 12. Colocación de Empalmes. Fuente: Samayca Ingenieros32

Figura 13. Colocación de Barras en Tubo Polietileno (PE). Fuente: Samayca Ingenieros33

Figura 14. Colocación de Accesorios de Izaje. Fuente: Samayca Ingenieros...33

Figura 15. Izaje y colocación de Péndolas. Fuente: Samayca Ingenieros.....34

Figura 16. Colocación de Placas de Anclaje, Tuerca y Contratuerca. Fuente: Samayca Ingenieros35

Figura 17. Colocación de Capuchas Protectoras. Fuente: Samayca Ingenieros35

Figura 18. Inyección de Grout dentro de los tubos de polietileno de las Barras. Fuente: Samayca Ingenieros.....36

Figura 19. Vista general del Puente con Péndolas verticales.....41

Figura 20. Vista general del Puente con Péndolas Network.....41

Figura 21. Camión de Diseño HL93. Fuente: AASHTO LRFD – 2010.....43

Figura 22. Diagrama de fuerza axial en tracción en péndolas verticales producido por el camión de Fatiga.....45

Figura 23. Diagrama de fuerza axial en compresión en péndolas verticales producido por el camión de Fatiga.....	45
Figura 24. Diagrama de fuerza axial en tracción en péndolas Network producido por el camión de Fatiga.....	45
Figura 25. Diagrama de fuerza axial en compresión en péndolas Network producido por el camión de Fatiga.....	46
Figura 26. Distribución de armadura de refuerzo para secciones de arco.....	47
Figura 27. Nomenclatura usada para nombrar el inicio y final de los Elementos.....	47
Figura 28. Diagrama De Momentos Flectores En Arco Con Péndolas Network (Resistencia I).....	48
Figura 29. Diagrama De Fuerzas Axiales En Arco Con Péndolas Network (Resistencia I).....	48
Figura 30. Diagrama De Momentos Flectores En Arco Con Péndolas Network (My) (Evento Extremo I).....	49
Figura 31. Diagrama De Momentos Flectores En Arco Con Péndolas Network (Mz) (Evento Extremo I).....	49
Figura 32. Diagrama De Fuerzas Axiales En Arco Con Péndolas Network (Evento Extremo I).....	50
Figura 33. Diagrama De Momentos Flectores En Arco Con Péndolas Verticales (Resistencia I).....	50
Figura 34. Diagrama De Fuerzas Axiales En Arco Con Péndolas Verticales (Resistencia I).....	51
Figura 35. Diagrama De Momentos Flectores en Arco Con Péndolas Verticales (My) (Evento Extremo I).....	51
Figura 36. Diagrama De Momentos Flectores en Arco Con Péndolas Verticales (Mz) (Evento Extremo I).....	52
Figura 37. Diagrama De Fuerzas Axiales En Arco Con Péndolas Verticales (Evento Extremo I).....	52
Figura 38. Diagrama de Interacción de Arco para el caso de Distribución de Péndolas Verticales en Zona de Arranque (Resistencia I).....	54
Figura 39. Diagrama de Interacción de Arco para el caso de Distribución de Péndolas Verticales en Zona de Arranque – Dirección longitudinal (Evento Extremo I).....	54

Figura 40. Diagrama de Interacción de Arco para el caso de Distribución de Péndolas Verticales en Zona de Arranque – Dirección transversal (Evento Extremo I).....	55
Figura 41. Diagrama de Interacción de Arco para el caso de Distribución de Péndolas Verticales en Zona central (Resistencia I).....	55
Figura 42. Diagrama de Interacción de Arco para el caso de Distribución de Péndolas Verticales en Zona central – Dirección longitudinal (Evento Extremo I).....	56
Figura 43. Diagrama de Interacción de Arco para el caso de Distribución de Péndolas Verticales en Zona central – Dirección transversal (Evento Extremo I).....	56
Figura 44. Diagrama de Interacción de Arco para el caso de Distribución de Péndolas Network en Zona de Arranque (Resistencia I).....	57
Figura 45. Diagrama de Interacción de Arco para el caso de Distribución de Péndolas Network en Zona de Arranque – Dirección longitudinal (Evento Extremo I).....	57
Figura 46. Diagrama de Interacción de Arco para el caso de Distribución de Péndolas Network en Zona de Arranque – Dirección transversal (Evento Extremo I).....	58
Figura 47. Diagrama de Interacción de Arco para el caso de Distribución de Péndolas Network en Zona central (Resistencia I).....	58
Figura 48. Diagrama de Interacción de Arco para el caso de Distribución de Péndolas Network en Zona central – Dirección longitudinal (Evento Extremo I).....	59
Figura 49. Diagrama de Interacción de Arco para el caso de Distribución de Péndolas Network en Zona central – Dirección transversal (Evento Extremo I).....	59
Figura 50. Vista de las vigas longitudinales.....	60
Figura 51. Distribución de Armadura de Refuerzo Longitudinal en Viga Tirante.....	61
Figura 52. Vista en corte de sección de Viga Tirante.....	61
Figura 53. Esfuerzos en el concreto en la fibra inferior en viga tirante para el caso de péndolas verticales – Servicio III (kgf/cm ²).....	63
Figura 54. Esfuerzos en el concreto en la fibra superior en viga tirante para el caso de péndolas verticales – Servicio I (kgf/cm ²).....	63

Figura 55. Esfuerzos en el concreto en la fibra inferior en viga tirante para el caso de péndolas Network – Servicio III (kgf/cm^2).....	64
Figura 56. Esfuerzos en el concreto en la fibra superior en viga tirante para el caso de péndolas Network – Servicio I (kgf/cm^2).....	64
Figura 57. Diagrama de Momentos Flectores en Viga Tirante con Péndolas Verticales (Resistencia I).....	65
Figura 58. Diagrama de Fuerzas Axiales en Viga Tirante con Péndolas Verticales (Resistencia I).....	65
Figura 59. Diagrama de Momentos Flectores en Viga Tirante con Péndolas Network (Resistencia I).....	66
Figura 60. Diagrama de Fuerzas Axiales en Viga Tirante con Péndolas Network (Resistencia I).....	66
Figura 61. Diagrama de interacción de Viga Tirante.....	67
Figura 62. Relación de Momentos en Arco ($R_m = M_{\text{verticales}}/M_{\text{network}}$) producido por la carga viva respecto a la luz de la estructura.....	68
Figura 63. Relación de Fuerzas axiales en Arco ($R_a = F_{\text{verticales}}/F_{\text{network}}$) producido por la carga viva respecto a la luz de la estructura.....	69
Figura 64. Relación de Deflexiones en Arco ($R_d = D_{\text{verticales}}/D_{\text{network}}$) producido por la carga viva respecto a la luz de la estructura.....	70

LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

A	: Constante de fatiga ($\times 10^{11}$ MPa ³)
Ac	: Área de barra de acero en péndola (cm ²)
ADT	: Tráfico promedio diario
ADTT	: Tráfico diario promedio de camiones en una dirección
(ADTT) _{SL}	: Tráfico diario promedio de camiones en una dirección y en un carril.
Dc	: Diámetro de barra de acero en péndola (mm)
ΔF	: Rango de esfuerzos debido a carga de fatiga multiplicado por el factor 1.4.
(ΔF) _{TH}	: Constante de la amplitud umbral de fatiga.
(ΔF) _{η}	: Resistencia nominal a la fatiga.
E	: Módulo de elasticidad del acero (MPa)
f	: Altura de arco (m)
f _c	: Fracción de camiones de tráfico.
f'c	: Resistencia a la compresión del concreto (kgf/cm ²)
fpu	: Esfuerzo último resistente del acero de la péndola o cable de postensado (MPa)
fy	: Esfuerzo a la fluencia del acero de refuerzo (kgf/cm ²)
ϕ	: Factor de reducción de resistencia.
γ	: Factor de carga por fatiga.
η_i	: Modificador de carga relativo a la ductilidad, redundancia y clasificación operacional, considerado igual a 1.00
ht	: Peralte de viga tirante (m)
L	: Longitud de puente entre apoyos (m)
My	: Momento Flector alrededor del eje relativo y (tonf-m)
Mz	: Momento Flector alrededor del eje relativo z (tonf-m)
Mn	: Momento nominal (tonf-m)
Mr	: Momento resistente (tonf-m)
N	: Número de ciclos debido al paso del camión de diseño de fatiga durante la vida de diseño de los cables
Ny	: Tiempo de vida de diseño de cables en años
n	: Número de ciclos del rango de esfuerzos por el paso del camión de fatiga.
p	: Fracción de tráfico de camiones en un único carril
Qi	: Efecto de las fuerzas para el caso de carga i

Rn	: Resistencia nominal
Rr	: Resistencia última
Ra	: Relación de Fuerzas axiales en el sistema de péndolas verticales respecto al sistema de péndolas Network para el arco, producido por la carga viva respecto a la luz de la estructura.
Rd	: Relación de Deflexiones en el sistema de péndolas verticales respecto al sistema de péndolas Network para el arco, producido por la carga viva respecto a la luz de la estructura.
Rm	: Relación de Momentos flectores en el sistema de péndolas verticales respecto al sistema de péndolas Network para el arco, producido por la carga viva respecto a la luz de la estructura
σ_b	: Esfuerzo en el concreto en la fibra inferior (kgf/cm ²)
σ_t	: Esfuerzo en el concreto en la fibra superior (kgf/cm ²)
σ_{max_c}	: Esfuerzo máximo permisible en el concreto en la fibra extrema a compresión (kgf/cm ²)
σ_{max_t}	: Esfuerzo máximo permisible en el concreto en la fibra extrema a tracción (kgf/cm ²)
t	: Peralte de arco (m)
Yi	: Factor de carga para el caso de carga i

INTRODUCCIÓN

Un puente es una estructura presente en la mayoría de obras viales, con la finalidad de unir dos puntos afectados por un accidente geográfico como un cañón, un valle, un río, una carretera, un camino o cualquier otro obstáculo físico.

Un puente de arco es un puente con apoyos ubicados en los extremos de la luz, entre los cuales se dispone una estructura con forma de arco con la que se transmiten las cargas. El tablero puede estar apoyado o colgado del arco, dando origen a diversos tipos de puentes arco en función de la posición relativa del tablero respecto al arco.

En el primer capítulo se definen los alcances y objetivos de la investigación. Así mismo, se presenta una reseña histórica de los puentes en arco en el mundo y su empleo en el Perú.

En el segundo capítulo se presenta una recopilación general de los conceptos para el desarrollo de la investigación, tal como el estado límite de fatiga y las formulaciones descritas en los dos códigos empleados: PTI y AASHTO – LRFD.

En el tercer capítulo, se hace una breve reseña teórica de los puentes en arco, así como las consideraciones para su predimensionamiento. Además se hace una descripción del típico proceso de instalación de las péndolas en el puente.

En el cuarto capítulo es la parte principal de la investigación. Mediante el empleo de modelos computacionales, se realizó una verificación estructural del Puente Huillcapampa para las dos configuraciones de péndolas, estableciéndose comparaciones tanto en sistema Network como en el de distribución vertical para los elementos péndolas, arco y viga tirante. Además se presenta relaciones de Momentos flectores, fuerzas axiales y deflexiones en el arco para distintas luces de puentes en arco, ante el efecto de las solicitaciones de carga móvil.

En el quinto y último capítulo se presentan las conclusiones y recomendaciones del análisis comparativo en ambas configuraciones de péndolas.

CAPÍTULO I. GENERALIDADES

1.1. ALCANCES Y OBJETIVO DEL INFORME

El propósito del trabajo de investigación es estudiar los factores que desempeñan un rol importante en dos configuraciones de sistemas de péndolas, tomando como base el proyecto del Puente Huillcapampa, ubicado en el Departamento de Cusco. Para este fin, principalmente se ha revisado literatura sobre Fatiga. Se presenta un resumen de las teorías estudiadas para evaluar la Fatiga en las barras empleadas como péndolas.

Para determinar el comportamiento de la estructura en ambos sistemas de péndolas, en la investigación se ha considerado adicionalmente el efecto de las solicitaciones en los elementos principales como el arco, vigas tirantes y péndolas.

Finalmente, se presentará comparaciones entre los sistemas empleados en el análisis.

1.2. RESEÑA HISTÓRICA

Los arcos han jugado un papel importante en la historia de los puentes. Varios ejemplos sobresalientes se han forjado extendiéndose desde arcos de mampostería construidos por los romanos hasta modernos arcos de concreto pretensados o arcos de acero con luces de más de 300m.

Los puentes en arco se conocen desde la más remota antigüedad y aparecen restos arqueológicos de puentes arcos de piedras desde de los Sumerios en Mesopotamia, 2.000 a. C. Parece haber un cierto consenso en que en Europa fueron los Etruscos en Italia, quienes usaron por primera vez el verdadero arco sobre el año 800 a. C.

En la actualidad entre los puente arco de concreto más largos están el Wanxian construido en China el año 1997 con una longitud de tramo de 420 m, también el puente arco de acero más largo es el Lupu construido en China el año 2003 con una longitud de tramo de 550 m.

El empleo de puentes en arco en el Perú es una tendencia que ha ido creciendo a lo largo de estos años. El ahorro de materiales, así como la obtención de una sección más eficiente, se obtendría si dentro de la concepción de la estructura se tomase en cuenta la alternativa de emplear una distribución de péndolas inclinadas que se cruzan unas a otras, conocida como Network.

CAPÍTULO II. ESTADO LÍMITE DE FATIGA

2.1. Estado límite de fatiga

La fatiga es una característica de un material en el cual el daño se acumula bajo cargas repetidas de manera que se produce a un nivel de esfuerzo inferior a la fuerza estática. En el caso de puentes de carretera, la carga repetida que provoca la fatiga es de los camiones que pasan por encima de este. Un indicador del daño potencial por fatiga es el rango de esfuerzos fluctuantes producidos por los camiones. Un segundo indicador es el número de veces que el rango de esfuerzos se repite durante la vida esperada del puente. En general, cuanto mayor sea la relación del rango de esfuerzos a la resistencia estática, menor será el número de ciclos de carga necesarios para causar la rotura por fatiga.

Esta carga de fatiga consiste en un camión especial de fatiga con una separación de ejes posteriores de 30 pies (9 m) entre los ejes de 32 kip (14.51 tonf), (ver figura 1) aplicado a un carril de tráfico sin factor de presencia múltiple y con un factor de impacto de 15% tal como lo indica AASHTO LRFD en la Tabla 3.6.2.1 - 1. La combinación de carga de Fatiga II de la Tabla 3.4.1.1-1 de la norma AASHTO tiene un factor de carga de 0.75 aplicado al camión de fatiga, el resto de los factores de carga son iguales a cero.

El valor de diseño calculado por el camión de fatiga deberá ser multiplicado por un factor de 1.4 según recomendaciones del PTI.

Para los componentes de hormigón armado, en la sección 5.5.3 de la normativa AASHTO no incluye el número de ciclos de carga repetida como un parámetro para determinar la resistencia a la fatiga. Lo que implica es que los valores dados para los límites en el rango de esfuerzos son lo suficientemente bajos para que puedan ser considerados como representativos de una fatiga infinita. Los antecedentes sobre el desarrollo de los límites de esfuerzos de fatiga para el hormigón, barras de refuerzo, y los cables de pretensado se puede encontrar en el informe por el Comité ACI 215R-74 (Revisión 1992), que resume más de 100 referencias de estudios analíticos, experimentales y estadísticos de la fatiga en el hormigón armado. En su informe, hace mención que los límites de tensión de fatiga parecen haber sido desarrollados para 2 a 10 millones de ciclos.

2.2. Fatiga en barras de acero (PTI)

Los experimentos en barras sometidas a cargas repetitivas indican que las grietas por fatiga empiezan en base a una deformación transversal donde existe concentración de esfuerzos. Con ciclos de carga repetitivas, la grieta comienza a crecer, el área de sección transversal se reduce y la barra falla a tracción.

Cuanto más alto es el rango de esfuerzos de la carga repetida, menor será el número de ciclos antes de que la barra logre fallar.

Los esfuerzos por fatiga para cables atirantados están basados en consideraciones de un resumen de pruebas.

La Ecuación de estado límite de esfuerzos nos da una ecuación de estado límite de fatiga, y es como sigue:

$$\gamma(\Delta F) \leq (\Delta F)_\eta$$

$\gamma = 0.75$ = Factor de carga por Fatiga.

(ΔF) = Rango de esfuerzos debido a carga de fatiga multiplicado por el factor 1.4.

$(\Delta F)_n$ = Resistencia nominal a la fatiga

Para determinar $(\Delta F)_n$, tenemos:

$$G = \frac{1}{2} (\Delta F)_{TH}$$

$(\Delta F)_{TH}$ = Constante de la amplitud umbral de fatiga (Tabla 1).

Tabla N°1. Constantes de Fatiga

Tipo de tirante	A x 10 ¹¹ MPa ³	$(\Delta F)_{TH}$ threshold, MPa
Parallel strands	39.3	110
Parallel wires	74.3	145
Uncoupled bars	39.3	110
Epoxy - coated bars	7.2	48

Fuente: Tabla 5.1 de PTI DC45.1-12. Recommendations for Stay Cable Design, Testing, and Installation.

Si $\gamma(\Delta F) \leq G$, entonces $(\Delta F)_n = G$

Pero si: $\gamma(\Delta F) \leq B$, entonces $(\Delta F)_n = B$

Si $(\Delta F)_n$ no es igual a G o B, entonces $\gamma(\Delta F)$ es muy grande, por lo que B:

$$B = \left(\frac{A}{N}\right)^{1/3}$$

A = constante (Tabla 1)

N = 365 días x Ny x 1 ciclo x (ADTT)_{SL}.

$(ADTT)_{SL}$ = Tráfico diario promedio de camiones en una dirección y en un carril. (Sección 3.6.1.4.2 de AASHTO LRFD).

N_y = Tiempo de vida de diseño de cables en años.

N = Número de ciclos debido al paso del camión de diseño de fatiga durante la vida de diseño de los cables.

El tiempo de vida de diseño de cables no necesariamente es el mismo que el tiempo de vida del puente, el cual puede encontrarse en un rango entre 100 a 200 años. Se sugiere que $N_y = 75$ años sea lo apropiado para cables.

2.3. Fatiga en barras de acero (AASHTO - 2010)

El estado límite de fatiga y fractura se define en términos de ciclos de tensión acumulados, por lo que no es suficiente especificar sólo la carga.

La carga de fatiga es un camión de diseño especificado en el Artículo 3.6.1.2.2 de la normativa AASHTO - LRFD, pero con una separación constante de 9000 mm entre los ejes de 145000 N, tal como se muestra a continuación:

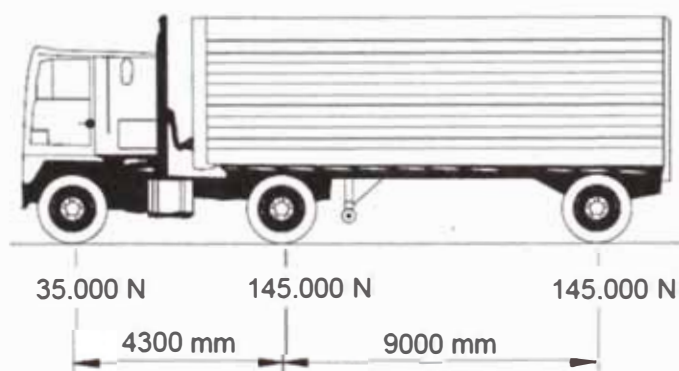


Figura 1a. Características del camión de fatiga.

Fuente: Figura 3.6.1.2.2-1 de AASHTO LRFD – 2010

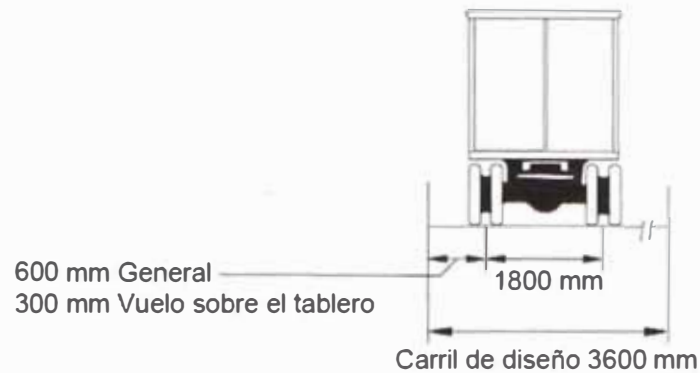


Figura 1b. Características del camión de fatiga

Fuente: Figura 3.6.1.2.2-1 de AASHTO LRFD – 2010

A la carga de fatiga se le deberá aplicar el incremento por carga dinámica especificado en el Artículo 3.6.2 de la Normativa AASHTO LRFD 2010.

Tabla N°2. Incremento por Carga Dinámica, IM

Componente	IM
Juntas de tablero - Todos los estados límites	75%
Todos los demás componentes	
- Estado límite de fractura y fatiga	15%
- Todos lo demás Estados límites	33%

Fuente: Tabla 3.6.2.1-1 del AASHTO LRFD – 2010

La frecuencia de la carga de fatiga se deberá tomar como el tráfico medio diario de camiones en un único carril ($ADTT_{SL}$). Esta frecuencia se deberá aplicar a todos los componentes del puente, inclusive a aquellos ubicados debajo de carriles que soportan un menor número de camiones.

En ausencia de información más precisa, el tráfico medio diario de camiones en un único carril se tomará como:

$$ADTT_{SL} = p \times ADTT \dots (I)$$

Donde:

$ADTT$ = número de camiones por día en una dirección, promediado sobre el período de diseño.

$ADTT_{SL}$ = número de camiones por día en un único carril, promediado sobre el período de diseño.

p = Fracción de tráfico de camiones en un único carril.

Tabla N°3. Fracción de tráfico de camiones en un único carril, p

Número de carriles disponibles para camiones	p
1	1.00
2	0.85
3 ó más	0.80

Fuente: Tabla 3.6.1.4.2-1 AASHTO LRFD – 2010.

El $ADTT_{SL}$ es aquel correspondiente al carril por el cual la mayoría de los camiones atraviesan el puente. En un puente típico sin rampas cercanas para ingreso/salida, el carril del lado lleva la mayor parte del tráfico de camiones.

Como para un puente los patrones de tráfico futuro son inciertos, se asume que la frecuencia de la carga de fatiga para un único carril se aplica a todos los carriles.

En la norma AASHTO LRFD – 2010 (C3.6.1.4.2) indica que el tráfico medio diario (ADT, *average daily traffic*), incluyendo todos los vehículos, es decir automóviles más camiones, bajo condiciones normales está físicamente limitado a aproximadamente 20000 vehículos por carril y por día. Al estimar el ADTT se debería considerar este valor limitante.

El ADTT se puede determinar multiplicando el ADT por la fracción de camiones en el tráfico (Tabla N°4).

Tabla N°4 – Fracción de camiones en el tráfico

Tipo de carretera	Fracción de camiones en el tráfico
Rural intertestatal	0.20
Urbana interestatal	0.15
Otras rurales	0.15
Otras urbanas	0.10

Fuente: Tabla C3.6.1.4.2-1 AASHTO LRFD – 2010.

Tabla N°5 - Ciclos por pasada de camión, n

Elementos longitudinales	Longitud de tramo	
	> 12 000 mm	≤ 12 000 mm
Vigas de un solo tramo	1.0	2.0
Vigas continuas		
1) Cerca de un apoyo interior	1.5	2.0
2) Otras ubicaciones	1.0	2.0
Vigas en voladizo	5.0	
Celosías	1.0	
Elementos transversales	Separación	
	> 6 000 mm	≤ 6 000 mm
	1.0	2.0

Fuente: Tabla 6.6.1.2.5-2 AASHTO LRFD - 2010.

En términos de los ciclos, la resistencia a la fatiga por encima del umbral de fatiga para amplitud constante es inversamente proporcional al cubo del rango de tensiones.

El requisito que establece para puentes sujetos a mayores volúmenes de tráfico, el máximo rango de tensiones experimentado debe ser menor que el umbral de fatiga que proporciona una vida a fatiga teóricamente infinita. Se asume que el máximo rango de tensiones es dos veces el rango de tensiones por sobrecarga viva debida al paso de la carga de fatiga, mayorada aplicando el factor de carga indicado en la Tabla N°7 para la combinación de cargas correspondiente a fatiga.

Tabla N°6. Constante A según la Categoría para diseño a fatiga.

CATEGORÍA PARA DISEÑO A FATIGA	CONSTANTE A x 10 ¹¹ (MPa ³)
A	82.0
B	39.3
B'	20.0
C	14.4
C'	14.4
D	7.21
E	3.61
E'	1.28
Tornillos M 164M (A 325M) en tracción axial	5.61
Tornillos M 253M (A 490M) en tracción axial	10.3

Fuente: Tabla 6.6.1.2.5-1 AASHTO LRFD 2010.

Tabla N°7 – Combinaciones de carga y factores de carga.

Load Combination Limit State	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	IU*	TG	SE	Use One of These at a Time			
										EQ	IC	CT	CV
Strength I (unless noted)	γ_p	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
Strength II	γ_p	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
Strength III	γ_p	—	1.00	1.40	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
Strength IV	γ_p	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—
Strength V	γ_p	1.35	1.00	0.40	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
Extreme Event I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—
Extreme Event II	γ_p	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00
Service I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
Service II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—
Service III	1.00	0.80	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
Service IV	1.00	—	1.00	0.70	—	1.00	1.00/1.20	—	1.0	—	—	—	—
Fatigue I—LL, IM & CE only	—	1.50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatigue I II— LL, IM & CE only	—	0.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Fuente: Tabla 3.4.1-1 AASHTO LRFD 2010.

En las Especificaciones Estándares AASHTO 2002 el umbral de fatiga para amplitud constante se denomina al rango admisible de tensiones de fatiga para

más de 2 millones de ciclos en una estructura con recorridos de cargas redundantes.

Al desarrollar estas Especificaciones para Diseño por Factores de Carga y Resistencia se consideró una vida útil de 75 años. Si el diseñador desea utilizar una vida útil diferente, en la ecuación 6.6.1.2.5-3 (AASHTO - 2010) para calcular N puede utilizar un número diferente de 75.

Tabla N°8 – Constante de amplitud Umbral de fatiga

Categoría	Umbral (MPa)
A	165.0
B	110.0
B'	82.7
C	69.0
C'	82.7
D	48.3
E	31.0
E'	17.9
Tornillos M 164M (A 325M) en tracción axial	214.0
Tornillos M 164M (A 490M) en tracción axial	262.0

Fuente: Tabla 6.6.1.2.5-3 AASHTO LRFD 2010.

La resistencia nominal a la fatiga se deberá tomar como:

$$(\Delta F)_n = \left(\frac{A}{N}\right)^{\frac{1}{3}}$$

donde:

$$N = (365)(75)n(ADTT)_{SL}$$

y donde:

A = constante tomada de la Tabla N°6 (MPa^3)

n = número de ciclos por pasada de camión tomado de la Tabla N°5

$(ADTT)_{SL}$ = ADTT en un único carril como se especifica en el Artículo 3.6.1.4 de la norma AASHTO – 2010.

CAPÍTULO III. PUENTES EN ARCO CON PÉNDOLAS VERTICALES Y PUENTES EN ARCO TIPO NETWORK

3.1. PUENTES EN ARCO

Existen discusiones en torno a la fijación del momento histórico a partir del cual puede hablarse de la utilización con carácter general y de forma sistemática de este tipo de construcción. Tratando de fijar una etapa histórica determinada y aún a riesgo de que surjan problemas que denoten una solución bien elaborada, podemos decir que éste tipo de puentes apareció en las culturas mesopotámicas y se ha utilizado en distintas civilizaciones a lo largo de la historia aunque su conocimiento teórico data de la Edad Moderna, con lo que puede inferirse que se construyeron infinidad de puentes arco sin una base teórica ni científica, lo suficientemente precisa para entender su comportamiento resistente con una cierta exactitud.

Los arcos de madera se introdujeron con posterioridad y se empezaron a simultanear con los de piedra. Este tipo de construcción presenta la ventaja de las diferentes disposiciones que se pueden alcanzar con éste material ya que pueden unirse tablas y troncos de muy distintas maneras. El de mayores magnitudes data de principios del Siglo XIX con una luz de 110 metros pero dada la poca duración de éste material su uso prácticamente se limitó a pasos provisionales. En el Siglo XVII y a consecuencia de la introducción del hierro en los procesos constructivos empezaron a construirse los puentes de arco metálicos. Concretamente el primero fue el de Coalbrookdale, un puente de 30 metros de luz, que aún se conserva. Muchos de estos puentes de hierro acabaron por derrumbarse, dado que en esta primera época, lo mismo que en la Edad Antigua, aún no se disponía de los conocimientos necesarios. Fue a partir del Siglo XIX cuando se consigue cierta claridad en la materia y a finales de dicha centuria se sustituye el hierro por el acero.

Los puentes en arco fueron construidos originalmente de piedra o ladrillo, pero en estos días se construyen de concreto armado o acero. La introducción de estos nuevos materiales permite que los puentes en arco tengan una mayor longitud.

Desde la aparición del presforzado, que posibilita la construcción de puentes rectos de gran claro y de puentes atirantados, los puentes arco, en particular los de concreto, experimentaron durante varios años un estancamiento prolongado. La utilización de grandes cimbras constituía la dificultad más importante que presentaba la construcción de estas estructuras, ubicadas generalmente en zonas de difícil acceso, grandes valles o cursos de agua importantes.

Sin embargo, la aplicación a los arcos del método de construcción por avance en voladizo ha hecho resurgir esta tipología estructural a nivel mundial, en un intervalo de claros que oscila entre los 100 y los 400 m para el caso del concreto, o hasta los 500 m en el caso del acero. Los actuales récord mundiales son el Puente Wanxian (China), con un claro principal de 420 m, y el Puente New River Gorge (E.U.A.), con un claro principal de 518.5 m, para puentes de concreto y de acero, respectivamente, aunque se han llegado a proyectar arcos de hasta 600 m de claro (Spielmann, 2001).

Así pues, los puentes arco representan ya uno de los tres tipos de puentes de gran claro, junto con los atirantados y los colgantes. El arco es un elemento sometido primordialmente a compresión bajo cargas permanentes; para esto, la directriz del arco debe seguir la curva antifunicular de dichas cargas. Naturalmente, las acciones sísmicas generan condiciones cambiantes de los elementos mecánicos, rotaciones, fluencia de los apoyos y efectos adicionales de pandeo dentro o fuera del plano. La presencia de la compresión en el arco mantiene latentes los problemas de pandeo y si ésta cambia modifica las cargas críticas de diseño.

En lugar de empujar hacia abajo, la carga de un puente de arco se lleva hacia afuera a lo largo de la curva del arco a los soportes en cada extremo. El peso se transfiere a los soportes en cada extremo. Estos soportes, llamados pilares, llevan la carga y hace que los extremos del puente no se separen.

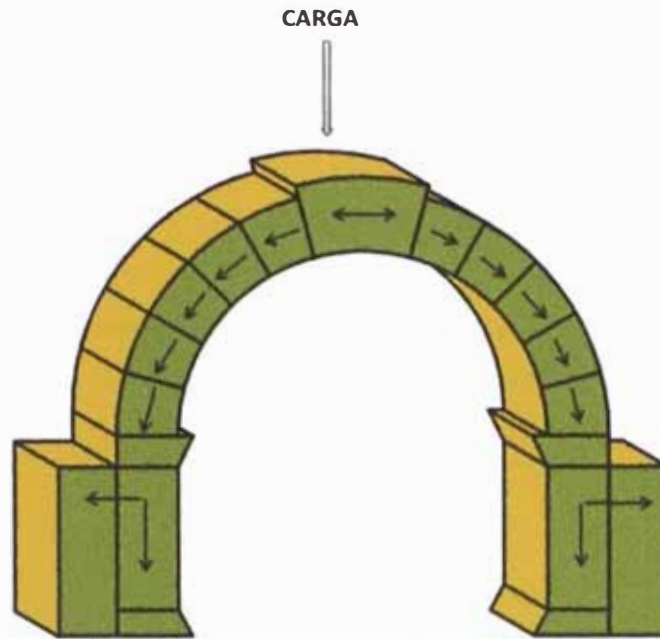


Figura 2. Esquema de carga actuante sobre cada elemento de arco.

La carga en la parte superior de la piedra hace que cada piedra en el arco del puente presione al de al lado. Esto sucede hasta que se aplica el empuje a los soportes o al final de los pilares, los cuales son empotrados en el suelo. El diseño del arco, el semicírculo, desvía naturalmente el peso de la cubierta del puente a los pilares.

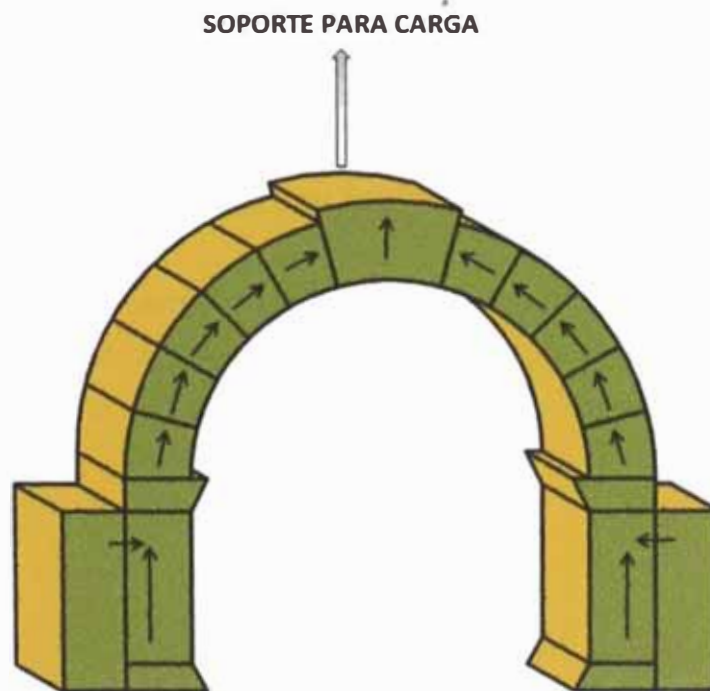


Figura 3. Esquema de cómo se transmite las reacciones sobre cada elemento de arco.

Por cada acción hay una reacción igual y opuesta. La planta que empuja hacia atrás sobre los pilares crea una resistencia que se pasa de piedra en piedra, hasta que finalmente se empuja en la piedra que está apoyando la carga.

COMPRESIÓN

Los puentes en arco están siempre bajo compresión. La fuerza de compresión es empujada hacia el exterior a lo largo de la curva del arco hacia los apoyos.

TRACCIÓN

La tensión en un arco suele ser insignificante. La curva natural del arco y su capacidad para disipar la fuerza hacia fuera en gran medida reduce los efectos de la tensión en la parte inferior del arco.

DISIPACIÓN

Como acabamos de mencionar, la forma del propio arco es todo lo que se necesita para disipar con eficacia el peso desde el centro hacia los apoyos.

Los arcos poseen una forma verdaderamente natural del puente. Es la forma de la estructura que le da su fuerza. Un puente de arco no necesita soportes o cables adicionales. De hecho, un arco de piedra no necesita ni siquiera mortero.

Los antiguos romanos construyeron puentes de arco (y acueductos) que todavía están en pie, y estructuralmente sólidas. Estos puentes y acueductos son testimonios reales a la eficacia natural de un arco como una estructura del puente.

3.2. PUENTES EN ARCO CON PÉNDOLAS VERTICALES

3.2.1. DEFINICIÓN

Un arco atirantado es un tipo de puente en arco en el que las fuerzas horizontales del arco, o cuerda superior, son transmitidas por la tensión de la cuerda inferior (ya sea por tirantes o por el propio tablero), en lugar de ir hacia el suelo o los cimientos del puente. Los empujes hacia abajo en el tablero se traducen, como tensión, por fuerzas verticales del tablero a la cuerda superior curvada, que tienden a aplanarla, y por lo tanto, presionan a sus extremos hacia fuera, hacia los estribos, al igual que en otros puentes en arco.

Entre el arco y la viga se unen mediante unos elementos llamados péndolas, los cuales se encuentran distribuidos de manera vertical.

El elemento principal para este tipo de estructuras, es decir el arco, está solicitado a fuerzas de compresión o a una combinación de fuerzas de flexión y compresión. En los arcos circulares, un estado de compresión pura aparece en el caso que los apoyos sean articulaciones fijas y las fuerzas sean radiales o normales al eje. La combinación de flexión y compresión se da cuando los apoyos son empotrados parcial o totalmente o cuando las fuerzas son verticales o concentradas.

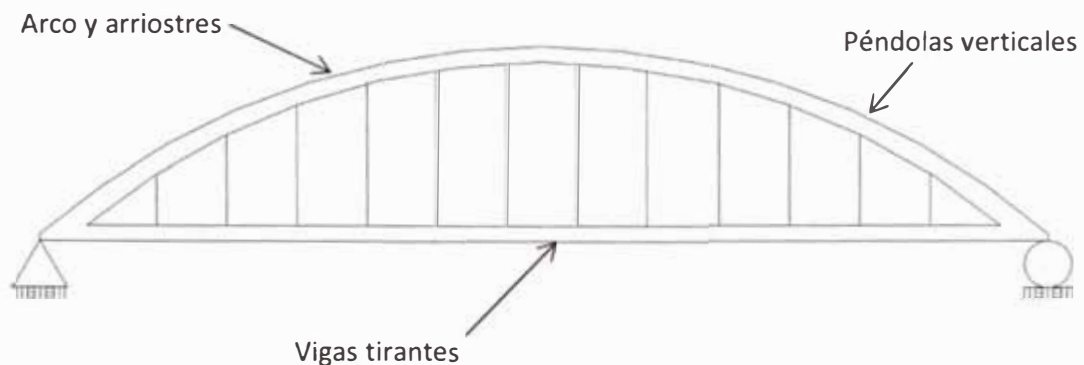


Figura 4. Esquema de elementos de un puente en arco con péndolas verticales.

3.2.2. PREDIMENSIONAMIENTO

Para el predimensionamiento de los elementos, se tienen en consideración los siguientes límites:

Altura de arco (f) = $0.18 L - 0.22 L$.

Peralte de arco (t) = Acero ($0.004 - 0.007 L$) – C.Armado ($0.012-0.015L$).

Peralte de viga tirante (h_t) = Acero ($0.015 L - 0.018 L$) – C.Armado ($0.033L$).

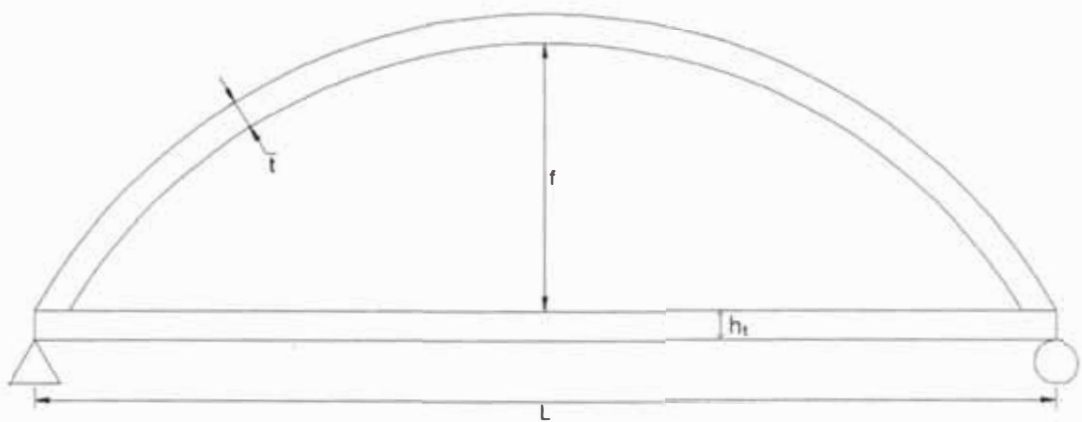


Figura 5. Esquema de los elementos de un puente en arco con péndolas verticales.

Donde:

f : Altura de arco (m)

L : Longitud de puente entre apoyos (m).

t : Peralte de arco (m).

h_t : Peralte de viga tirante (m)

3.3. PUENTES EN ARCO CON PÉNDOLAS TIPO NETWORK

3.3.1. DEFINICIÓN

El arco Network, así como los puentes en arco con péndolas verticales, poseen los mismos elementos, la diferencia se encuentra en que para estos puentes algunas péndolas se cruzan entre sí, al menos dos veces.

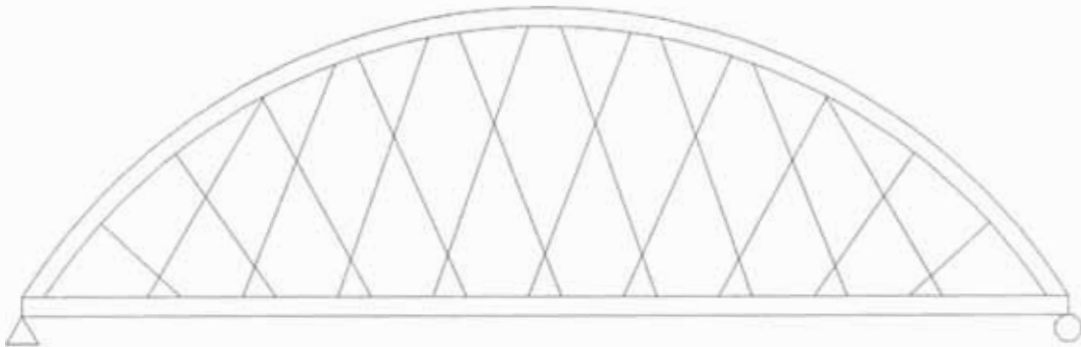


Figura 6. Esquema general de Puente en arco Network.

Para un desempeño óptimo la losa es de hormigón con pretensado longitudinal parcial. La flexión transversal en la losa es generalmente mucho mayor que la flexión longitudinal. El pretensado parcial reduce las grietas en la losa. Esto es parte de la razón por la cual hay arcos Network en Noruega que se encuentran en buen funcionamiento después de más de 40 años.

3.3.2. PREDIMENSIONAMIENTO

Para el predimensionamiento de los elementos, se ha tomado en consideración los mismos límites mencionados en 3.2.2.

3.4. PROCESO CONSTRUCTIVO

Durante el proceso constructivo de puentes en arco, encontramos diversas tareas y/o actividades, las cuales comprenden las actividades previas al izaje o Montaje de Péndolas.

La **medición** es la primera actividad del proceso de habilitación. Según los planos de detalles teóricamente tenemos las dimensiones de todas las Péndolas, pero por seguridad compararemos la variación entre la medida teórica y la medida real.



Figura 7. Medición con cinta métrica. Fuente: Samayca Ingenieros.



Figura 8. Medición de péndolas con láser. Fuente: Samayca Ingenieros.

Posteriormente, se define la **longitud de corte** para cada Péndola de acuerdo a los planos de detalles y los resultados de medición obtenidos.



Figura 9. Medición de Barras. Fuente: Samayca Ingenieros.



Figura 10. Corte de Barras. Fuente: Samayca Ingenieros.

Luego de la actividad de corte de barras, se procede con la colocación de los accesorios plásticos PVC denominados **centralizadores** de barra a lo largo de todo el elemento y espaciados entre sí 1 m aproximadamente.



Figura 11. Colocación de Centralizadores. Fuente: Samayca Ingenieros.

Una vez colocados los centralizadores se procede a **empalmar las barras**, de ser necesario, ya que este tipo de barras vienen de fábrica con la medida de 11.80 m, y hay péndolas que tienen dimensiones mayores.



Figura 12. Colocación de Empalmes. Fuente: Samayca Ingenieros.

Una vez habilitadas las Péndolas, se procede a llevarlas al punto donde serán izadas o bien con grúa o manualmente.



Figura 13. Colocación de Barras en Tubo Polietileno (PE). Fuente: Samayca Ingenieros.



Figura 14. Colocación de Accesorios de Izaje. Fuente: Samayca Ingenieros.

Proceso de colocación de Péndolas

Para la colocación de Péndolas se realiza con grúa o manualmente, es necesaria una persona con experiencia en trabajos de altura y maniobras en colocación de péndolas, ya que este se ubicará en la parte superior del arco del puente, para guiar la colocación de la péndola en coordinación con el rigger. Simultáneamente se utilizan dos personas ubicadas en la parte baja o inicial del puente para la colocación del tubo antivandálico.



Figura 15. Izaje y colocación de Péndolas. Fuente: Samayca Ingenieros.

Instalación y Ajuste

Una vez hecho el izaje, se procede con la colocación de las Placas de Anclaje superior e inferior y sus correspondientes tuercas, sin embargo el ajuste manual final de los mismos se realiza después de haber liberado el arco de sus apoyos temporales y este se haya deflectado por su peso propio (se recomienda liberar los apoyos empezando desde el centro hacia los extremos).

Se ajustará definitivamente las péndolas en forma manual y la fuerza aplicada a cada péndola es transmitida en el momento del retiro del falso puente donde cada péndola toma la fuerza correspondiente a su rigidez y la

de la estructura en su totalidad. Luego de ello, estas fuerzas se incrementarán automáticamente proporcionalmente al vaciado del tablero de concreto.

Inmediatamente después del ajuste de las péndolas se procede a la colocación de contratuercas en los anclajes y Protector de anclajes (Capuchas de fierro galvanizado).



Figura 16. Colocación de Placas de Anclaje, Tuerca y Contratuerca. Fuente: Samayca Ingenieros.

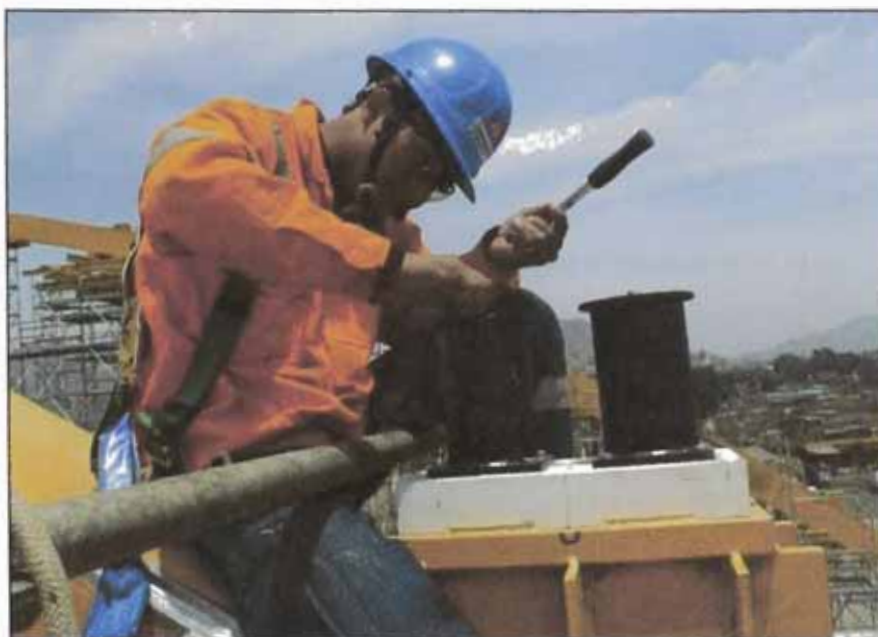


Figura 17. Colocación de Capuchas Protectoras. Fuente: Samayca Ingenieros.

Inyección de Grout

La inyección de lechada de cemento será de acuerdo a la proporción indicada en las especificaciones técnicas del proyecto.

La finalidad de la inyección es de dar una protección adicional al tubo de polietileno, así como a las barras de las péndolas y esta debe realizarse desde la parte inferior hacia arriba mediante bombas de inyección de grout. De igual forma se inyectarán con grout las capuchas de protección de las tuercas de anclaje.

Se recomienda hacer la inyección de las péndolas luego del vaciado del tablero de concreto debido a que las barras ya se habrán deformado y traccionado en mayor proporción por efectos de las cargas permanentes.



Figura 18. Inyección de Grout dentro de los tubos de polietileno de las barras.

Fuente: Samayca Ingenieros.

Pintura

Se debe tener en cuenta que los tubos de protección antivandálico, ductos de pase, uniones, capuchas y elementos metálicos ya cuentan desde el taller con una protección a la corrosión que es la del galvanizado y una base de pintura epóxica anticorrosiva. Finalmente en obra se procede a pintar con un epóxico de acabado, de acuerdo a las especificaciones Técnicas.

CAPÍTULO IV. ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS SISTEMAS

4.1 CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS

El análisis consta de dos partes:

En una primera parte se realizó una verificación estructural de un puente específico en las dos configuraciones: péndolas verticales y Network, sus características se muestran en el Anexo A. Se procedió a la verificación por fatiga de las péndolas para ambos casos, péndolas verticales y Network. Así también el efecto que tienen las solicitaciones en el arco, como es el caso de la verificación a flexocompresión y sismo. Finalmente se verificó la sección de la viga tirante para cada una de los sistemas.

En la segunda parte se establecieron varias comparaciones de modelos estructurales para puentes de diferentes luces de ambos sistemas, en donde los resultados se ven graficados.

4.2 CÓDIGOS Y NORMAS

Para el diseño estructural del puente se han utilizado las siguientes especificaciones:

- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2010.
- Manual de diseño de Puentes MTC.
- Sobrecarga Vehicular de Diseño: HL93.

4.3 FILOSOFÍA DE DISEÑO

La filosofía de Diseño según AASHTO LRFD implica que todos los elementos y conexiones deben ser diseñados para satisfacer la siguiente ecuación:

$$\sum n_i \cdot Y_i \cdot Q_i \leq R_r = \phi \cdot R_n$$

Donde:

η_i modificador de carga

Y_i factor de carga para el caso de carga i , y

Q_i efecto de las fuerzas para el caso de carga i

R_r Resistencia Última

R_n Resistencia nominal

ϕ Factor de reducción de resistencia

La ecuación precedente debe cumplirse para los siguientes estados límites:

- Estado Límite de Resistencia I
- Estado Límite de Evento Extremo I
- Estado Límite de Servicio I
- Estado Límite de Servicio II
- Estado Límite de Servicio III
- Estado Límite de Fatiga I
- Estado Límite de Fatiga II

Tabla N°9 - Combinaciones y factores de carga

Load Combination Limit State	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use One of These at a Time			
										EQ	IC	CT	CV
Strength I (unless noted)	γ_p	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
Strength II	γ_p	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
Strength III	γ_p	—	1.00	1.40	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
Strength IV	γ_p	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—
Strength V	γ_p	1.35	1.00	0.40	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
Extreme Event I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—
Extreme Event II	γ_p	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00
Service I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
Service II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—
Service III	1.00	0.80	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
Service IV	1.00	—	1.00	0.70	—	1.00	1.00/1.20	—	1.0	—	—	—	—
Fatigue I—LL, IM & CE only	—	1.50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatigue II—LL, IM & CE only	—	0.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Fuente: Tabla 3.4.1-1 AASHTO LRFD 2010.

Tabla N°10 - Factores para cargas permanentes

Type of Load, Foundation Type, and Method Used to Calculate Downdrag	Load Factor		
	Maximum	Minimum	
DC: Component and Attachments	1.25	0.90	
DC: Strength IV only	1.50	0.90	
DD: Downdrag	Piles, α Tomlinson Method	1.4	0.25
	Piles, λ Method	1.05	0.30
	Drilled shafts, O'Neill and Reese (1999) Method	1.25	0.35
DW: Wearing Surfaces and Utilities	1.50	0.65	
EH: Horizontal Earth Pressure	• Active	1.50	0.90
	• At-Rest	1.35	0.90
	• AEP for anchored walls	1.35	N/A
	• Locked-in Construction Stresses	1.00	1.00
EV: Vertical Earth Pressure	• Overall Stability	1.00	N/A
	• Retaining Walls and Abutments	1.35	1.00
	• Rigid Buried Structure	1.30	0.90
	• Rigid Frames	1.35	0.90
	• Flexible Buried Structures other than Metal Box Culverts	1.95	0.90
	• Flexible Metal Box Culverts and Structural Plate Culverts with Deep Corrugations	1.50	0.90
	ES: Earth Surcharge	1.50	0.75

Fuente: Tabla 3.4.1-2 AASHTO LRFD 2010.

4.4 MODELAMIENTO ESTRUCTURAL

Se ha elaborado un modelo tridimensional, conformado por elementos unidimensionales tipo barra (frame). Para realizar el análisis estructural se usó el Software MIDAS CIVIL 2015 v3.1 el cual proporciona herramientas necesarias para el modelado avanzado, análisis y diseño de Ingeniería de Puentes.

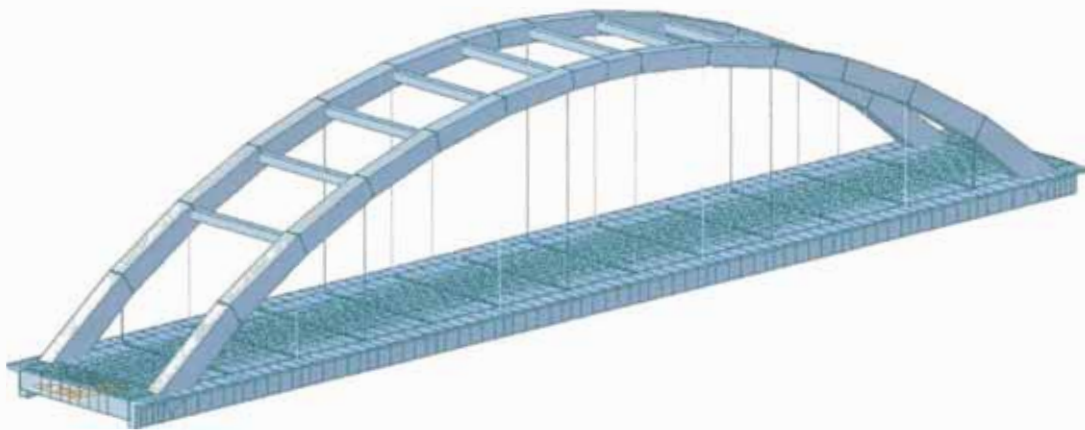


Figura 19. Vista general del Puente con Péndolas verticales.

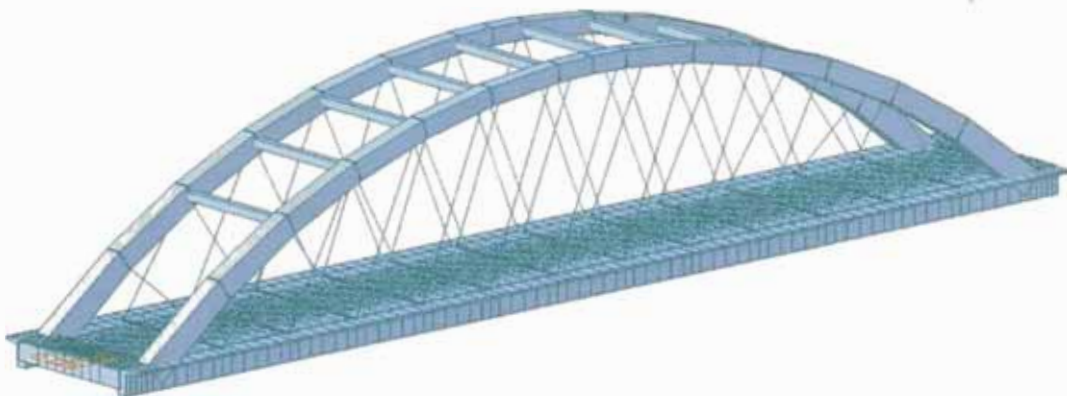


Figura 20. Vista general del Puente con Péndolas Network.

Las cargas consideradas para el modelamiento estructural fueron:

4.4.1 CARGAS PERMANENTES

Las cargas permanentes que actúan sobre la superestructura son las siguientes:

4.4.1.1 Peso Propio (DC1)

Se ha considerado el peso propio de todos los elementos que forman la estructura del puente, esto ya que el programa lo realiza de manera automática.

4.4.1.2 Peso Propio (DC2)

Se ha considerado una carga correspondiente al peso propio de la barrera y baranda metálica.

4.4.1.3 Peso Muerto (DW)

Se ha previsto la colocación de carpeta asfáltica, la cual tiene un peso de 2250 kgf/m³.

Tabla N°11 - Cargas permanentes empleadas en el análisis.

CARGAS ESTÁTICAS	
BARANDA	100 kg/m
BARRERA	450 kg/m
ASFALTO	0.1125 kg/m ²
S/C PEATONAL	360 kg/m

4.4.2 CARGA VIVA

4.4.2.1 Sobrecarga (L)

Se considera una sobrecarga peatonal de 360 kgf/m^2 , debido a que la vereda tiene un ancho mayor de 0.60 m , tal como indica el reglamento.

4.4.2.2 Sobrecarga Vehicular (LL)

El análisis por carga viva ha sido realizado aplicando la carga HL93 del artículo 3.6.1.2 de la norma AASHTO LRFD la cual consiste en una combinación del camión de diseño con la carga distribuida de diseño de 9.3 N/mm .

Las características del camión de diseño se muestran en la siguiente figura:

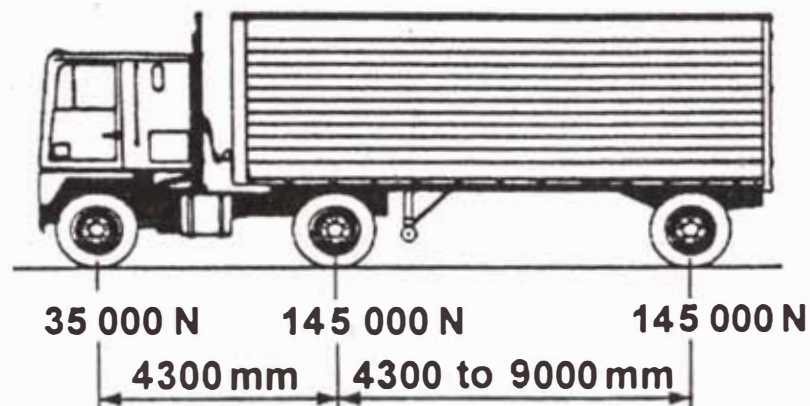


Figura 21. Camión de Diseño HL93. Fuente: AASHTO LRFD – 2010.

Al camión de diseño se le ha considerado un incremento de carga de $IM=33\%$ debido a las cargas dinámicas que genera, tal y como se especifica en el artículo 3.6.2.1 de la norma AASHTO LRFD.

La carga distribuida de diseño consiste en una carga de 9.3 KN/m uniformemente distribuida en la dirección longitudinal del

puente. Esta carga no presenta un incremento debido a cargas dinámicas (IM=0).

4.4.3 CARGAS SÍSMICAS

El análisis sísmico ha sido realizado aplicando un análisis de superposición modal espectral, para el cual se utilizó el espectro de respuesta de diseño que señala el Manual de diseño de Puentes (MTC) en el artículo 2.4.3.11, el cual para su elaboración se utilizó un coeficiente de aceleración sísmica de 0.26 y un suelo del tipo II.

4.5 REVISIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA

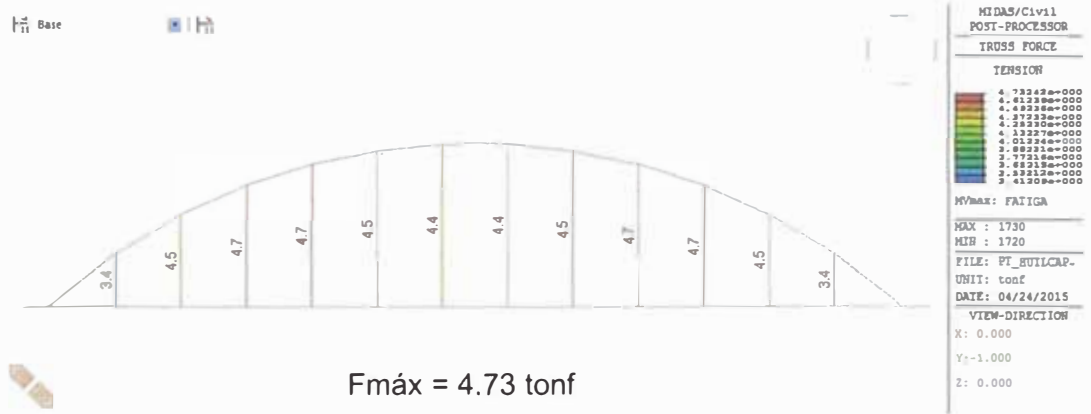
4.5.1 PÉNDOLAS

Una vez elaborado el modelo matemático de la estructura, se procedió a hacer la verificación de las péndolas para cada uno de los casos (AASHTO LRFD – 2010, PTI).

Se revisó el diseño de las péndolas ante las solicitaciones de Servicio II, Resistencia I y Fatiga II dadas por el proyectista, el cual dispone de 32 mm de diámetro por péndola. La verificación del número de barras por péndola tiene como resultado la cantidad de 2 barras de 32 mm de diámetro por péndola para la distribución vertical y de 1 barra de 32 mm para la distribución Network.

Los cálculos de los mismos se adjuntan en el anexo B, a continuación presentaremos un resumen del análisis obtenido para cada tipo de distribución de péndolas.

$$\Delta F_{\eta} \geq \gamma \cdot \Delta F$$



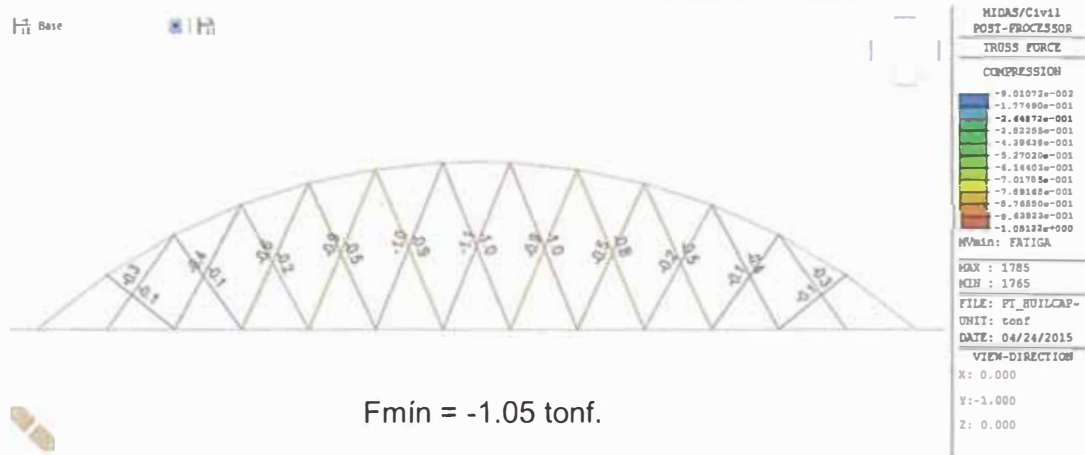


Figura 25. Diagrama de fuerza axial en compresión en péndolas Network producido por el camión de Fatiga.

Tabla N°12 – Cuadro comparativo de esfuerzos en péndolas para ambos sistemas.

DISTRIBUCIÓN	AASHTO - LRFD 2010		PTI	
	FATIGA		FATIGA	
	ΔF_{η} (MPa)	$\gamma \Delta F$ (MPa)	ΔF_{η} (MPa)	$\gamma \Delta F$ (MPa)
VERTICAL	70.09	22.22	70.055	31.112
NETWORK	70.09	46.94	70.055	65.719

$\gamma \Delta F$: Rango de esfuerzos debido a la carga de fatiga.

ΔF_{η} : Resistencia nominal de fatiga.

4.5.2 ARCO

Las vigas de concreto armado que conforman este elemento estructural trabajan a flexo - compresión, por lo que la verificación del diseño de la armadura longitudinal es mediante los diagramas de interacción de la sección. Los cálculos de la verificación se adjuntan en el anexo C.

Sección De Arco (ARRANQUE)

Sección De Arco (CENTRO)

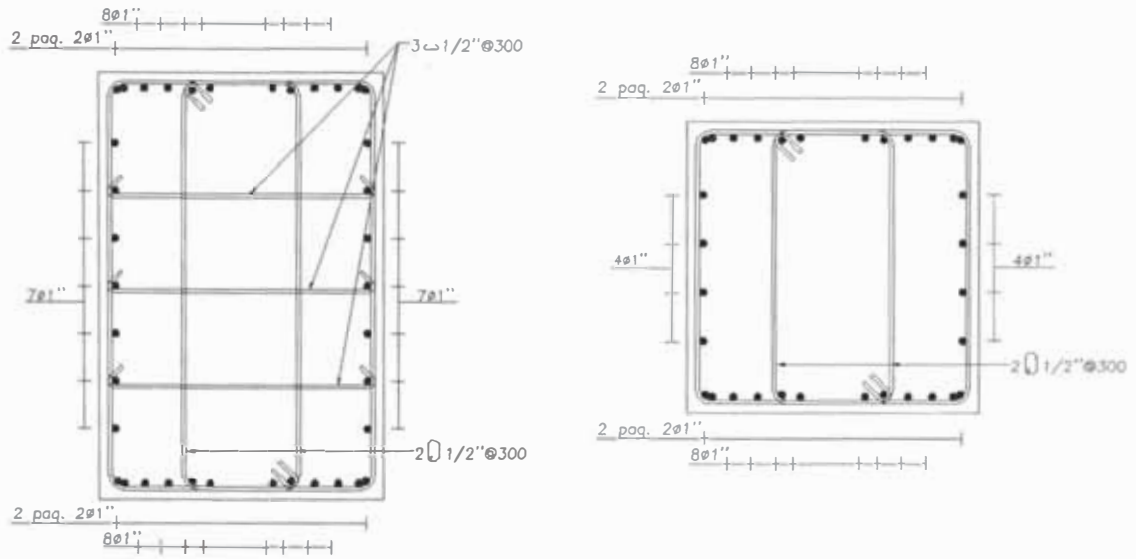


Figura 26. Distribución de armadura de refuerzo para secciones de arco.



Figura 27. Nomenclatura usada para nombrar el inicio y final de los elementos.

Llamamos "i" para denotar el inicio y "j" para el final de un elemento, ya sea para el arranque del arco o en la zona central.

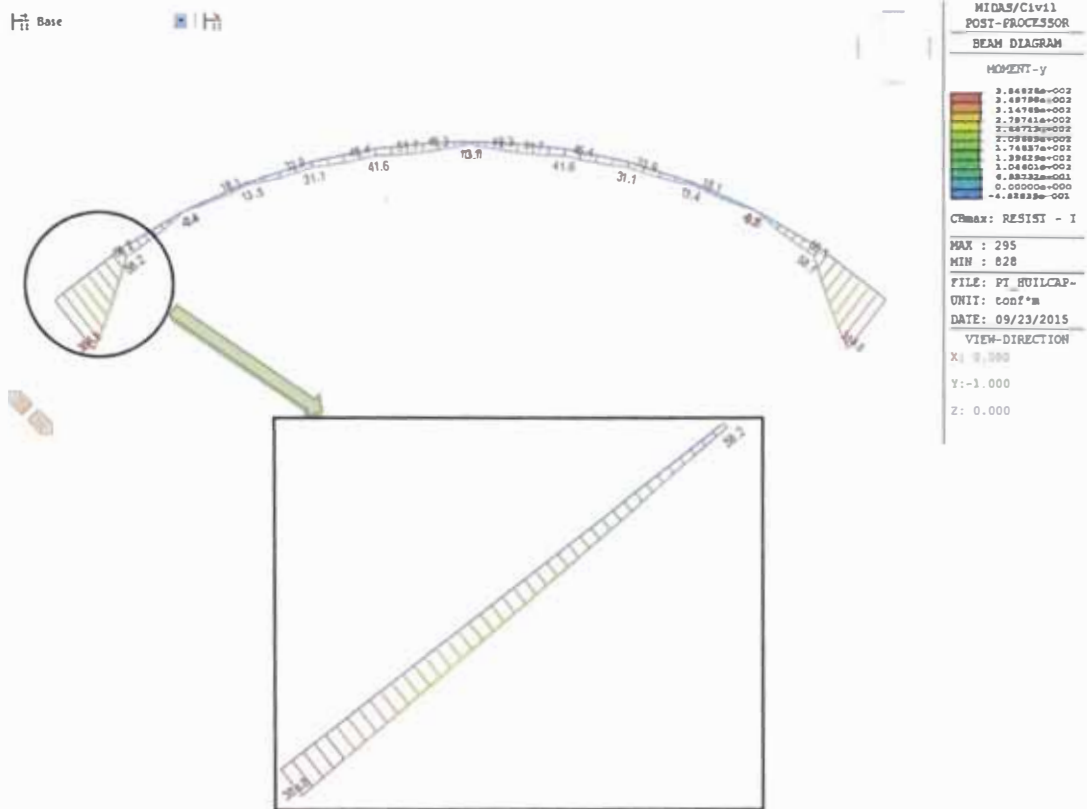
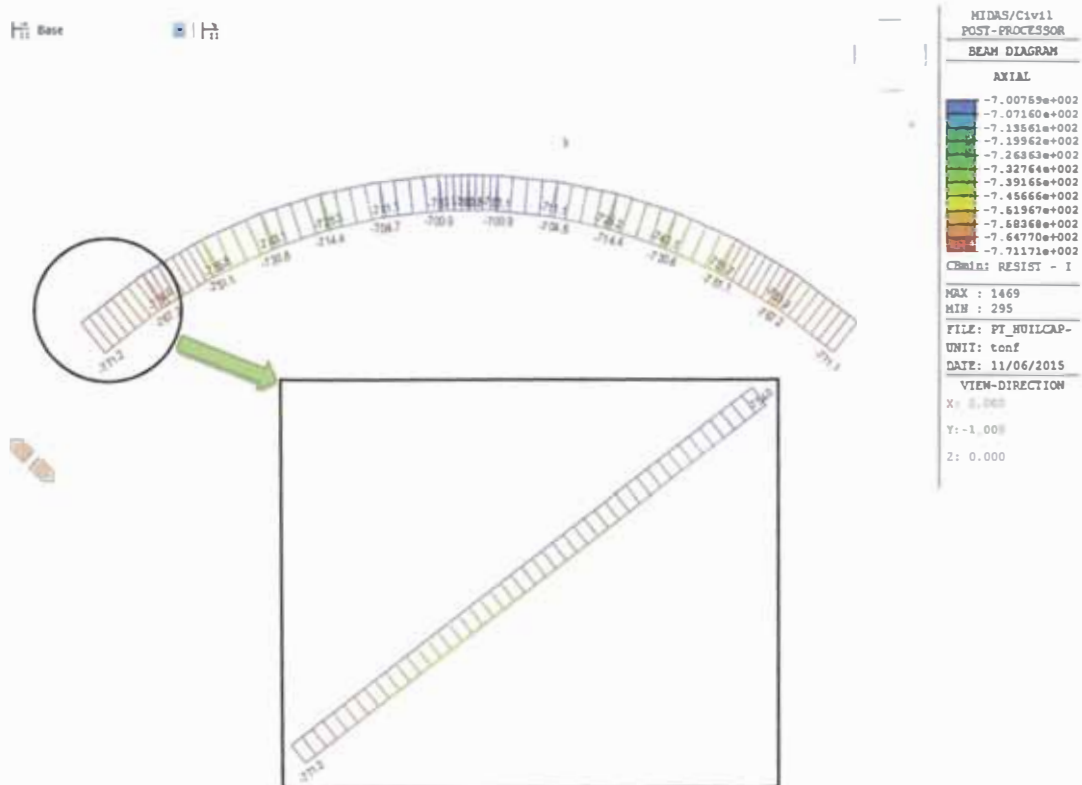


Figura 28. Diagrama De Momentos Flectores En Arco Con Péndolas Network (Resistencia I).



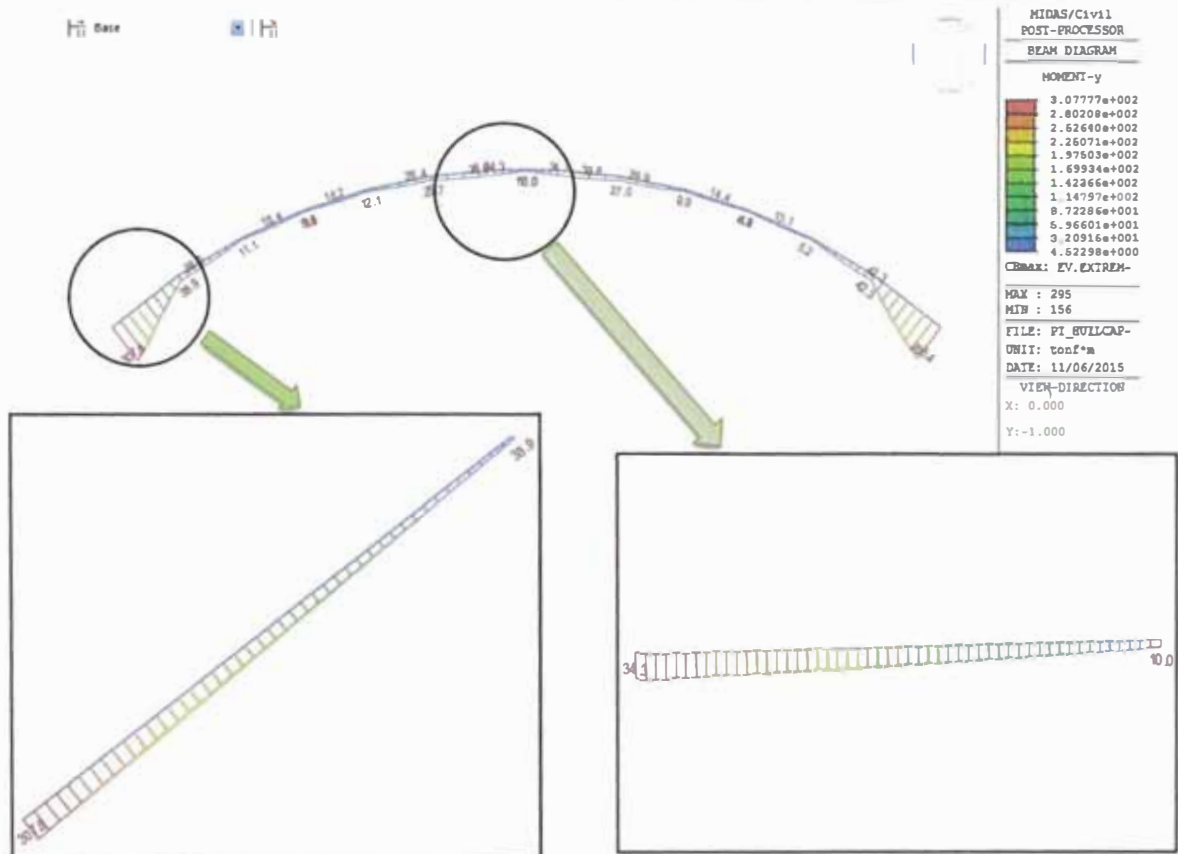


Figura 30. Diagrama De Momentos Flectores En Arco Con Péndolas Network (My) (Evento Extremo I).

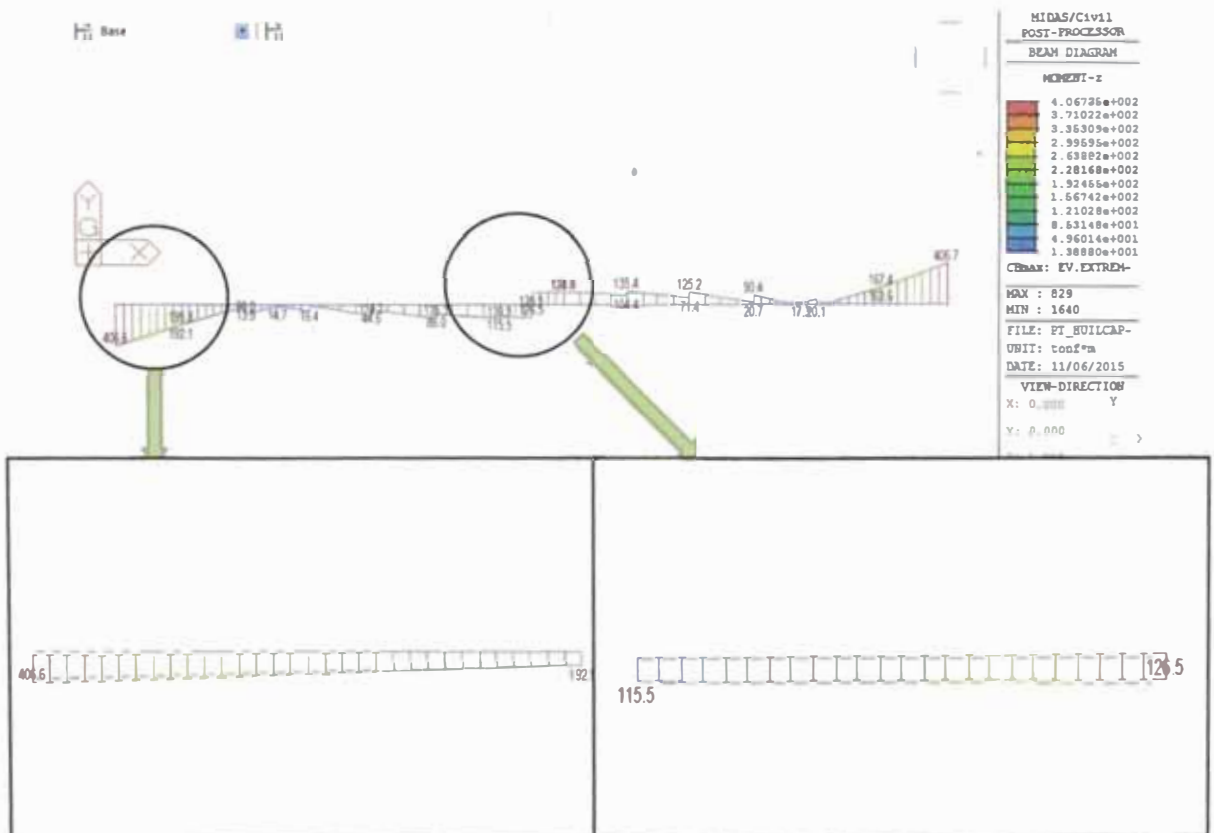


Figura 31. Diagrama De Momentos Flectores En Arco Con Péndolas Network (Mz) (Evento Extremo I).

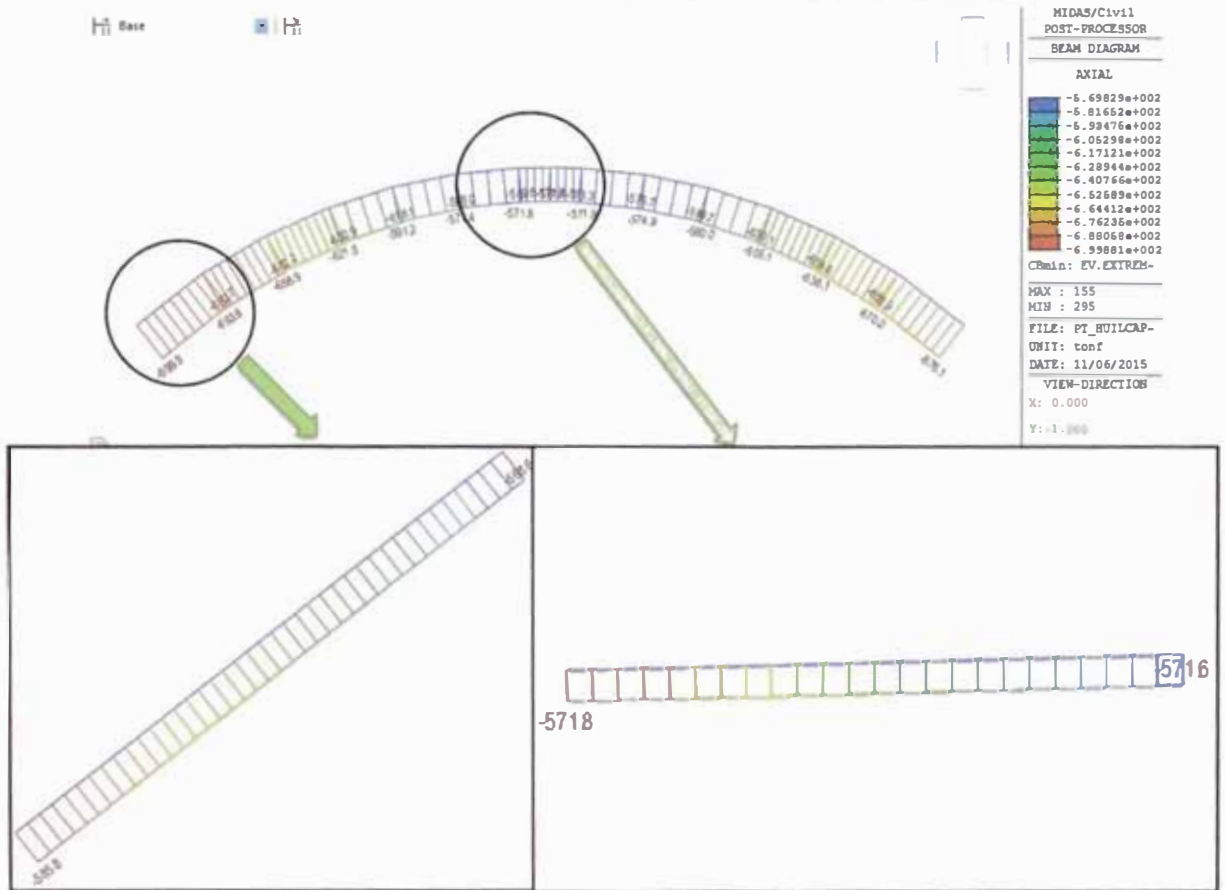


Figura 32. Diagrama De Fuerzas Axiales En Arco Con Péndolas Network (Evento Extremo I).

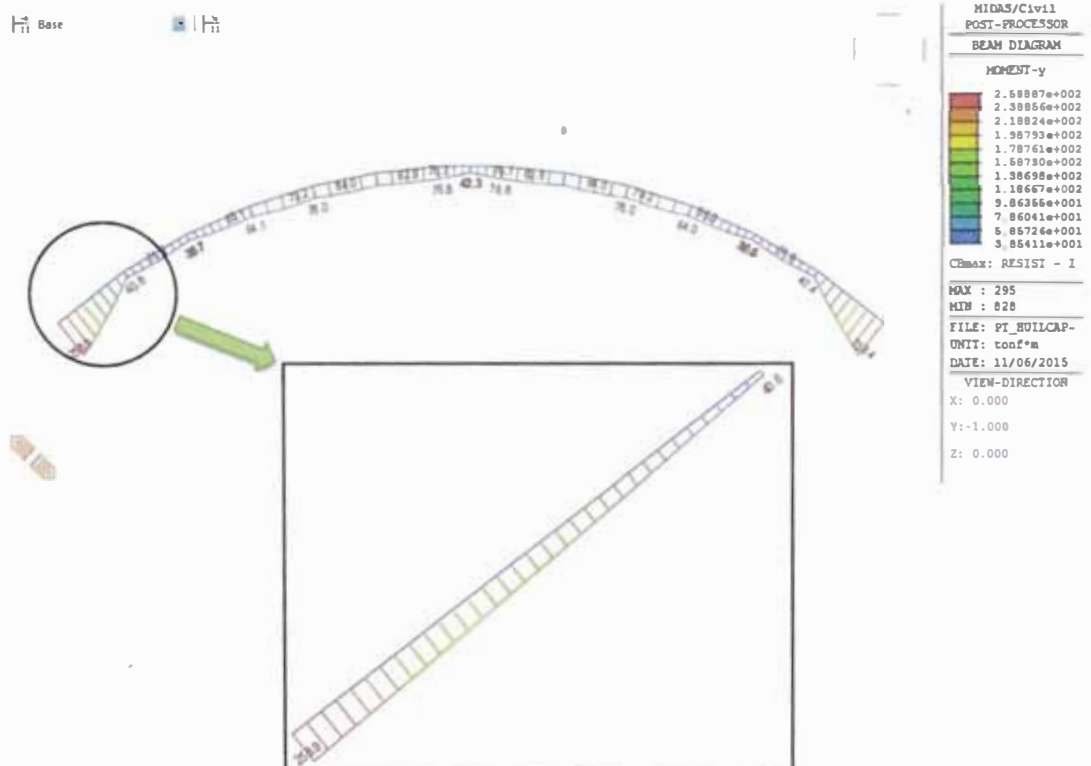


Figura 33. Diagrama De Momentos Flectores En Arco Con Péndolas Verticales (Resistencia I).

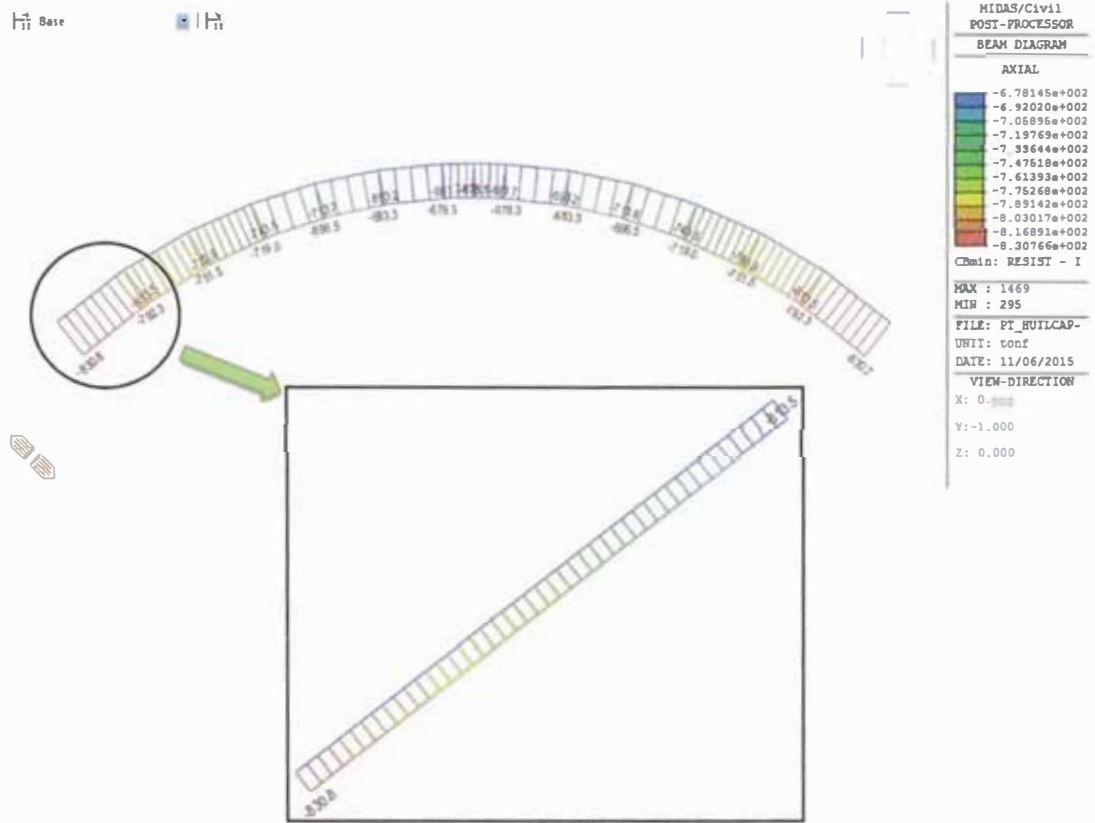


Figura 34. Diagrama De Fuerzas Axiales En Arco Con Péndolas Verticales (Resistencia I).

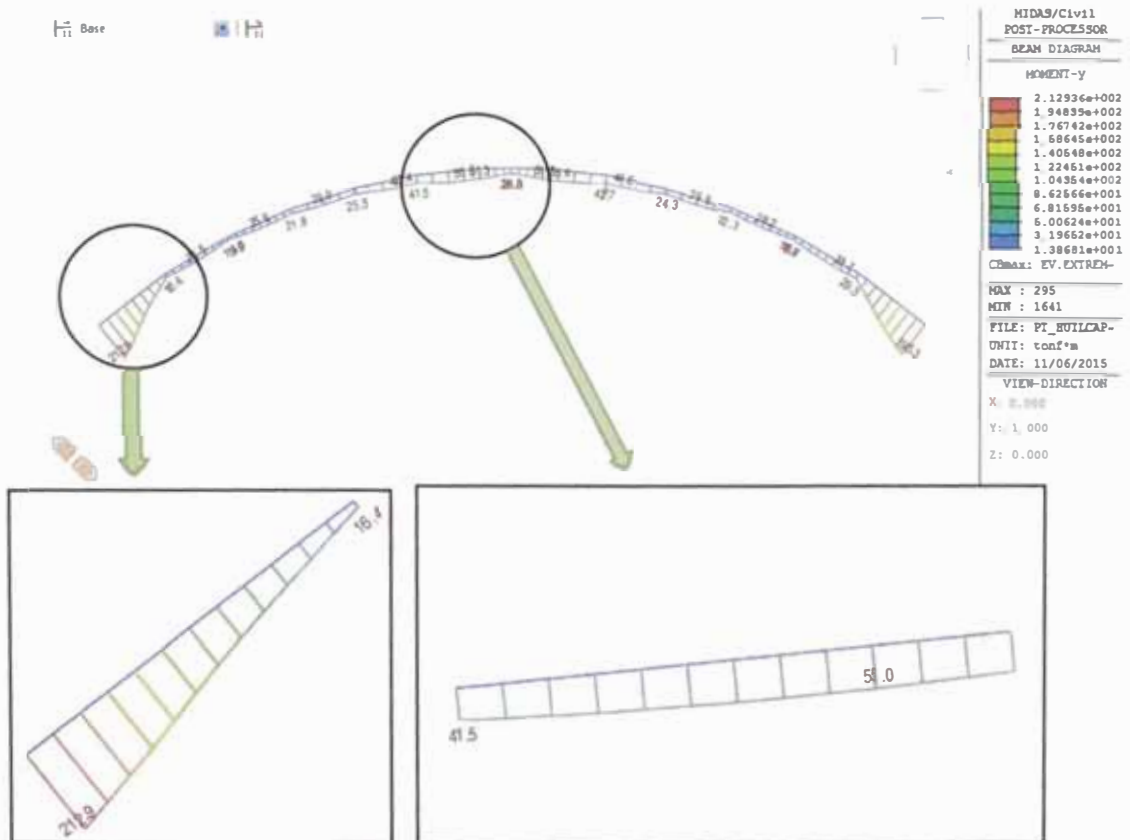


Figura 35. Diagrama De Momentos Flectores en Arco Con Péndolas Verticales (My) (Evento Extremo I).

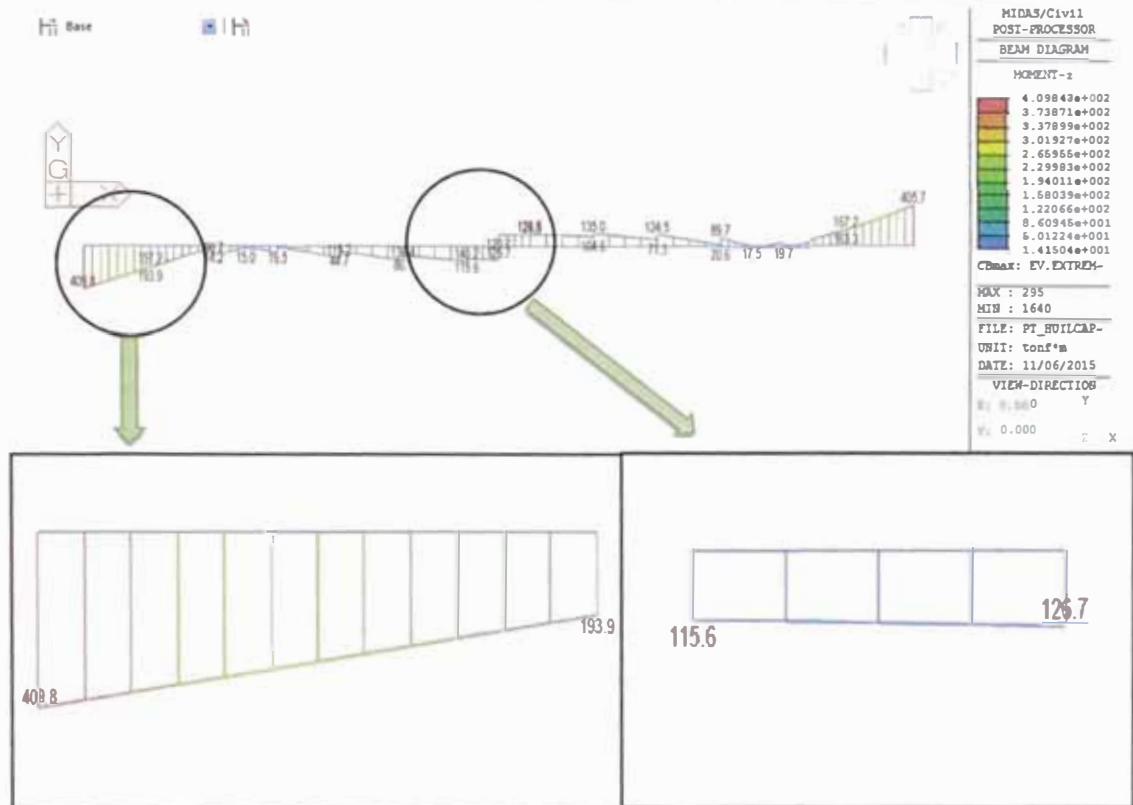


Figura 36. Diagrama De Momentos Flectores en Arco Con Péndolas Verticales (Mz) (Evento Extremo I).

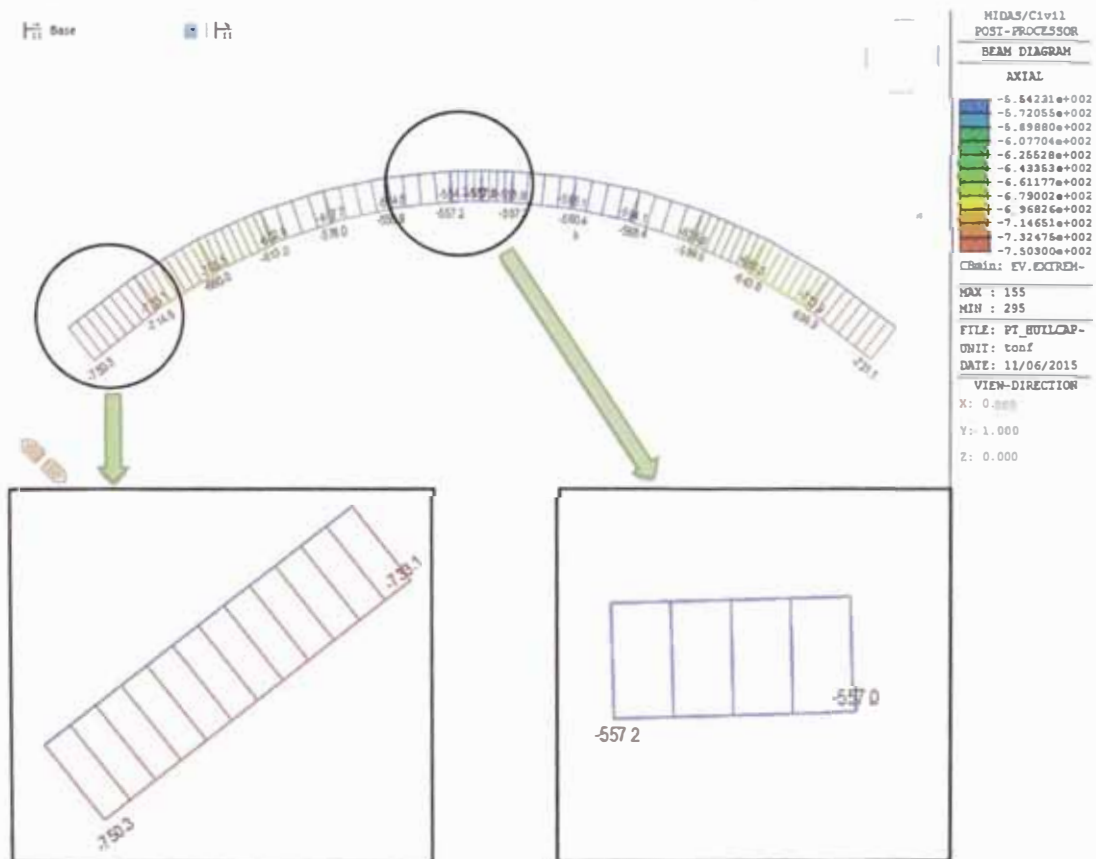


Figura 37. Diagrama De Fuerzas Axiales En Arco Con Péndolas Verticales (Evento Extremo I).

Tabla N°13 – Cuadro resumen de Fuerzas Axiales y Momentos Flectores en arco para combinaciones de carga de Resistencia I y Evento Extremo I – MIIDAS CIVIL.

			VERTICALES				NETWORK			
			RESISTENCIA I		EVENTO EXTREMO I		RESISTENCIA I		EVENTO EXTREMO I	
			i	j	i	j	i	j	i	j
ARRANQUES DE ARCO	Fx	FUERZA AXIAL (ton)	-830.8	-813.5	-680.9	-663.63	-771.2	-754	-750.3	-733.1
	My	MOMENTO FLECTOR (ton-m)	258.9	40.6	212.9	16.4	384.8	58.2	307.8	38.9
	Mz	MOMENTO FLECTOR (ton-m)	-	-	409.8	193.9	-	-	406.6	192.1
ZONA CENTRAL	Fx	FUERZA AXIAL (ton)	-678.3	-678.1	-557.2	-557	-700.9	-700.8	-571.8	-571.6
	My	MOMENTO FLECTOR (ton-m)	76.7	42.3	51.3	26.8	46.3	13.1	34.3	10
	Mz	MOMENTO FLECTOR (ton-m)	-	-	115.6	126.7	-	-	115.5	126.5

Dado la distribución de refuerzos longitudinales, se realizó la verificación de la capacidad resistente de la sección ante solicitaciones para el caso de las combinaciones de carga de Resistencia I y Evento Extremo I.

En los diagramas de interacción que se presentan a continuación forman parte de los cálculos efectuados, en estos se puede apreciar que tanto la sección como el refuerzo propuesto es capaz de resistir las solicitaciones anteriormente mencionadas.

DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN DE ARCO PARA EL CASO DE DISTRIBUCIÓN DE PÉNDOLAS VERTICALES

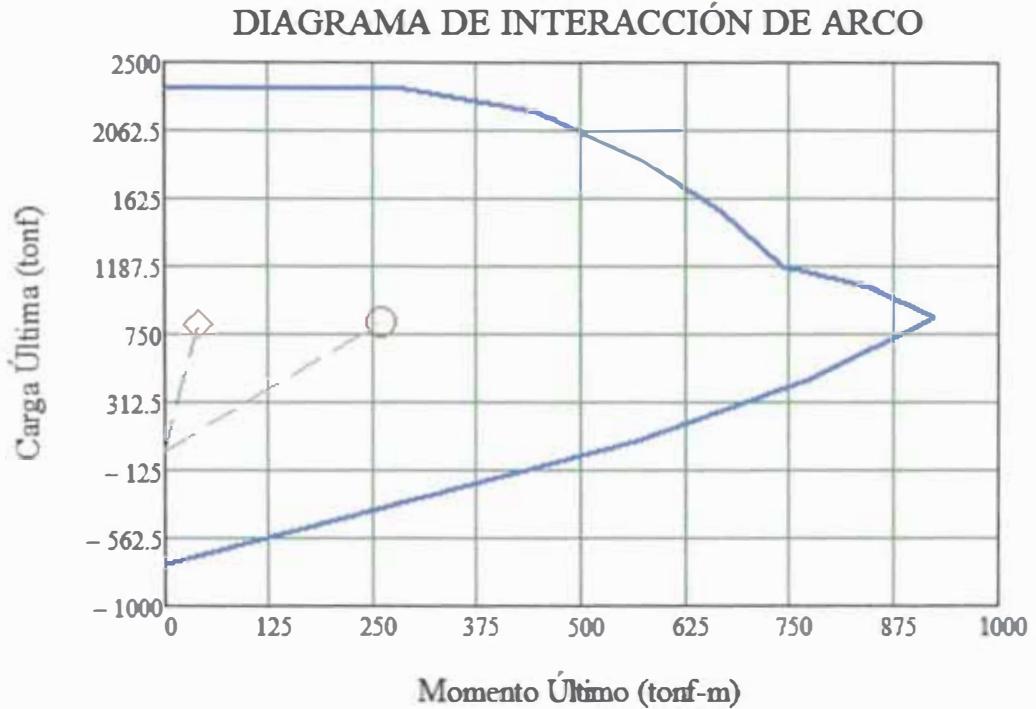


Figura 38. Diagrama de Interacción de Arco para el caso de Distribución de Péndolas Verticales en Zona de Arranque (Resistencia I).

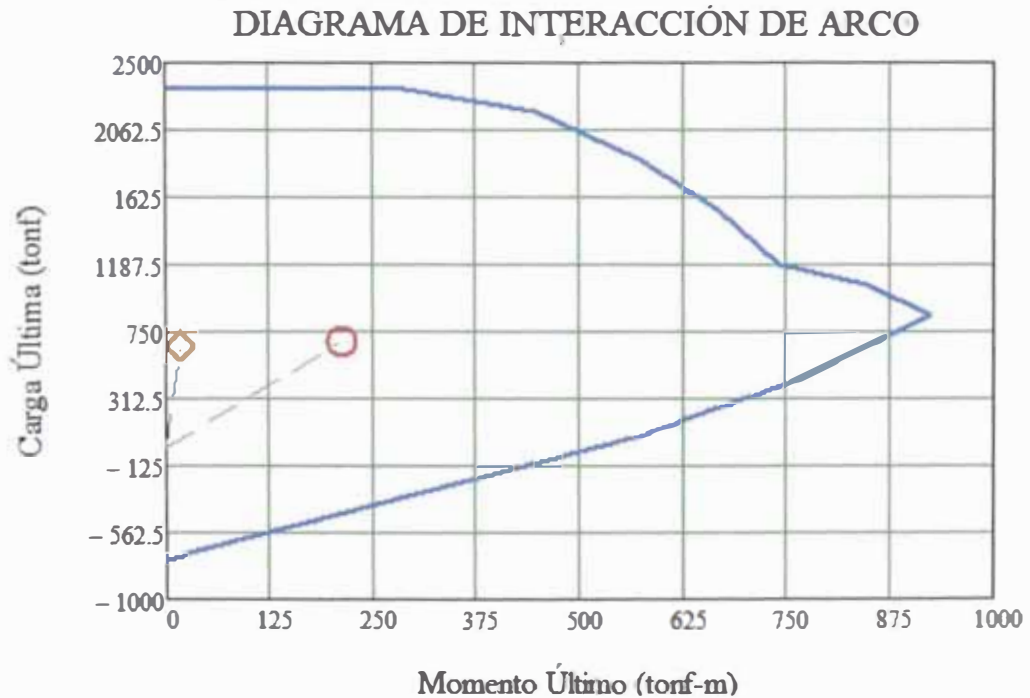


Figura 39. Diagrama de Interacción de Arco para el caso de Distribución de Péndolas Verticales en Zona de Arranque - Dirección longitudinal (Evento Extremo I).

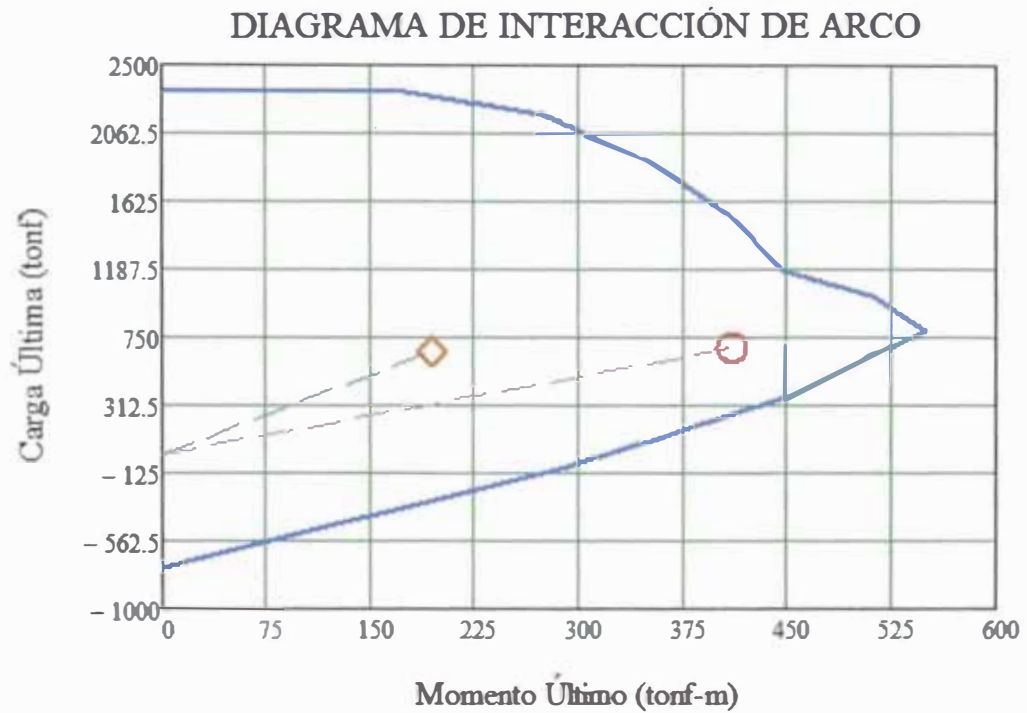


Figura 40. Diagrama de Interacción de Arco para el caso de Distribución de Péndolas Verticales en Zona de Arranque - Dirección transversal (Evento Extremo I).

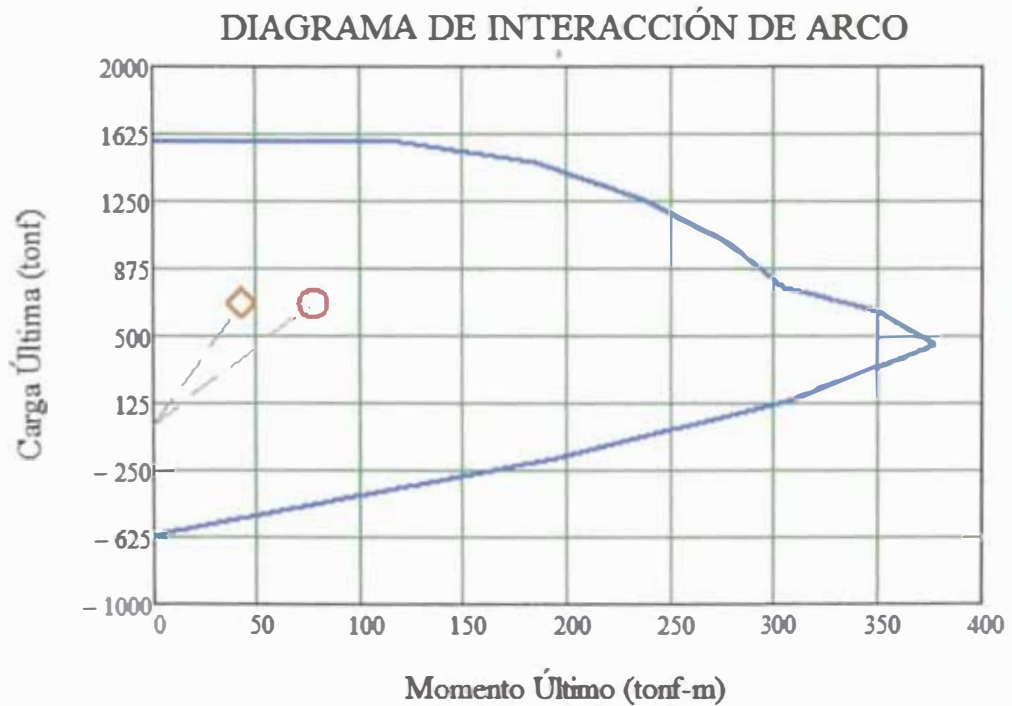


Figura 41. Diagrama de Interacción de Arco para el caso de Distribución de Péndolas Verticales en Zona central (Resistencia I).

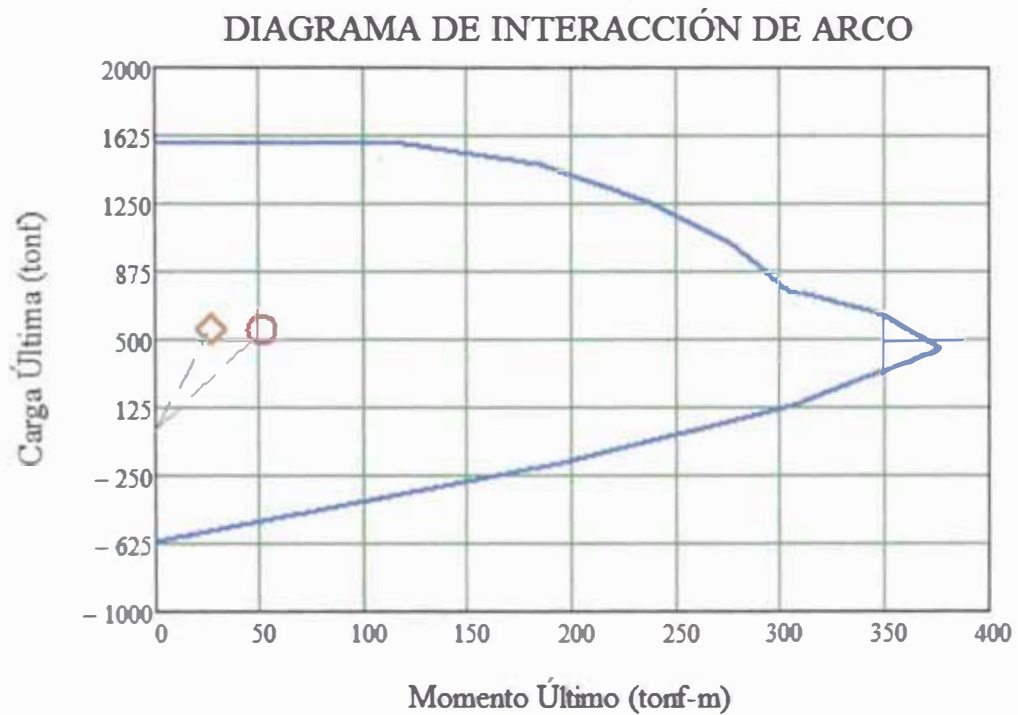


Figura 42. Diagrama de Interacción de Arco para el caso de Distribución de Péndolas Verticales en Zona central - Dirección longitudinal (Evento Extremo I).

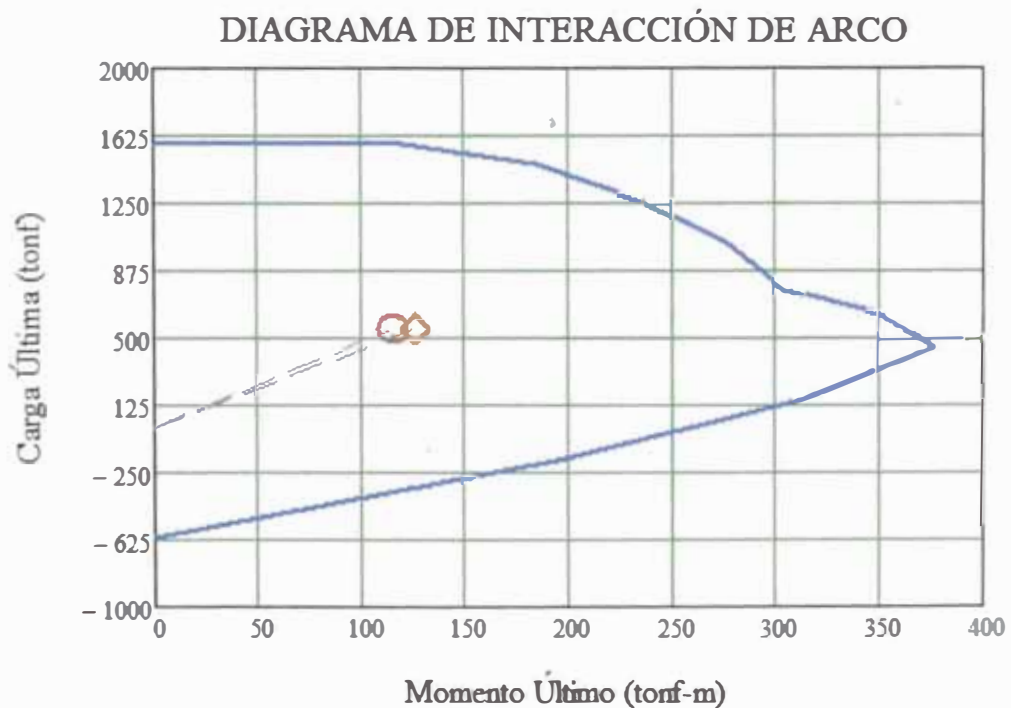


Figura 43. Diagrama de Interacción de Arco para el caso de Distribución de Péndolas Verticales en Zona central - Dirección transversal (Evento Extremo I).

DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN DE ARCO PARA EL CASO DE DISTRIBUCIÓN DE PÉNDOLAS NETWORK

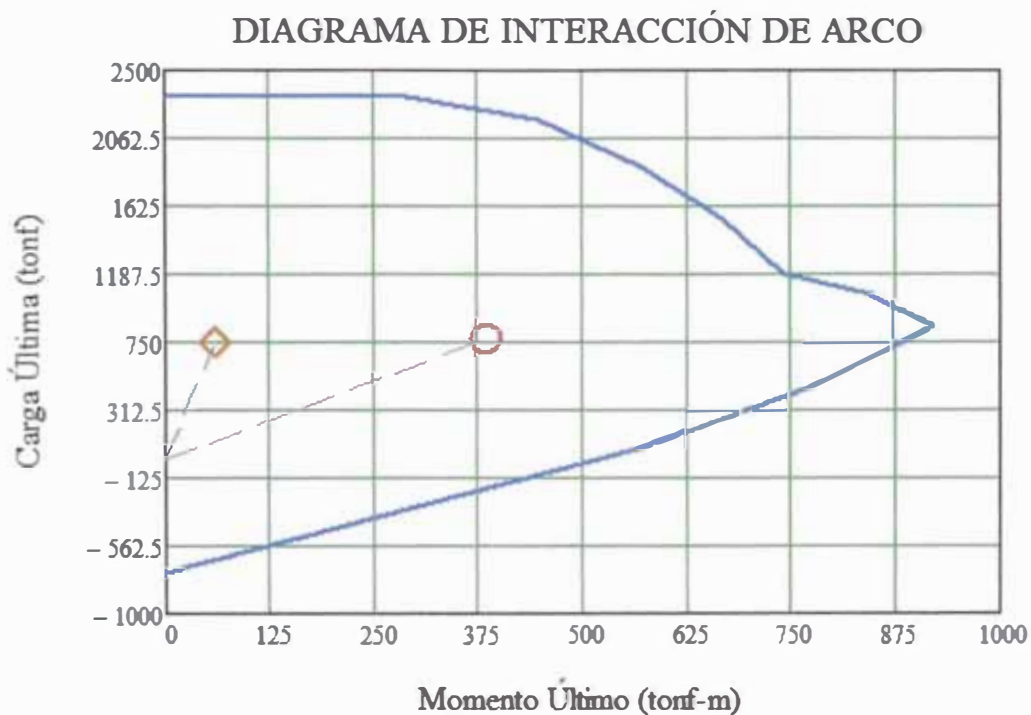


Figura 44. Diagrama de Interacción de Arco para el caso de Distribución de Péndolas Network en Zona de Arranque (Resistencia I).

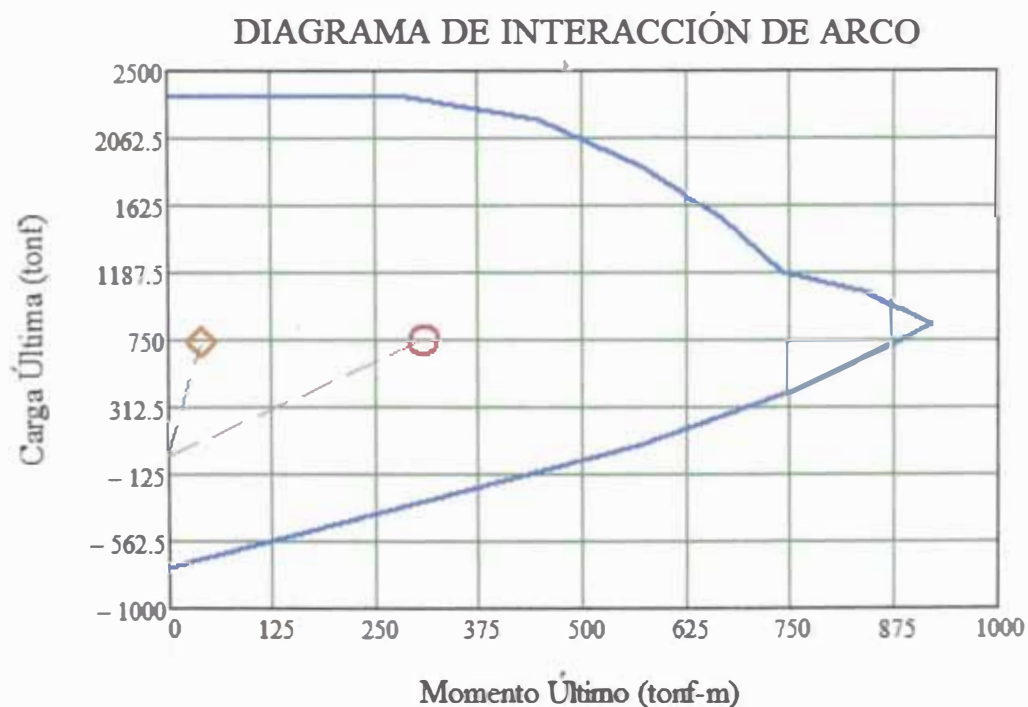


Figura 45. Diagrama de Interacción de Arco para el caso de Distribución de Péndolas Network en Zona de Arranque - Dirección longitudinal (Evento Extremo I).

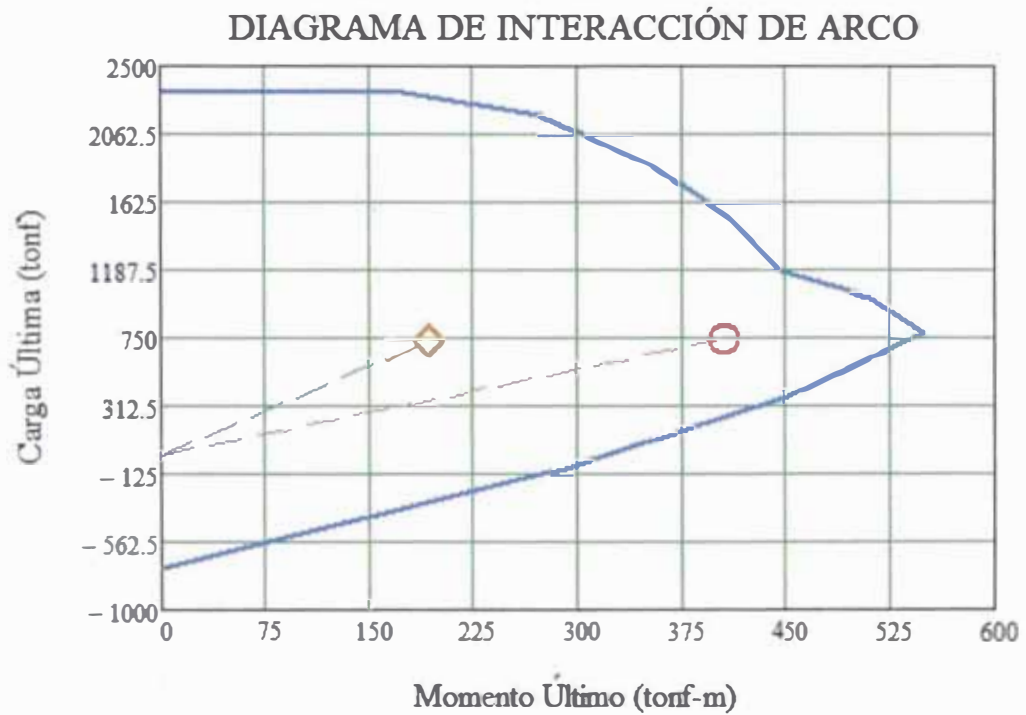


Figura 46. Diagrama de Interacción de Arco para el caso de Distribución de Péndolas Network en Zona de Arranque – Dirección transversal (Evento Extremo I).

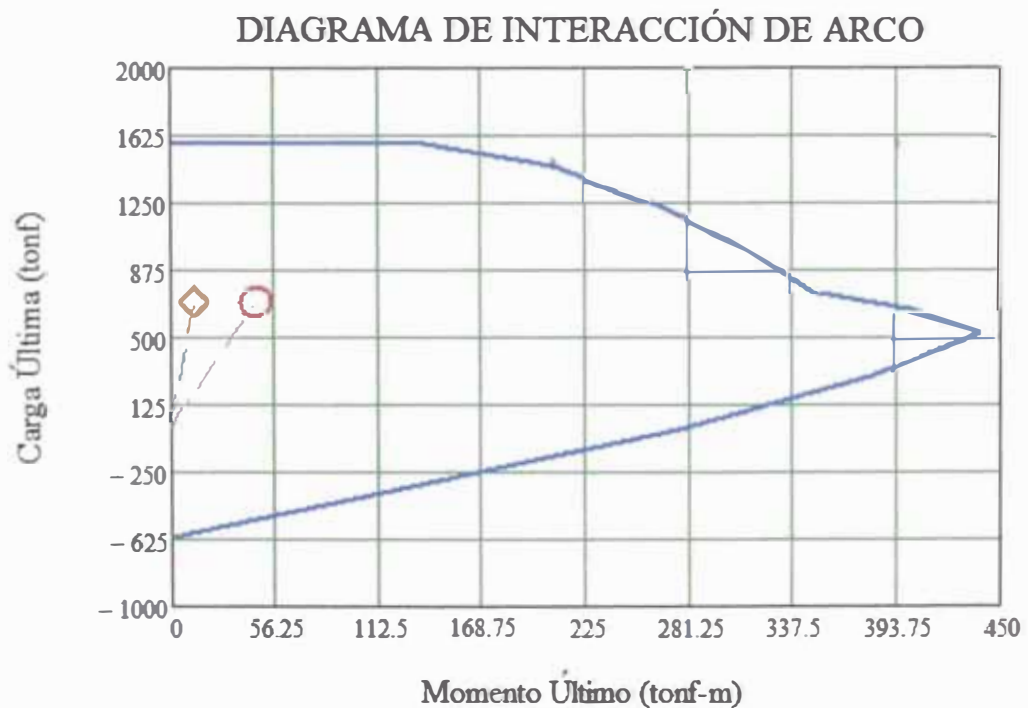


Figura 47. Diagrama de Interacción de Arco para el caso de Distribución de Péndolas Network en Zona central (Resistencia I).

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE ARCO

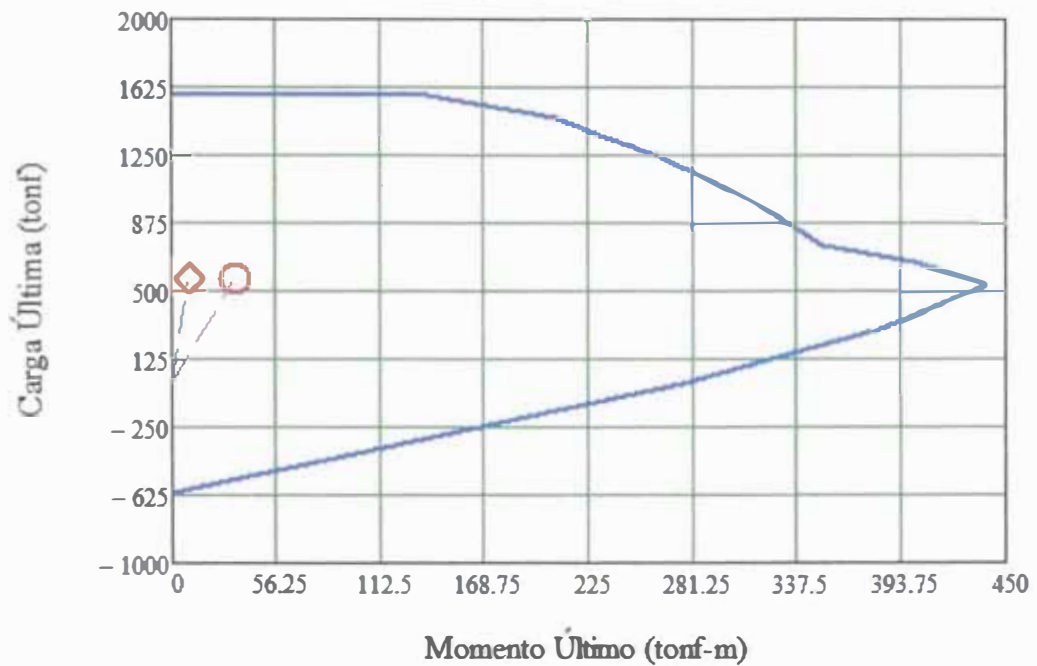


Figura 48. Diagrama de Interacción de Arco para el caso de Distribución de Péndolas Network en Zona central – Dirección longitudinal (Evento Extremo I).

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE ARCO

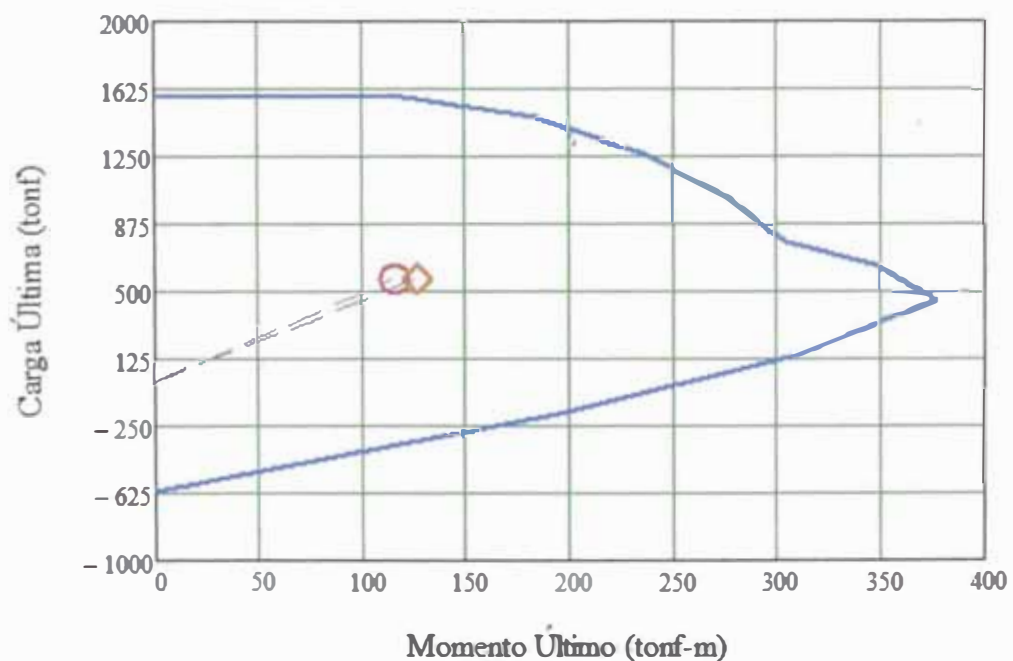


Figura 49. Diagrama de Interacción de Arco para el caso de Distribución de Péndolas Network en Zona central – Dirección transversal (Evento Extremo I).

4.5.3 VIGA TIRANTE

La viga tirante presenta un refuerzo longitudinal tal como lo indica la Figura 52, además se encuentra postensado con 60 cables de acero de postensar de 0.6", con una fuerza postensora efectiva de 960 ton, los centros de gravedad del tendón medidos desde el punto más bajo de la viga al centroide de la sección del tendón en la posición del centro de luz y extremos de viga son 200 mm y 955 mm respectivamente, tal como se muestra en la Figura 53.

Se ha realizado la verificación de la armadura longitudinal de la viga tirante, para ello se construyó un diagrama de interacción de la sección, ya que la viga tirante es un elemento sometido a flexotracción y se verifica con la combinación de carga de Resistencia I. Sin embargo de acuerdo al Reglamento AASHTO – LRFD para la verificación de la fuerza de Postensado se debe realizar con la Combinación de carga de Servicio I y Servicio III el cual controla los esfuerzos de compresión y tracción en las fibras extremas de la sección respectivamente.



Figura 50. Vista de las vigas longitudinales.

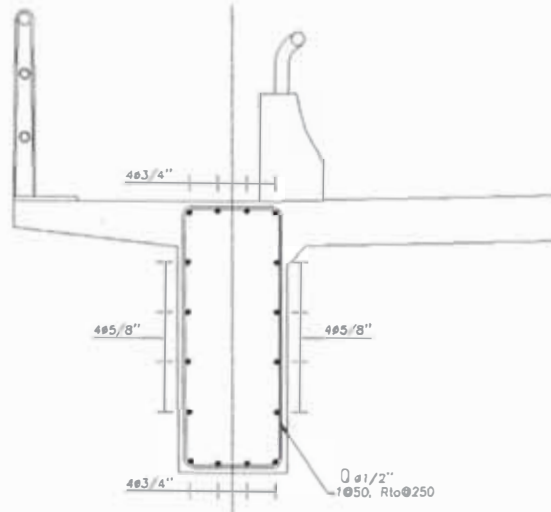


Figura 51. Distribución de Armadura de Refuerzo Longitudinal en Viga Tirante.

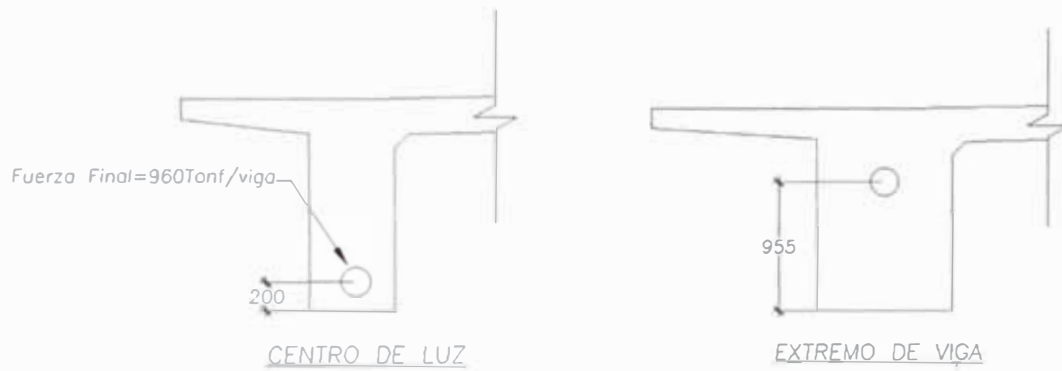


Figura 52. Vista en corte de sección de Viga Tirante.

Los esfuerzos de tracción y compresión en las fibras extremas para el elemento postensado deben estar dentro de los límites permisibles establecidos por la normativa AASHTO - LRFD.

Tabla N°14 – Límites de esfuerzos en concreto Pre - esforzado (Postensado) AASHTO - LRFD 2010.

Bridge Type	Location	Stress Limit
Other Than Segmentally Constructed Bridges	Tension in the Precompressed Tensile Zone Bridges, Assuming Uncracked Sections	
	• For components with bonded prestressing tendons or reinforcement that are subjected to not worse than moderate corrosion conditions	$0.19\sqrt{f'_c}$ (ksi)
	• For components with bonded prestressing tendons or reinforcement that are subjected to severe corrosive conditions	$0.0948\sqrt{f'_c}$ (ksi)
	• For components with unbonded prestressing tendons	No tension

Fuente: Tabla 5.9.4.2.2-1 AASHTO LRFD 2010.

Location	Stress Limit
• In other than segmentally constructed bridges due to the sum of effective prestress and permanent loads	$0.45f'_c$ (ksi)
• In segmentally constructed bridges due to the sum of effective prestress and permanent loads	$0.45f'_c$ (ksi)
• Due to the sum of effective prestress, permanent loads, and transient loads as well as during shipping and handling	$0.60 \phi_s f'_c$ (ksi)

Fuente: Tabla 5.9.4.2.1-1 AASHTO LRFD 2010.

DIAGRAMAS DE ESFUERZOS EN VIGA TIRANTE CON PÉNDOLAS VERTICALES (SERVICIO III)

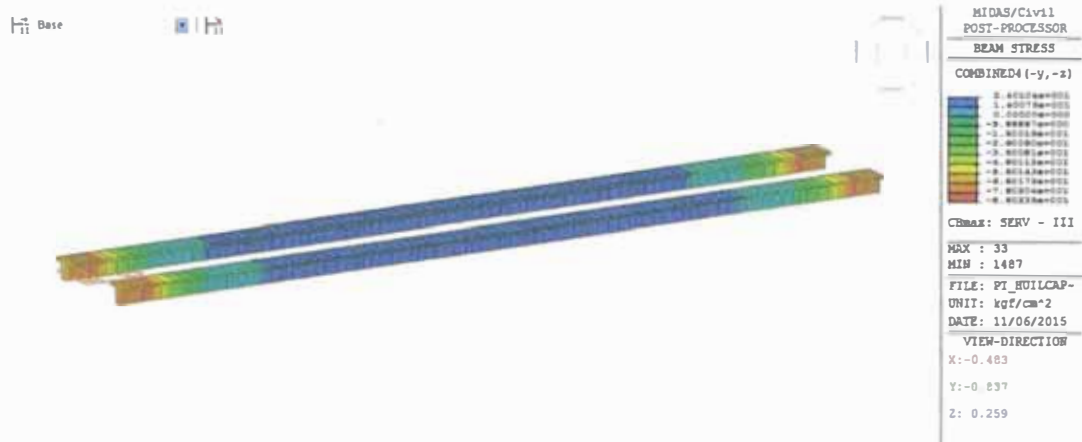


Figura 53. Esfuerzos en el concreto en la fibra inferior en viga tirante para el caso de péndolas verticales – Servicio III (kgf/cm²)

$$\sigma_{max} = 1.6\sqrt{f'c} = 1.6\sqrt{350} = 29.93 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\sigma_b = 24.01 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$Verifica: \sigma_{max} \geq \sigma_b$$

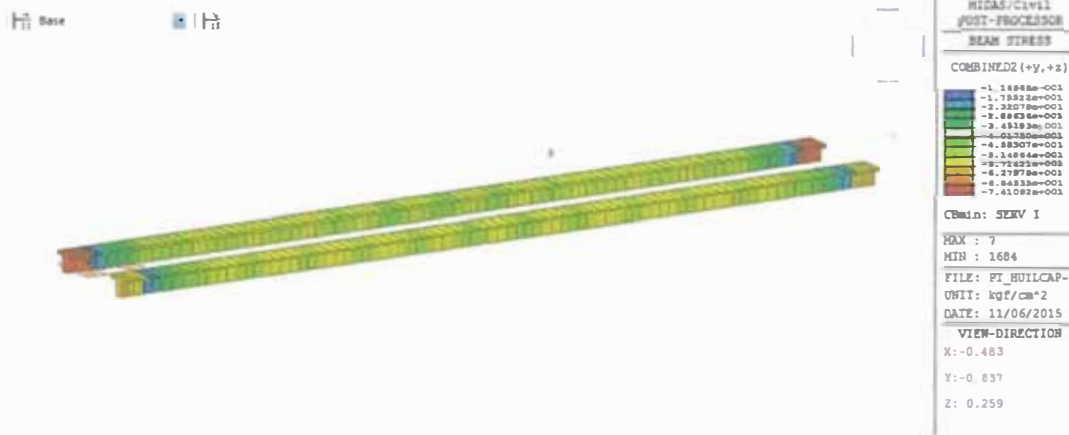


Figura 54. Esfuerzos en el concreto en la fibra superior en viga tirante para el caso de péndolas verticales – Servicio I (kgf/cm²)

$$\sigma_{max_c} = -0.45f'c = 0.45 * 350 = -157.5 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\sigma_t = -11.89 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$Verifica: \sigma_{max_c} \geq \sigma_t$$

DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN VIGA TIRANTE CON PÉNDOLAS NETWORK (SERVICIO III)

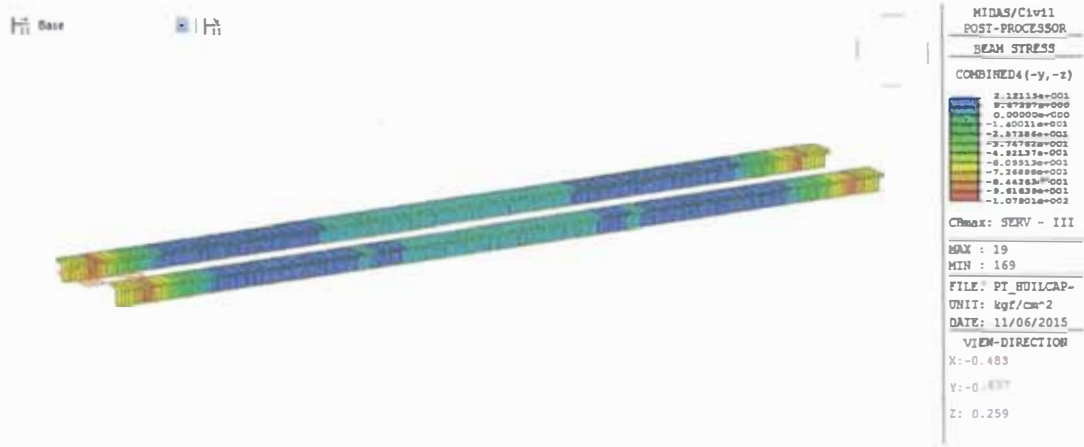


Figura 55. Esfuerzos en el concreto en la fibra inferior en viga tirante para el caso de péndolas Network – Servicio III (kgf/cm²)

$$\sigma_{max} = 1.6\sqrt{f'c} = 1.6\sqrt{350} = 29.93 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\sigma_b = 21.21 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$Verifica: \sigma_{max} \geq \sigma_b$$

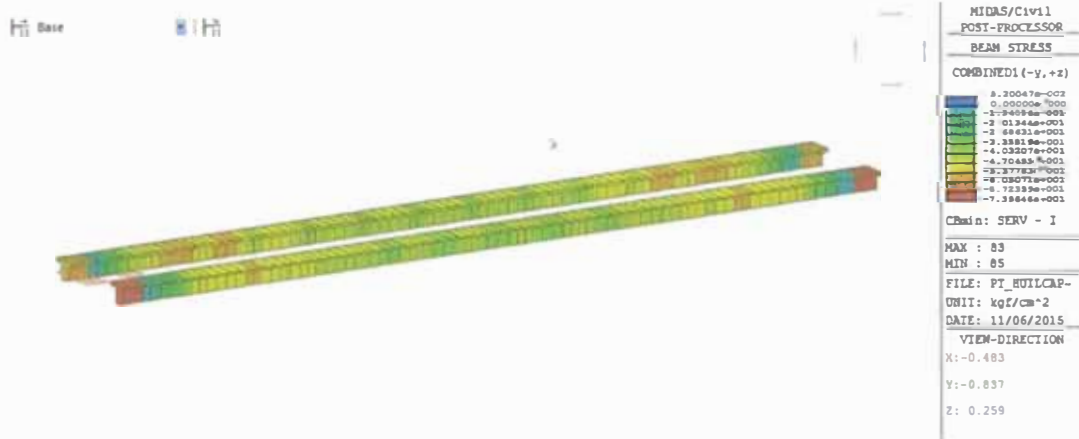


Figura 56. Esfuerzos en el concreto en la fibra superior en viga tirante para el caso de péndolas Network – Servicio I (kgf/cm²)

$$\sigma_{max} = -0.45f'c = 0.45 * 350 = -157.5 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\sigma_t = 0.052 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$Verifica: \sigma_{max} \geq \sigma_t$$

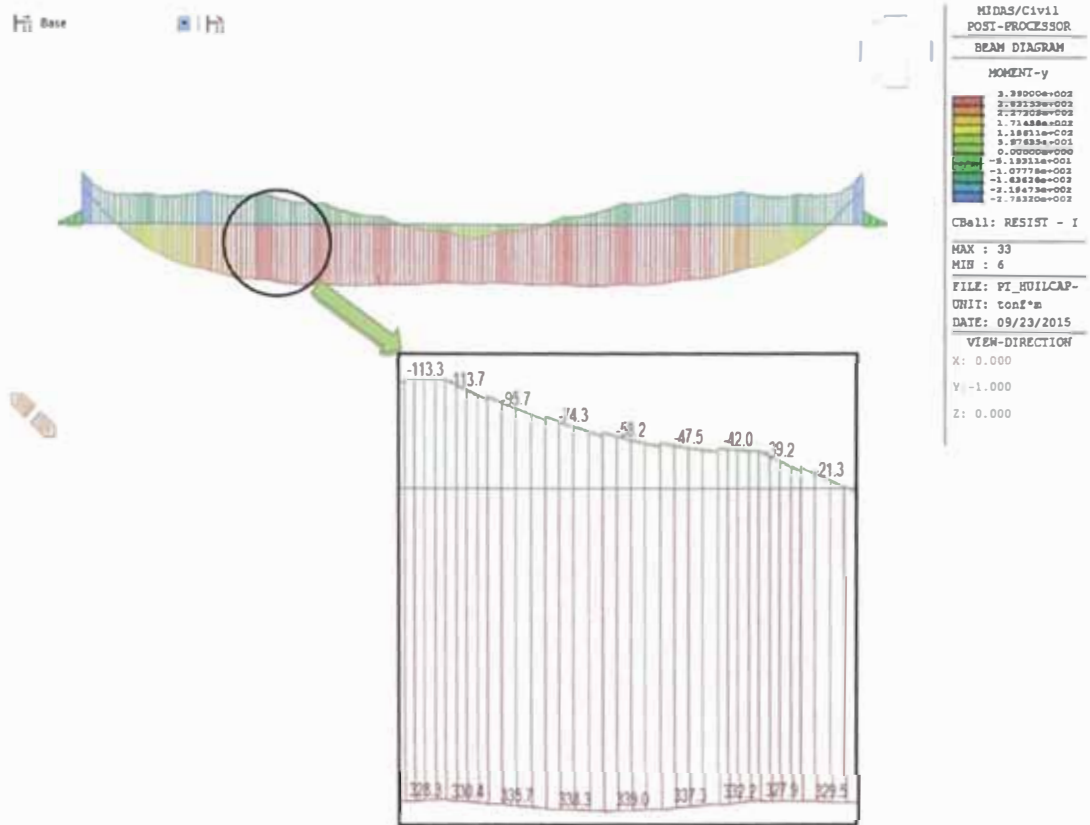


Figura 57. Diagrama de Momentos Flectores en Viga Tirante con Péndolas Verticales (Resistencia I)

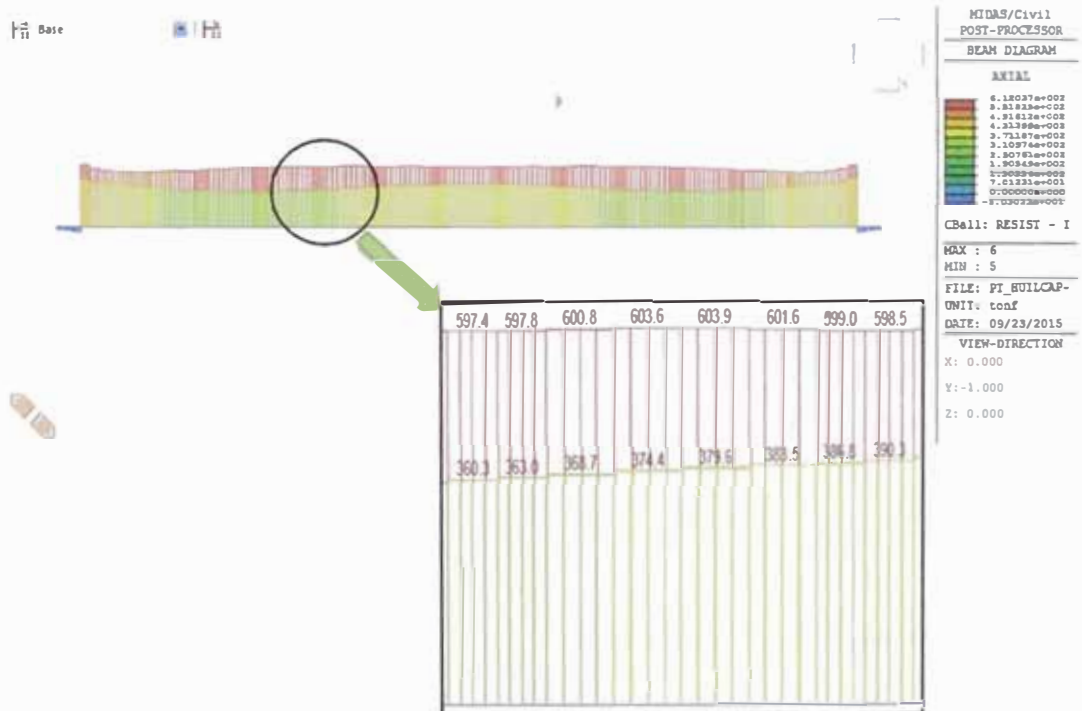


Figura 58. Diagrama de Fuerzas Axiales en Viga Tirante con Péndolas Verticales (Resistencia I)

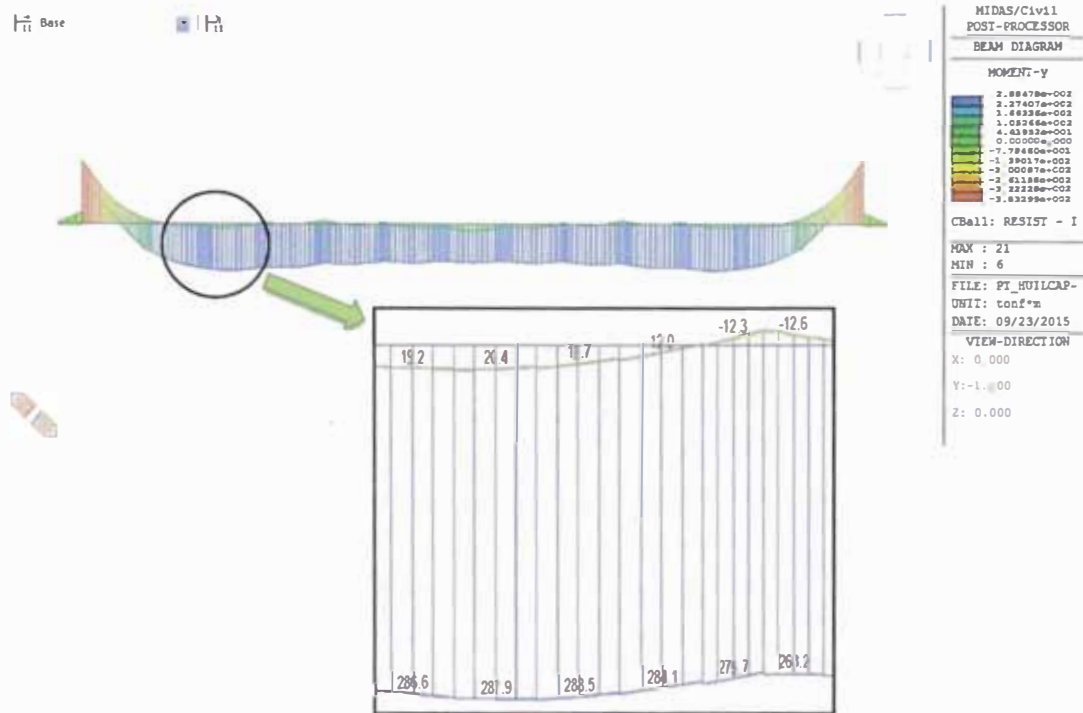


Figura 59. Diagrama de Momentos Flectores en Viga Tirante con Péndolas Network (Resistencia I)

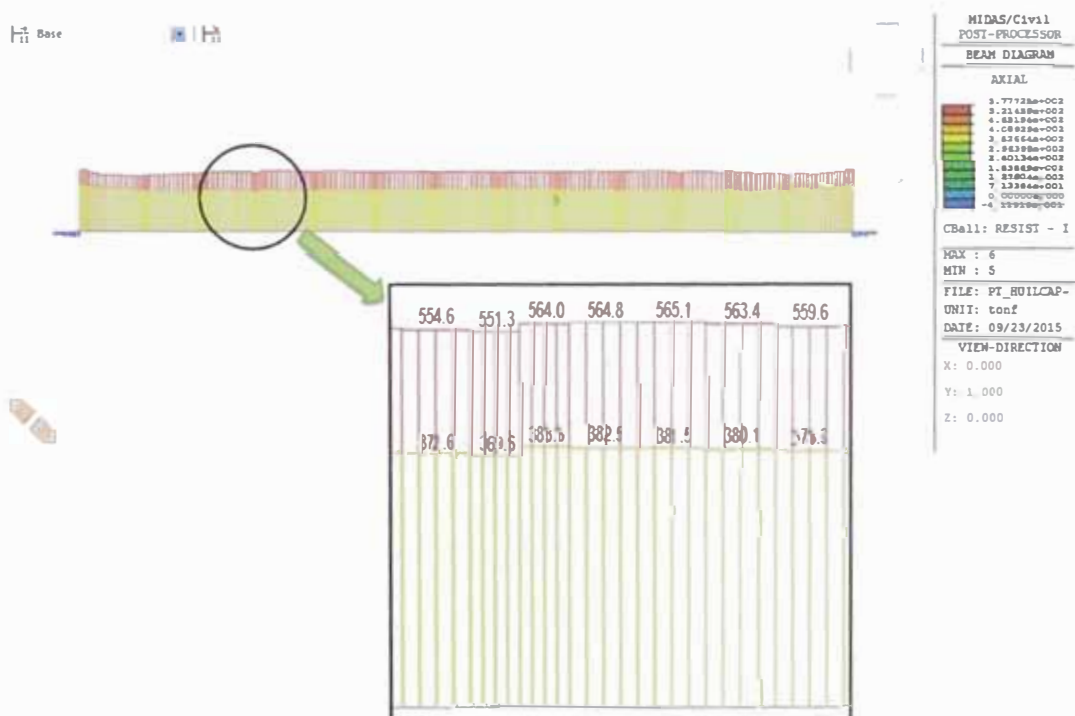


Figura 60. Diagrama de Fuerzas Axiales en Viga Tirante con Péndolas Network (Resistencia I)

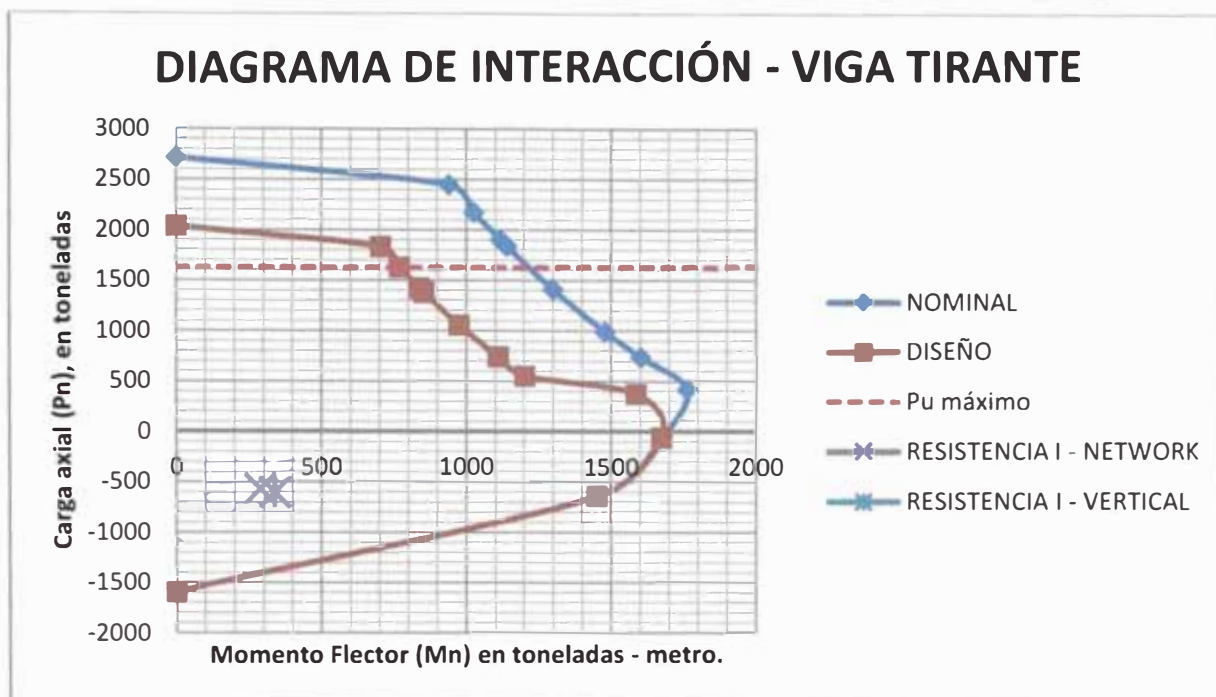


Figura 61. Diagrama de interacción de Viga Tirante.

De la Figura 61 podemos observar del diagrama de interacción de la viga tirante, tanto para el sistema Network como el de péndolas verticales, la sección es capaz de resistir las sollicitaciones para la combinación de Resistencia I los dos sistemas de distribución de péndolas.

$$Mr = \phi Mn$$

Mr: Momento resistente (tonf-m).

Mn: Momento nominal (tonf-m).

4.6 COMPARACIÓN DE SISTEMAS DE PUENTES EN ARCO

Para el análisis se ha procedido a establecer entre ambos sistemas una comparación, para ello se ha empleado distintas luces de puentes en ambos sistemas péndolas, a lo cual se ha establecido una similitud en la cantidad de barras a usar para cada sistema, tanto para las de tipo Network así como en las de configuración vertical, con la finalidad de obtener resultados relevantes.

Tabla N°15 – Cuadro resumen de metrado de barras en péndolas para ambos sistemas.

LONGITUD DEL PUENTE (m)	TIPO	METRADO			
		N° barras x péndola	Long. de barras (m)	Área de barra (cm ²)	Volumen (m ³)
70.00	VERTICAL	2	520.00	10.18	0.5293
	NETWORK	1	564.60	10.18	0.5747
80.00	VERTICAL	2	680.00	10.18	0.6922
	NETWORK	1	743.26	10.18	0.7566
90.00	VERTICAL	2	861.28	10.18	0.8767
	NETWORK	1	927.87	10.18	0.9445

En el análisis se ha observado el efecto de la carga móvil en el arco, obteniéndose resultados de las comparaciones de ambos sistemas que se presentan en gráficas.

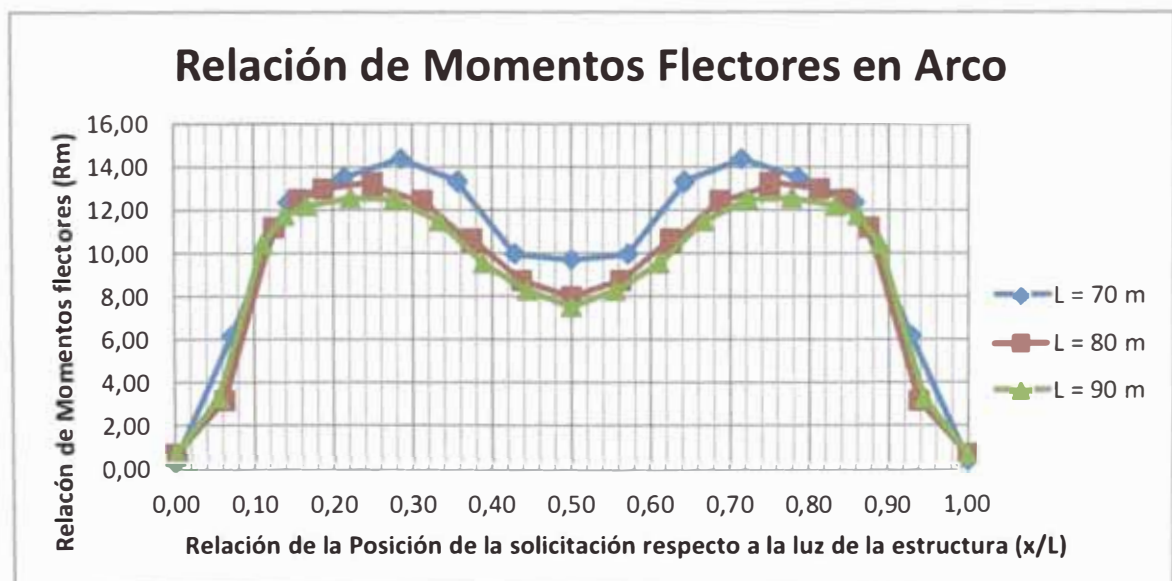


Figura 62. Relación de Momentos en Arco ($R_m = M_{\text{verticales}}/M_{\text{network}}$) producido por la carga viva respecto a la luz de la estructura.

De la figura 62 se muestra una mayor relación de los momentos actuantes en el rango de 0.20 a 0.30 de la luz del puente, estableciéndose una relación de momentos para Péndolas verticales y Network, con valores de relación de momentos flectores de 12 a 15, siendo los momentos flectores para el sistema de péndolas verticales mayores a los del sistema Network.

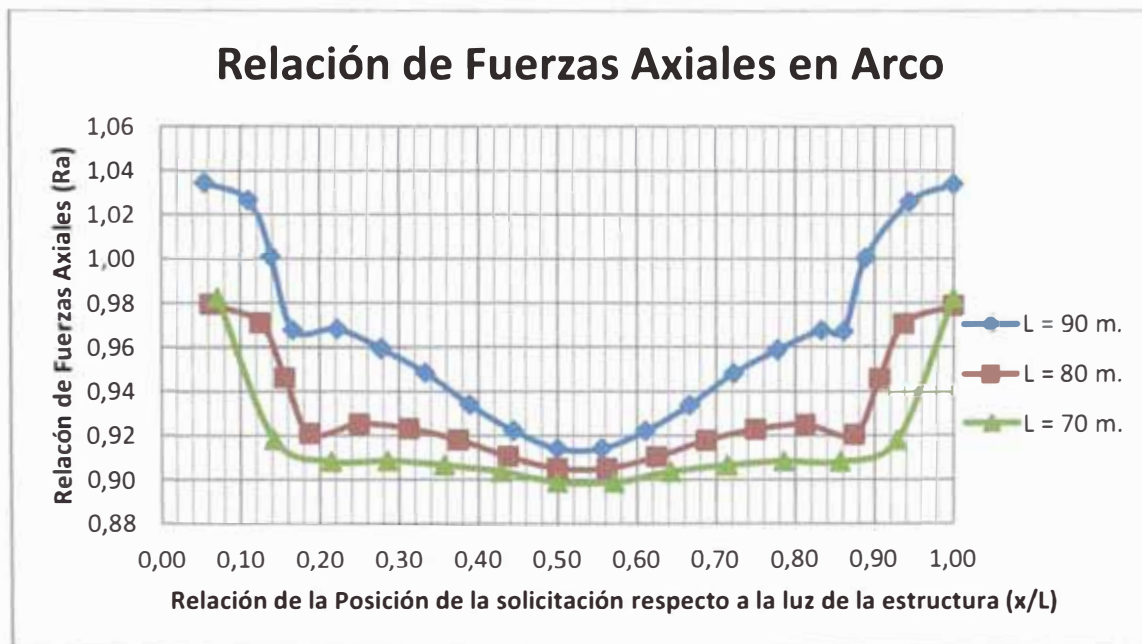


Figura 63. Relación de Fuerzas axiales en Arco ($R_a = F_{\text{verticales}}/F_{\text{network}}$) producido por la carga viva respecto a la luz de la estructura.

En la figura 63 se observa las Fuerzas axiales que relacionan ambos sistemas respecto a la luz de la estructura, no guardan variación significativa, ya que se presentan casi constantes a lo largo del elemento.

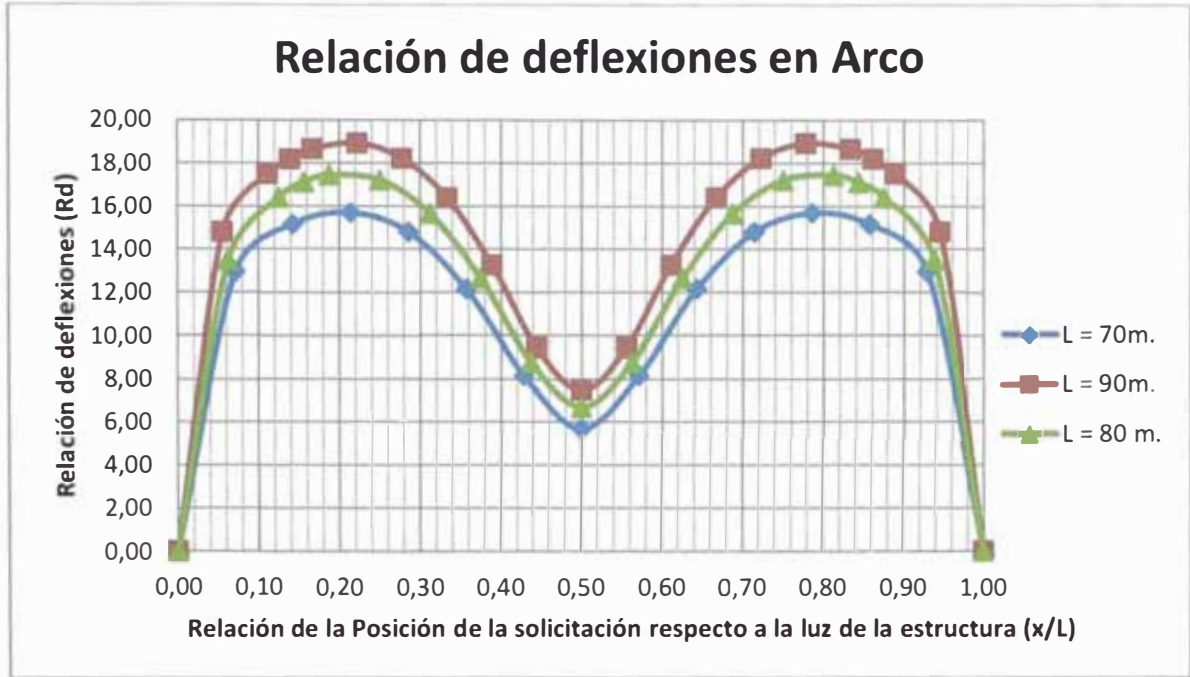


Figura 64. Relación de Deflexiones en Arco ($R_d = D_{\text{verticales}}/D_{\text{network}}$) producido por la carga viva respecto a la luz de la estructura.

De la gráfica que relacionan las deflexiones para ambos sistemas, péndolas verticales como péndolas Network, la zona de mayor crecimiento se encuentra entre el 0.15 a 0.30 de la luz total, con valores de relación de deflexiones entre 15 a 19, siendo las deflexiones del sistema de péndolas verticales mayores al de péndolas Network.

CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

- a. Con el análisis por fatiga de las péndolas realizado al Puente Huillcapampa se puede observar que en las péndolas Network, el rango de esfuerzos es aproximadamente el doble que las péndolas verticales, esto es debido a que la variación de carga se relaciona con el número de barras que guardan la misma proporción, a pesar de ello el rango de esfuerzos en las péndolas para ambos sistemas se encuentra debajo de los límites que permite la aceptación del diseño.
- b. En las verificaciones del arco para el Puente Huillcapampa sometidas a solicitaciones por Resistencia I, así como los efectos sísmicos para el caso de Combinación de carga Evento Extremo I, la armadura longitudinal es suficiente para resistir los efectos de las solicitaciones, lo cual es corroborado en los diagramas de interacción.
- c. En la verificación de la armadura longitudinal de la viga tirante del Puente Huillcapampa se llega a la conclusión que no presenta significativa variación entre sistemas ante las solicitaciones para el caso de Resistencia I, por lo que para ambos casos la distribución de la armadura es capaz de resistir las solicitaciones mencionadas.
- d. En la verificación del postensado de la viga tirante del Puente Huillcapampa, se ha observado que la fuerza postensora es suficiente para que los esfuerzos en las fibras extremas cumplan los límites permitidos por la norma AASHTO – LRFD 2010.
- e. La relación de deflexiones debido a las solicitaciones por carga viva para los sistemas de péndolas verticales como Network, varían en un rango de 15 a 19 veces, siendo el de sistema Network el que presenta menores deflexiones.

- f. Después de haber comparado distintas luces de puentes para ambos sistemas de distribución de péndolas, se puede concluir que el tener una configuración de péndolas Network nos brinda buenos beneficios, ya que por la inclinación de sus péndolas nos ofrece una mejor distribución de las cargas. Esto se ve reflejado en las gráficas comparativas del acápite 4.6, observándose que para la configuración Network los momentos flectores, por ejemplo, son menores que los del sistema de péndolas verticales, por lo que permite una optimización de la sección a emplear tanto para el arco como viga tirante.
- g. No existe un sistema que sea mejor que otro, si bien es cierto que se puede conseguir mejor respuesta por parte de la estructura empleando el sistema Network, pero la trabajabilidad en obra sigue siendo un tema de estudio, debido a que se requiere de un análisis más minucioso, como es el caso de la secuencia de tensado de las barras durante la colocación en obra.

5.2 RECOMENDACIONES

- a. No se ha elaborado un análisis del postensado, debido a que en el análisis se emplearían otros efectos como es el caso de la relajación de los cables de postensado, las pérdidas a largo plazo del presfuerzo, así como el flujo plástico (Creep) y la retracción de fraguado (Shrinkage) en el concreto, los cuales no son materia de investigación del presente informe.
- b. En la verificación del diseño de los arcos no se ha considerado el pandeo, así como los efectos de segundo orden, por lo que se recomienda realizar este análisis como parte del diseño.
- c. De manera adicional se recomienda analizar la losa, ante posibles esfuerzos y deflexiones que se presenten, debido a que pueda necesitar postensado transversal si así lo requiriese.

- d. El empleo de perfiles de acero dentro de la estructura es una alternativa a evaluar, ya que posee un peso mucho menor que el concreto, por lo que tendría un mejor desempeño ante eventos sísmicos.

BIBLIOGRAFÍA

- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Fifth Edition, 2010.
- Brunn, B. and Schanack, F. (2003). *"Calculation of a double track railway network arch bridge applying the European standards"*. Graduation Master thesis at TU-Dresden. Agosto 2003.
- Manual de diseño de puentes, MTC, Dirección General de Caminos y Ferrocarriles, 2003.
- Millanes. F., Ortega M., Nebreda J. *"Design and Construction of Composite Tubular Arches with Network Suspension System: Recent Undertakings and Trends"*. Journal of Civil Engineering and Architecture, ISSN 1934-7359, USA. Volume 5, No. 3 (Serial No. 40), pág. 191-214. Marzo 2011.
- Recommendations for Stay Cable Design, Testing, and Installation. PTI DC45.1-12.
- Tveit. P., Brunn. B., Chan. M., Graße. W., Millanes. F., Ortega. M., Presland. R., Lee. R., Šašek. L., Schanack. F., Steere. P., Wollmann. G., Zoli. T. *"Systematic Thesis on Network Arches. 2013"*.
- Tveit, P. *"The Network Arch"*. Bits of Manuscript in March 2014 after Lectures in 50 Countries. 2014.
- Tveit, P. *"Genesis And Development Of The Network Arch Concept"*. Contribution to NSBA World Steel Bridge Symposium in San Antonio, USA. Noviembre 2009.