

**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL COMAHUE  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**



Proyecto Integrador Profesional

**“ANÁLISIS DEL FENÓMENO DE PANDEO EN PUENTES  
ATIRANTADOS DE ARCO METÁLICO PEATONALES TIPO  
NETWORK SUJETOS A CARGAS ESTÁTICAS”**

Presentado por:

**EZEQUIEL ANDRÉS FERNÁNDEZ**

Para obtener el título de grado de:

**INGENIERO CIVIL**

Director: Ing. Fernando Neuberger

Co-Directora: Dra. Ing. Rossana Claudia Jaca

Neuquén, 7 de noviembre de 2025

# **ANÁLISIS DEL FENÓMENO DE PANDEO EN PUENTES ATIRANTADOS DE ARCO METÁLICO PEATONALES TIPO NETWORK SUJETOS A CARGAS ESTÁTICAS**

Autor: Ezequiel Andrés Fernández

Director: Ing. Fernando Neubaner

Co-Directora: Dra. Ing. Rossana Claudia Jaca

## **RESUMEN**

Palabras clave: Puentes peatonales, Network Arch, pandeo, análisis no lineal, estabilidad estructural

En el presente trabajo de investigación se aborda el análisis del fenómeno de pandeo en puentes peatonales metálicos tipo Network sujetos a sobrecargas de uso estáticas. El estudio se desarrolló mediante la simulación numérica de un puente tipo Network con el programa de elementos finitos SAP2000, versión 21.2.0, siguiendo la secuencia de análisis propuesta por la normativa europea EN 1993-1-6 (CEN, 2007).

El trabajo se inició con modelos simplificados, con el fin de desarrollar y validar la metodología de modelado, además de reconocer las limitaciones numéricas del programa de cálculo. Este enfoque permitió obtener resultados preliminares y realizar una evaluación crítica de las hipótesis iniciales y de los resultados alcanzados. Dichos estudios sentaron las bases de la metodología adoptada.

Posteriormente, se llevó a cabo el predimensionamiento del puente peatonal conforme al marco normativo argentino (CIRSOC de segunda generación) y a las especificaciones internacionales (AASHTO). Se consideró únicamente la carga del viento y la sobrecarga peatonal, distribuida en distintos patrones, identificándose que la aplicada a lo largo de toda la luz resultó la más desfavorable. Asimismo, se determinó que la distribución y el nivel de pretensión de las riendas constituyen aspectos de gran importancia en este tipo de estructuras. Se observó también que el entramado de riendas mejora significativamente la respuesta del puente frente a cargas asimétricas. Seguidamente, se efectuó el análisis de estabilidad estructural del modelo completo.

Los resultados evidencian la necesidad de incorporar análisis no lineales en el diseño y evaluación de puentes peatonales sobre todo en los de tipo Network. Se observó que los factores de pandeo lineales tienden a sobrestimar la capacidad de la estructura, por lo que no siempre representan un criterio conservador de seguridad. Asimismo, se resalta la importancia de considerar la no linealidad del material en los análisis próximos a la inestabilidad. Finalmente, se destaca que el pandeo constituye un estado límite último y que su estudio resulta una herramienta esencial para detectar puntos débiles y estimar márgenes de seguridad con mayor precisión.

# **ANALYSIS OF THE BUCKLING PHENOMENON IN STEEL PEDESTRIAN NETWORK ARCH CABLE-STAYED BRIDGES UNDER STATIC LOADS**

Author: Ezequiel Andrés Fernández

Advisor: Eng. Fernando Neubaner

Co-Advisor: Dr. Eng. Rossana Claudia Jaca

## **ABSTRACT**

Keywords: Pedestrian bridges, Network Arch, buckling, nonlinear analysis, structural stability

This research work addresses the analysis of the buckling phenomenon in steel pedestrian network arch bridges under static loads. The study was carried out through numerical simulation of a network arch bridge using the finite element software SAP2000, version 21.2.0, following the analysis sequence proposed by the European standard EN 1993-1-6 (CEN, 2007).

The study began with simplified models to develop and validate the modeling methodology, as well as to identify the numerical limitations of the software. This approach allowed obtaining preliminary results and performing a critical assessment of the initial assumptions and the outcomes achieved. These studies laid the foundation for the analysis method.

Subsequently, the preliminary design of the pedestrian bridge was conducted according to the Argentine regulatory framework (CIRSOC, second generation) and international specifications (AASHTO). Only wind load and pedestrian live loads were considered, applied under different distribution patterns. The load distributed throughout the entire span was identified as the most critical. It was also determined that the distribution and level of prestressing in the hangers are key aspects in this type of structure. Additionally, it was observed that hanger arrangement improves significantly the bridge's response under asymmetric loads. Then, a structural stability analysis of the complete model was performed.

The results highlight the necessity of incorporating nonlinear analyses in the design and evaluation of pedestrian bridges, especially those of the Network-type. Linear buckling factors tend to overestimate structural capacity and may not always provide a conservative safety criterion. Moreover, considering material nonlinearity in analyses near instability is emphasized. Finally, it should be considered that buckling is identified as an ultimate limit state, and its study proves to be an essential tool for detecting weak points and estimating safety margins with better accuracy.

## **AGRADECIMIENTOS**

Quiero expresar mi agradecimiento a mi familia y amigos por su constante apoyo a lo largo de estos años de estudio.

Agradezco especialmente al Ing. Guillermo Malga, por su desinteresada colaboración al revisar el informe y compartir sus comentarios, y al Ing. Carlos Pérez, por su apoyo y consideración, que me permitieron dedicar el tiempo necesario para este trabajo.

Asimismo, extiendo mi agradecimiento al Ms. Ing. Hugo Donini, profesor de la Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco, cuyo aporte inicial resultó fundamental para orientar la elaboración de esta tesis.

Por último, realizo una mención especial a la Dra. Ing. Rossana Jacca, Co-Directora del proyecto, quien estuvo presente durante todo el proceso de desarrollo de la tesis, brindando su permanente acompañamiento y orientación.

# INDICE GENERAL

INDICE GENERAL .....	IV
1. CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN .....	1
1.1. FUNDAMENTACION DE LA PROBLEMÁTICA.....	1
1.2. OBJETIVOS.....	1
1.3. METODOLOGIA.....	2
1.4. ORGANIZACIÓN DE LA TESIS .....	2
2. CAPITULO 2: MARCO TEÓRICO .....	4
2.1. ESTABILIDAD ESTRUCTURAL .....	4
2.2. ANÁLISIS NO LINEAL.....	4
2.3. PANDEO.....	6
2.3.1. Pandeo Lineal .....	6
2.3.2. Pandeo No Lineal .....	7
2.4. TRAYECTORIAS DE EQUILIBRIO .....	7
2.5. MÉTODOS NUMÉRICOS DE RESOLUCIÓN.....	9
2.6. ARCOS.....	12
2.6.1. Definiciones.....	12
2.6.2. Tipología.....	14
2.6.3. Inestabilidad en Arcos Metálicos .....	15
2.6.4. Factores que influyen en la inestabilidad .....	16
2.6.5. Consideraciones para el diseño de puentes de arcos metálicos.....	17
2.7. PUENTES EN ARCO ATIRANTADOS METÁLICOS.....	17
2.7.1. Puentes con tensores verticales .....	18
2.7.2. Puentes Tipo Nielsen.....	20
2.7.3. Puentes Tipo Network .....	21
2.7.3.1. Arcos.....	23
2.7.3.2. Distribución de tensores .....	23
3. CAPITULO 3: ESTUDIOS PRELIMINARES.....	25
3.1. Metodología.....	25
3.2. Modelo 1: Barra vertical en condición empotrada-libre.....	25
3.3. Modelo 2: Arco compuesto por dos barras rectas articuladas en el nodo central. 35	
3.3.1. Análisis de sensibilidad del mallado .....	44

3.4.	CONCLUSIONES DE LOS ESTUDIOS PRELIMINARES .....	45
4.	CAPITULO 4: DIMENSIONAMIENTO DEL PUENTE PEATONAL .....	47
4.1.	ALCANCE .....	47
4.2.	CUERPO NORMATIVO .....	47
4.2.1.	Consideraciones generales.....	47
4.2.2.	Normativas consideradas.....	48
4.3.	MODELO .....	49
4.3.1.	Geometría del Puente.....	49
4.3.2.	Descripción del modelo .....	49
4.3.3.	Materiales .....	51
4.3.4.	Secciones .....	52
4.4.	COMBINACIONES DE CARGAS .....	54
4.4.1.	Combinaciones de resistencia.....	55
4.4.2.	Combinaciones de Servicio .....	56
4.5.	CARGAS.....	56
4.5.1.	Cargas Permanentes (DC) .....	56
4.5.2.	Sobrecarga de Uso .....	57
4.5.2.1.	Carga vehicular (LL) .....	57
4.5.2.2.	Carga ecuestre (LL).....	57
4.5.2.3.	Carga peatonal (PL).....	58
4.5.3.	Carga de pretensión en las péndolas (TENS).....	61
4.5.4.	Carga de Viento (WS) .....	62
4.6.	VERIFICACION DE LA ESTRUCTURA .....	66
4.6.1.	Verificación de resistencia.....	66
4.6.2.	Verificación en servicio.....	67
4.6.3.	Verificación de tensiones.....	69
5.	CAPITULO 5: ANÁLISIS DEL PUENTE COMPLETO .....	71
5.1.	METODOLOGÍA.....	71
5.2.	RESULTADOS .....	71
5.2.1.	Análisis de bifurcación elástico lineal (LBA) .....	71
5.2.2.	Análisis no lineal geométrico elástico con imperfecciones (GNIA) .....	73
5.2.3.	Análisis no lineal material (MNA) .....	78
5.3.	DISCUSION DE RESULTADOS.....	83

6.	CAPITULO 6: CONCLUSIONES .....	85
A.	ANEXO A: TABLAS REGLAMENTO CIRSOC 801-2019 .....	89
B.	ANEXO B: ESCALA DE BEAUFORT .....	90
C.	ANEXO C: TABLA CON LAS COMBINACIONES DE CARGA .....	91
	BIBLIOGRAFIA .....	92

# 1. CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN

## 1.1. FUNDAMENTACION DE LA PROBLEMÁTICA

Los puentes peatonales, en su gran mayoría ubicados en entornos urbanos, tienden a ser estructuras muy livianas y esbeltas. Además, a diferencia de otros tipos de puentes, en muchas ocasiones, deben cumplir con criterios estéticos más exigentes que pueden llevar a diseños poco convencionales. Los puentes tipo Network, debido a su óptimo comportamiento estructural y su innovador entramado de tensores, resultan en estructuras esbeltas y visualmente agradables. Sumado a lo anterior, su ligereza comparada con otras tipologías resulta en equipos de montajes más livianos -que, en entornos urbanos en los cuales los espacios son reducidos- es una gran ventaja.

Las investigaciones realizadas referidas a los puentes en arco tipo Network se centran, principalmente, en puentes viales o ferroviarios de gran longitud (más de 100m). A su vez, los artículos y normativas referentes a puentes peatonales, sin bien son abundantes, hacen muy escasa referencia a puentes tipo Network.

Una gran limitante, no solo de los puentes tipo Network sino de la tipología de puentes en arco, es la distribución de las cargas en la estructura. Esta puede generar importantes cambios en el funcionamiento que deriven en problemas de inestabilidad. Particularmente la elevada relación de la carga viva con referencia la carga muerta, típica en puentes peatonales u otras estructuras livianas y puentes ferroviarios, pone de relieve su importancia en el análisis de estabilidad estructural, distribución y características de las mismas.

## 1.2. OBJETIVOS

El objetivo principal del Proyecto Integrador Profesional es analizar el comportamiento del fenómeno de pandeo en puentes atirantados de arco metálico peatonales tipo Network sujeto a cargas estáticas. Como objetivos específicos se mencionan:

- Estudiar y difundir la tipología de puentes en arco tipo Network.
- Aportar conocimiento al campo de estudio de puentes peatonales.
- Adquirir experiencia en la utilización e interpretación de resultados en software de Elementos Finitos.
- Analizar el comportamiento estructural de los puentes en arco tipo Network frente a potenciales imperfecciones geométricas.
- Identificar potenciales mecanismos de falla a colapso de la estructura.
- Identificar cómo afecta la configuración de tensores al fenómeno de pandeo

### 1.3. METODOLOGIA

El proyecto consistirá en la simulación numérica de un puente peatonal tipo Network para estudiar el comportamiento de la estructura frente al fenómeno de pandeo. Para alcanzar el objetivo propuesto se plantea la siguiente metodología:

1. Definición de la geometría del puente en estudio determinando la longitud del puente, sección, altura e inclinación de los arcos y distribución de los tensores en el plano del mismo en función de las recomendaciones realizadas en la bibliografía disponible.
2. Definición de las cargas conforme a la reglamentación vigente para puentes peatonales.
3. Realización del análisis estructural.
4. Identificación de las variables claves en el comportamiento estructural ante el fenómeno de pandeo. Análisis de resultados y elaboración de conclusiones y recomendaciones.

El análisis se realizará mediante el software de elementos finitos SAP2000 versión 21.2.0. Se propone realizar una secuencia de análisis de complejidad progresiva. Para ellos se adopta el enfoque planteado por la normativa europea EN 1993-1-6 (CEN, 2007), aplicable a cáscaras de acero:

A continuación, se resume la secuencia de análisis propuesta:

- Análisis de bifurcación elástico lineal (LBA).
- Análisis no lineal geométrico elástico (GNA).
- Análisis no lineal material (MNA).
- Análisis no lineal geométrico elástico con imperfecciones (GNIA).
- Análisis no lineal material y geométrico con imperfecciones (GMNIA).

### 1.4. ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

El Proyecto Integrador Profesional (PIP) se divide en seis (6) capítulos y cuatro (4) anexos. El capítulo 1 expone la fundamentación de la problemática y se presenta un resumen del trabajo.

En el capítulo 2 se realiza una breve introducción teórica a los conceptos que se utilizarán en el desarrollo del trabajo. Por otro lado, en el capítulo 3 se plantean los estudios preliminares. En esta sección se desarrolla el estudio de estabilidad por modelos más simples. A partir del análisis de estos modelos, se pretende identificar las condiciones de análisis relevantes que se aplicarán al modelo del puente completo, además de interpretar los fenómenos que puedan surgir. Esto permite llevar a cabo un análisis crítico sobre el impacto de cada paso en el proceso de análisis estructural.

En el capítulo 4 se presenta el predimensionamiento del puente peatonal. Aquí se indican claramente los alcances del dimensionamiento, y se realiza un análisis detallado del marco normativo en el cual se desarrolló el dimensionamiento, extrayendo importantes conclusiones.

A continuación, en el capítulo 5, se presentan los resultados del análisis de la estructura aplicado al modelo completo modelado en tres dimensiones. En el capítulo 6, se analizan los resultados presentados en el capítulo anterior y se exponen las conclusiones.

Por último, al final del informe se encuentran los Anexos, que detalla información adicional y presentan tablas que fueron utilizadas en el desarrollo del trabajo.

## 2. CAPITULO 2: MARCO TEÓRICO

### 2.1. ESTABILIDAD ESTRUCTURAL

Realizar el análisis de estabilidad de una estructura implica analizar su capacidad para mantener su configuración de equilibrio bajo la acción de cargas, sin experimentar cambios bruscos o colapsos. Esto incluye estudiar la naturaleza del equilibrio, estable o inestable y determinar las cargas críticas a las cuales la estructura puede perder su estabilidad.

El análisis de una estructura puede realizarse mediante un análisis lineal en primer orden en el que se considera que la influencia de la geometría deformada es despreciable en la respuesta de la estructura. Sin embargo, cuando los efectos de segundo orden, debidos a la actuación del estado de carga en la situación deformada son significativos, entonces es necesario considerarlos para calcular la respuesta de la estructura. Es acá donde se pone de relieve la necesidad de tener la capacidad de realizar análisis no lineal para comprender con mayor profundidad el comportamiento de una estructura en determinadas circunstancias.

### 2.2. ANÁLISIS NO LINEAL

Bathe (2014) plantea que un análisis interesante para definir las características de un análisis no lineal y los tipos de análisis no lineales que existen, a partir del estudio de la hipótesis básica implementada para la aplicación de los métodos de elementos finitos en problemas de análisis lineales. Así, la formulación de los elementos finitos en estas condiciones asume básicamente tres hipótesis de partida elementales. Estas son:

- Los desplazamientos y los giros entre los elementos son infinitamente pequeños.
- El material de los elementos presenta una respuesta lineal y elástica.
- Las condiciones de frontera permanecen invariables durante todo el análisis.

Con estas suposiciones, las ecuaciones de equilibrio de elementos finitos derivadas para un análisis estático son:

$$K * U = R \quad (2.1)$$

Donde:

- $K$  Matriz de rigidez
- $U$  Vector de desplazamientos
- $R$  Vector de cargas

Esta ecuación corresponde a un análisis lineal de un problema estructural porque la respuesta en desplazamiento  $U$  es una función lineal del vector de cargas aplicadas  $R$ ; es

decir, si las cargas son  $\alpha R$  en lugar de  $R$ , donde  $\alpha$  es una constante, los desplazamientos correspondientes son  $\alpha U$ . Cuando esto no se cumple, se debe realizar un análisis no lineal.

La linealidad de la respuesta de una estructura se basa en las suposiciones previamente mencionadas. Es útil para el análisis identificar en detalle donde estas suposiciones se han incorporado en la ecuación de equilibrio previamente mencionada.

- El hecho de que los desplazamientos deban ser pequeños ha influido en la evaluación de la matriz  $K$  y del vector de cargas  $R$ , porque todas las integraciones se han realizado sobre el volumen original de los elementos finitos, y se asumió que la matriz de deformación-desplazamiento (ecuaciones de compatibilidad) de cada elemento es constante e independiente de los desplazamientos del elemento.
- La suposición de que el material es elástico lineal está implícita en el uso de una matriz de esfuerzo-deformación constante (Ecuaciones constitutivas).
- La suposición de que las condiciones de frontera permanecen sin cambios se refleja en el uso de relaciones de restricción constantes para toda la respuesta.

La discusión anterior sobre las suposiciones básicas utilizadas en un análisis lineal define lo que entendemos por análisis no lineal y también sugiere cómo categorizar diferentes análisis no lineales.

Por lo tanto, los análisis no lineales, permiten analizar aquellos casos en los cuales la respuesta de los desplazamientos de una estructura no es proporcional a la fuerza aplicada. Se puede clasificar las no linealidades de la siguiente manera:

### 1. No linealidad geométrica

- **Grandes desplazamientos, grandes rotaciones, pero pequeñas deformaciones:** Los desplazamientos y las rotaciones de las fibras son grandes, pero las extensiones de fibra y los cambios de ángulo entre fibras son pequeños; la relación esfuerzo-deformación (ecuaciones constitutivas) puede ser lineal o no lineal.
- **Grandes desplazamientos, grandes rotaciones y grandes deformaciones:** Las extensiones de fibra y los cambios de ángulo entre fibras son grandes, los desplazamientos y rotaciones también pueden ser grandes; la relación esfuerzo-deformación puede ser lineal o no lineal.

### 2. No linealidad Material: Desplazamientos y deformaciones infinitesimales; la relación esfuerzo-deformación es no lineal. El comportamiento de los materiales puede ser:

- Elasticidad no lineal
- Plasticidad
- Hiperelasticidad
- Viscoelasticidad

### 3. No linealidad de contacto

Existen casos en los que el análisis estructural no puede basarse en la geometría indeformada, por lo que es necesario considerar el equilibrio en la configuración deformada. Esta situación se presenta en los siguientes casos:

- Estructuras muy esbeltas.
- Comportamiento post-pandeo.
- Análisis de cúpulas.
- Análisis de arcos muy planos.
- Análisis de colapso progresivo.
- Evaluación de estructuras sometidas a acciones accidentales.

La capacidad de realizar análisis no lineales es fundamental en el diseño de estructuras bajo hipótesis de colapso progresivo, ya que en estos casos la estructura puede experimentar grandes deformaciones, y el equilibrio debe contemplar necesariamente los efectos no lineales. Asimismo, esta capacidad resulta crucial para el diseño de estructuras expuestas a acciones accidentales, como impactos o explosiones.

### 2.3. PANDEO

El fenómeno de pandeo es una situación de inestabilidad, en la cual la estructura pierde su capacidad de mantener su configuración ante el accionar de las cargas externas. Por lo tanto, el pandeo global de una estructura supone un estado límite último. Por esta razón, el objetivo del cálculo de una estructura no es conocer los desplazamientos y esfuerzos en la configuración de cargas que produce el colapso, sino estimar el margen de seguridad que hay antes de que se produzca el pandeo global de la estructura en un determinado estado de cargas.

Este análisis de inestabilidad, puede realizarse básicamente mediante dos procedimientos: análisis lineales o no lineales. Esto estará determinado en base al comportamiento y las características de la estructura.

#### 2.3.1. Pandeo Lineal

El análisis de pandeo lineal implica determinar el nivel de carga axial a partir del cual la estructura se inestabiliza. En otras palabras, consiste en encontrar los valores de carga que produce que la matriz de rigidez geométrica anule completamente la matriz de rigidez estructural. Este planteo deriva en un problema de autovalores y autovectores. Por lo tanto, los resultados de este análisis consisten en la obtención de los factores de pandeo (autovalores) y los modos de pandeo asociados (autovectores). La formulación matemática del problema de pandeo lineal es la siguiente:

$$(K - \lambda K_G) * \Phi = 0 \quad (2.2)$$

Donde:

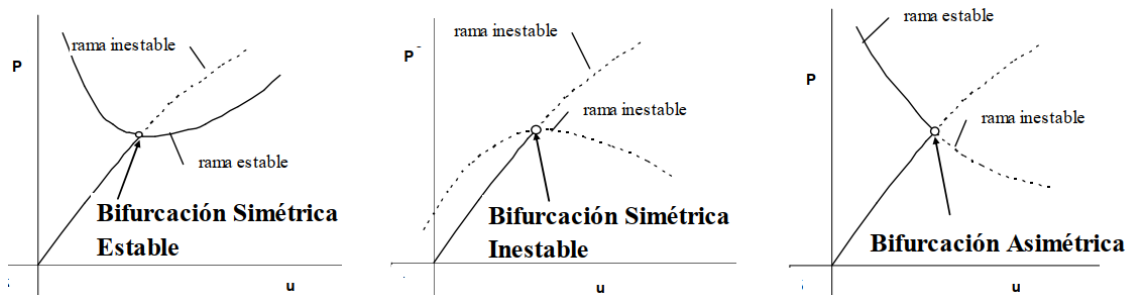
- $K$  es la matriz de rigidez de la estructura
- $K_G$  es la matriz de rigidez geométrica
- $\lambda$  es el factor de carga crítico (Autovalor)
- $\Phi$  es el modo de pandeo (autovector)

### 2.3.2. Pandeo No Lineal

Por otro lado, el análisis de pandeo no lineal es un análisis mucho más preciso, en cual se realiza un análisis paso a paso de la estructura. En este procedimiento se evalúa los desplazamientos de la estructura ante pequeños incrementos de carga y se identifica el nivel de carga que produce el fallo por inestabilidad. El punto de inestabilidad se identifica como el estado a partir del cual se produce un aumento no acotado de los desplazamientos para pequeñas variaciones en la aplicación de la carga. Por lo explicado anteriormente, en este procedimiento es esencial realizar el análisis estructural teniendo en cuenta la posición deformada de la estructura. El resultado de este análisis es una curva de desplazamiento en función de la carga aplicada. Por lo cual, se requiere definir puntos de control sobre la estructura en lugares claves para monitorizar los desplazamientos. La ventaja de este análisis respecto del análisis lineal, además de que permite realizar un análisis mucho más preciso, este análisis, que permite incluir imperfecciones geométricas y comportamientos no lineales de los materiales.

## 2.4. TRAYECTORIAS DE EQUILIBRIO

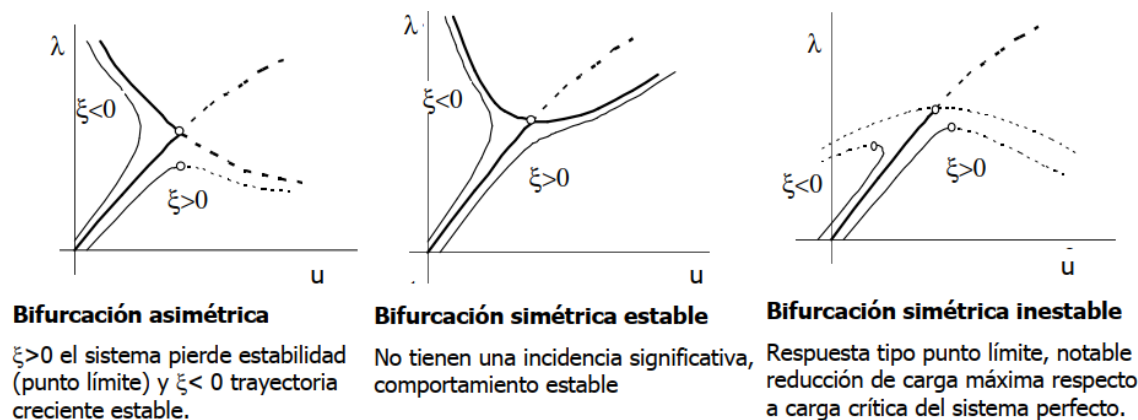
Adrian Błonka & Łukasz Skrzętkowicz (2022) expresan que, en los análisis geoméricamente no lineales (GNA) la relación entre la fuerza aplicada y el desplazamiento de los nodos se describe mediante la trayectoria de equilibrio, la cual se representa mediante curvas. En las trayectorias de equilibrio pueden aparecer dos tipos de puntos característicos: el Punto de Bifurcación (B) o el Punto Límite (L). El punto de bifurcación (B) se produce cuando diferentes trayectorias de equilibrio, generalmente dos, se intersectan. Estas trayectorias pueden ser estables o inestables, cambiando de estado al atravesar dicho punto, Figura 2.1. Por otra parte, si la trayectoria pasa de un estado estable a uno inestable sin la presencia de otra trayectoria que se cruce en ese punto, se genera un punto límite (L), Figura 2.3.



**Figura 2.1.** Comportamiento estructural tipo de bifurcación. a) Bifurcación Simétrica Estable, b) Bifurcación Simétrica Inestable, c) Bifurcación Asimétrica. Adaptado de Tesis Doctoral: *Limites Inferiores en Inestabilidad de Láminas de Tanques de Pared Delgada*, (p. 18), por Rossana Jaca, 2008, Universidad Nacional de Córdoba.

Los sistemas estructuras posee imperfeccion inherentes, que pueden ser de caracter geometrico, defectos del material e incluso excentricidades de las cargas. Estas imperfecciones se caracterizan por una distribucion espacial y por una amplitud maxima.

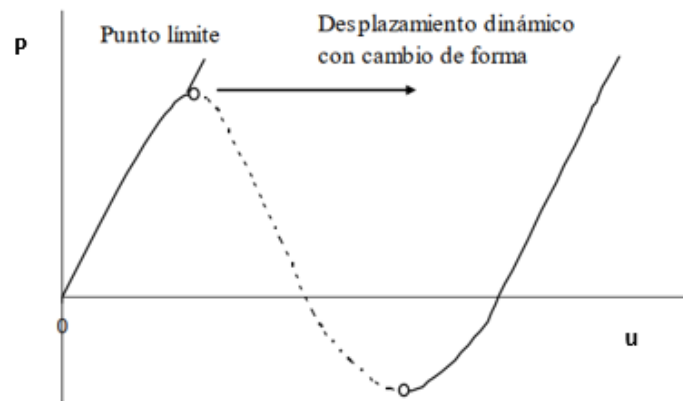
En las estructuras con comportamiento de bifurcación, la magnitud y la distribución espacial de las imperfecciones geometricas tiene una gran influencia en el comportamiento en las estructuras, esto puede apreciarse en la **Figura 2.2**. La magnitud de la imperfección se representa mediante la letra griega  $\varepsilon$  (épsilon). Dependiendo de la configuración estructural, una pequeña imperfección puede provocar que la estructura manifieste un comportamiento estable o inestable.



**Figura 2.2.** Influencia de las imperfecciones geométricas en estructuras con comportamiento de bifurcación. Adaptado de Tesis Doctoral: *Limites Inferiores en Inestabilidad de Láminas de Tanques de Pared Delgada*, (p. 18), por Rossana Jaca, 2008, Universidad Nacional de Córdoba.

Por otra parte, en aquellas estructuras que presenta un comportamiento de punto limite, su capacidad resistencia disminuye progresivamente hasta llegar el siguiente límite, como se muestra en la Figura 2.3. Posteriormente, la estructura vuelve a tomar carga, pudiendo llegar a igualar, o incluso superar, la carga correspondiente al primer punto límite. Este fenómeno se conoce como inestabilidad por salto (*snap instability*), y se destacan dos categorías principales.

- **Snap-back:** Este comportamiento ocurre cuando las deflexiones en la trayectoria de equilibrio disminuyen entre el primer y el segundo punto límite, para luego aumentar nuevamente. Esta inestabilidad es característica de placas delgadas, como las presentes en silos y tanques.
- **Snap-through:** Este fenómeno se produce cuando las deflexiones continúan aumentando después de alcanzar el primer punto límite (véase la Figura 2.3). Es típico de estructuras con baja elevación.

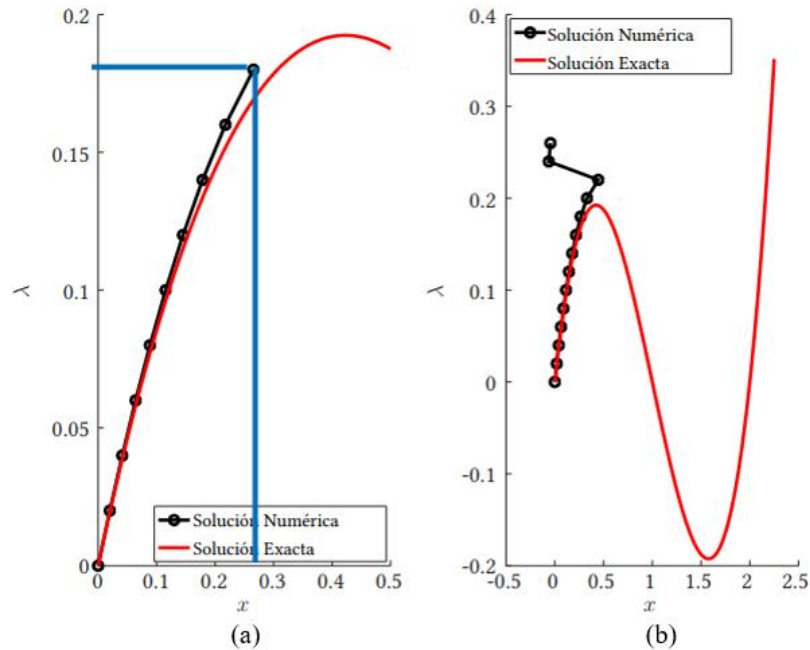


**Figura 2.3.** Comparación de trayectorias de equilibrio, inestabilidad por snap-through. Comportamiento estructural tipo punto límite. Adaptado de *Tesis Doctoral: Límites Inferiores en Inestabilidad de Láminas de Tanques de Pared Delgada*, (p. 18), por Rossana Jaca, 2008, Universidad Nacional de Córdoba.

## 2.5. MÉTODOS NUMÉRICOS DE RESOLUCIÓN

La determinación de las configuraciones de equilibrio de una estructura con comportamiento no lineal requiere la capacidad de resolver sistemas de ecuaciones no lineales (Bazzano & Pérez Zerpa, 2017). A continuación, se presentan los principales métodos numéricos de resolución.

**Método de Euler:** El método de Euler, es un método progresivo que consiste en prescribir incrementos de carga y calcular los desplazamientos sin aplicar correcciones, lo que genera una acumulación de errores. Una de sus principales limitaciones es la dificultad para continuar la solución más allá de puntos singulares, donde el determinante de la matriz de rigidez se anula, lo que coincide con puntos límite en la curva carga-desplazamiento. Además, la solución numérica obtenida con este método tiende a alejarse progresivamente de la solución exacta en cada paso, fenómeno conocido como *drift* (*Deriva*), que puede generar errores significativos (Figura 2.4).

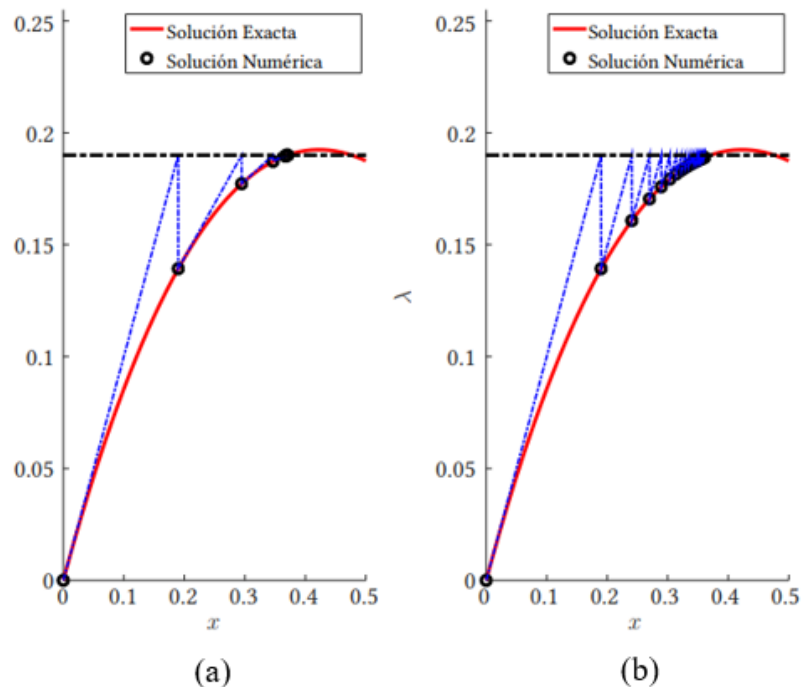


**Figura 2.4.** Soluciones obtenidas usando Euler hacia adelante. (a) Solución para  $\lambda^*=0.18$ . (b) Solución para  $\lambda^*=0.26$ . Adoptado de *Introducción al Análisis No Lineal de Estructuras* (p. 8), por Bazzano y Pérez Zerpa, 2017, Facultad de Ingeniería, Universidad de la República.

**Método de Newton Raphson:** El Método de Newton-Raphson es un procedimiento iterativo que se utiliza para encontrar soluciones aproximadas a problemas definidos por ecuaciones no lineales. En el contexto del análisis no lineal de estructuras, su objetivo es determinar la configuración de equilibrio de una estructura para un nivel de carga específico. El método comienza con una estimación inicial de la solución, y a partir de esa estimación, realiza una serie de aproximaciones sucesivas para acercarse cada vez más a la solución real. Es importante tener en cuenta que el Método de Newton-Raphson tiene ciertas limitaciones. En cercanías de un punto límite, donde la matriz se vuelve singular, el método puede tener problemas para converger. Por otro lado, la estimación del punto de partida es crucial. Si la estimación inicial no está lo suficientemente cerca de la solución correcta, el método podría no converger o podría converger hacia una solución diferente. Cada iteración del método puede ser computacionalmente costosa, especialmente para estructuras grandes con muchos grados de libertad, ya que implica calcular la matriz de rigidez en cada paso, (Figura 2.5). En situaciones donde la estructura puede tomar múltiples caminos de equilibrio (Puntos de Bifurcación), el método clásico de Newton Raphson puede tener dificultades para seguir una rama específica de la solución.

**Método de Newton Raphson Modificado:** El Método de Newton-Raphson Modificado es una variante del método de Newton-Raphson, diseñada para reducir el costo computacional por iteración en el análisis de sistemas no lineales, Figura 2.5. A diferencia del método original, en el cual se actualiza la matriz de rigidez tangente en cada iteración con base en la solución actual, el método modificado calcula esta matriz solo una vez al inicio del proceso iterativo y la mantiene constante durante todas las

iteraciones. La principal ventaja de esta aproximación es su eficiencia computacional, ya que evita evaluar la matriz de rigidez en todos los pasos, lo cual es especialmente útil en problemas grandes o complejos. Sin embargo, esta simplificación puede llevar a una convergencia más lenta.



**Figura 2.5.** Resultados obtenidos por métodos iterativos. (a) Método de Newton-Raphson. (b) Método de Newton-Raphson Modificado. Adoptado de *Introducción al Análisis No Lineal de Estructuras* (p. 16), por Bazzano y Pérez Zerpa, 2017, Facultad de Ingeniería, Universidad de la República.

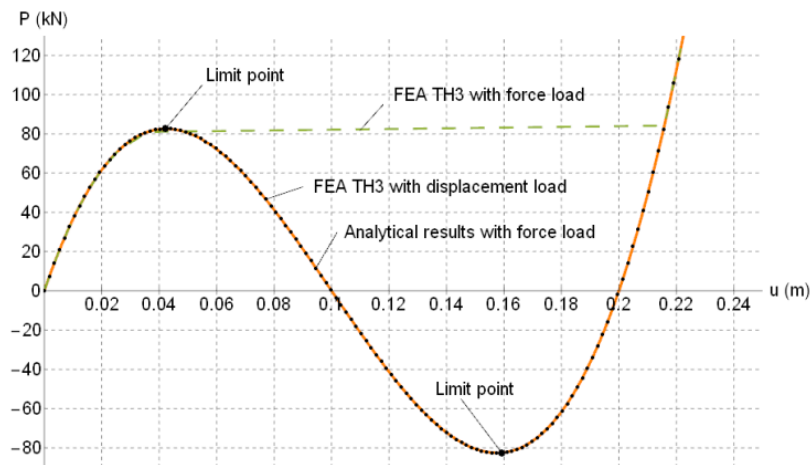
La combinación del proceso incremental de cargas y los métodos numéricos de Newton-Raphson da lugar a los conocidos como algoritmos de control de carga que son muy eficientes para la obtención de la respuesta no lineal cuando el gráfico carga-desplazamiento es monótonamente creciente (Lozano, 2011). Como se describió anteriormente, los métodos de Newton-Raphson presentan limitaciones en las proximidades de los puntos límite debido a que la matriz de rigidez tangente no es definida positiva. Tal es el caso de los fenómenos de estabilidad por snap through.

Se distinguen, entonces, entre:

- **Algoritmos de control de la carga:** basados en un incremento gradual de la fuerza externa. Estos métodos presentan limitaciones en las proximidades de los puntos límites.
- **Algoritmos de control de los desplazamientos:** basados en un proceso incremental de los desplazamientos. El principal problema que presentan es la elección del desplazamiento utilizado para controlar el proceso. Presentan limitaciones en las proximidades de los puntos de retorno.

Un método que supera las limitaciones anteriormente mencionadas es el método de longitud de arco.

**Método de longitud de arco:** El método de longitud de arco es una técnica numérica utilizada en análisis no lineales para seguir la trayectoria de respuesta de una estructura incluso en zonas donde los métodos tradicionales fallan, como en puntos límite o de inestabilidad. Este método, además de controlar la carga o el desplazamiento, introduce una condición adicional que limita el tamaño total del paso, combinando el incremento de carga y el incremento de desplazamientos en una sola medida llamada “longitud de arco”, véase la Figura 2.6.



**Figura 2.6.** Trayectorias de equilibrio de la viga de Von Mises obtenidas mediante diferentes tipos de análisis. Los resultados del análisis de tercer orden (TH3) con control de desplazamiento (línea continua) coinciden exactamente con los resultados analíticos obtenidos con carga de fuerza (línea de puntos). Tomado de *Nonlinear buckling analysis of network arch bridges* (p. 126), por Adrian Błonka and Łukasz Skrzętkowicz, 2022, *Studia Geotechnica et Mechanica* (p. 123-137).

## 2.6. ARCOS

### 2.6.1. Definiciones

El arco es un elemento estructural que aparece para salvar una distancia entre dos puntos, ya sea como cubierta, para sostener una losa o como parte de un puente. Funciona fundamentalmente sometido a cargas en su plano, que frecuentemente se distribuyen sobre él de manera uniforme. Los esfuerzos predominantes en el dimensionamiento de su sección son el esfuerzo axil y el esfuerzo flector. Como ejemplos representativos de este tipo de estructuras en la provincia de Neuquén y en la zona del Alto Valle de Río Negro y Neuquén, pueden mencionarse el Puente Butalón Norte y el Dique Ingeniero Ballester.

El puente Butalón Norte, véase la Figura 2.7, es una estructura metálica en arco de 120 metros de longitud ubicada a ocho kilómetros de la localidad de Las Ovejas, en la provincia de Neuquén. Fue calculado por el Ing. Raúl Oscar Prieto, egresado de la Universidad Nacional del Comahue. La obra conecta la margen izquierda del río Neuquén con el paraje Butalón Norte y reemplaza una antigua pasarela derribada durante una crecida. Su inauguración representó un avance significativo en la conectividad de la zona norte de la provincia.

Por su parte, el Dique Ingeniero Ballester, obra emblemática del Alto Valle, se encuentra sobre el río Neuquén, entre las provincias de Río Negro y Neuquén, Figura 2.8. Construido entre 1910 y 1916, esta obra resultó fundamental para el desarrollo regional, al posibilitar la implementación del sistema integral de riego del Alto Valle del Río Negro y Neuquén. El dique posee una longitud total de 420 metros y está conformado por 17 compuertas de 20 metros de ancho, separadas por 16 pilares de hormigón armado. En su diseño se destaca el uso del arco como elemento estructural para salvar las distancias entre pilares.



**Figura 2.7.** *Puente Butalón Norte sobre el río Neuquén.* Tomado de Neuquén Informa (Gobierno de la Provincia de Neuquén, 2015 (<https://www.neuqueninforma.gob.ar>)).



**Figura 2.8.** *Dique Ingeniero Ballester sobre el río Neuquén.* Tomado de Banco de la Provincia de Neuquén, 2015, (<https://www.facebook.com/bancoprovinciadelneuquen>).

Idealmente, desde un punto de vista de aprovechamiento del material, el esfuerzo que debería dominar en la estructura es el esfuerzo axial, ya que da lugar a una distribución de tensiones constante sobre la sección, en la que todas las fibras trabajan por igual. Las

tensiones provocadas por el axil son inversamente proporcionales al área de la sección, independiente de su geometría. Por otro lado, el flector sobrecarga las fibras extremas de la sección, dejando prácticamente inactivas las centrales. La magnitud de las tensiones provocadas por los esfuerzos de flexión es proporcional al momento resistente, es decir, a una potencia de la altura de la sección geométrica.

Por lo tanto, en principio, puede decirse que la forma que intuitivamente se le da al arco es aquella que permita alcanzar una compresión pura a lo largo de toda su directriz, es decir, la forma antifunicular. Esta dependerá de la tipología de la carga: los arcos parabólicos son antifuniculares para cargas uniformemente distribuidas, los catenarios lo son para su propio peso, y los arcos circulares son antifuniculares frente a cargas radiales.

Sin embargo, a pesar de que la directriz inicial siga la forma del antifunicular de las cargas, si la luz es grande y las tensiones elevadas, el acortamiento de la directriz por efecto de la compresión obliga al arco a cambiar de forma, apareciendo giros de las secciones y, por lo tanto, flexiones. Así mismo, las variaciones en la distribución o posición de las cargas inducen la aparición de flexiones debido a que produce que la directriz del arco se separa del antifunicular. En otras palabras, el arco es una estructura que trabaja siempre a flexo-compresión, incluso con cargas para las que su directriz sería teóricamente el antifunicular.

El hecho de que los axiles dependan de la deformada convierte al arco en una estructura no lineal, característica que podría ser aumentada por las variaciones de temperatura, que induce variaciones en la directriz y, por lo tanto, en los esfuerzos.

### 2.6.2. Tipología

Las tipologías de arcos se pueden clasificar según:

La directriz: Las más estudiadas son las de directriz antifunicular de la carga (arcos circulares a presión radial, parabólicos a cargas uniformes horizontales, catenarias a carga uniforme a lo largo del eje). La forma circular es la más frecuente en la práctica.

- Las condiciones de contorno: Biempotrados, biarticulados, triarticulados, monoarticulados y atirantados. El triarticulado es isostático y no tiene esfuerzos térmicos, pero las rótulas son complicadas y concentran esfuerzos en ella. El biarticulado es el más frecuentemente utilizado.
- La sección transversal: La sección de arco puede ser constante o variable, maciza o conformada con chapas, en cajón o abierta, de alma llena o triangulada, entre otras.
- La posición del tablero: Superior, inferior o intermedio. Particularmente en el caso de los puentes, la posición del tablero determinar cómo es la aplicación de la carga sobre el arco.

### 2.6.3. Inestabilidad en Arcos Metálicos

El principal inconveniente de los arcos de acero es la inestabilidad derivada de su esbeltez. Como se mencionó anteriormente, la inestabilidad es el punto en el cual la estructura pierde su capacidad de mantener su configuración inicial ante el accionar de las cargas externas.

Se puede distinguir tres posibles dimensiones para el fenómeno de inestabilidad.

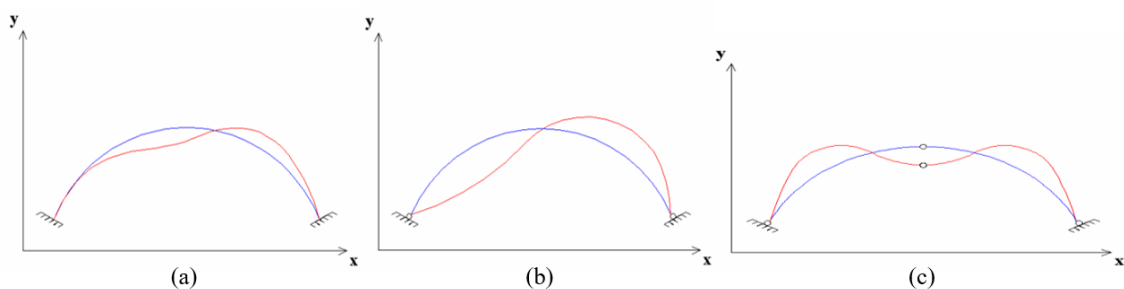
- **Inestabilidad global de la estructura:** El colapso ocurre en la estructura en su conjunto para ciertos valores de carga.
- **Inestabilidad global de la pieza:** Una pieza dentro de la estructura se vuelve inestable aisladamente para ciertos valores de carga.
- **Inestabilidad local de la chapa (abolladura):** Ocurre en los elementos de chapa que componen la sección.

El presente trabajo tiene por objetivo analizar la inestabilidad global de la estructura.

#### Inestabilidad global

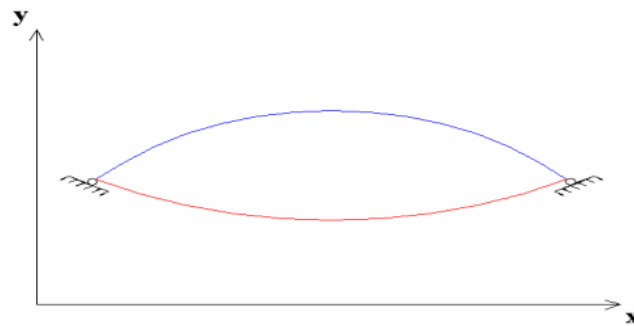
La inestabilidad global se manifiesta de tres maneras principales:

- **Pandeo en el plano del arco:** Ocurre ante cargas que hacen trabajar al arco a compresión pura, y el modo puede ser simétrico o antisimétrico según la geometría y las condiciones de contorno del arco. Los arcos biempotrados (Figura 2.9.a) y biarticulados peraltados (Figura 2.9.b) suelen pandear de forma antisimétrica, mientras que los triarticulados (Figura 2.9.c) tienen pandeo simétrico para relaciones flecha-luz bajas y antisimétrico para relaciones altas.



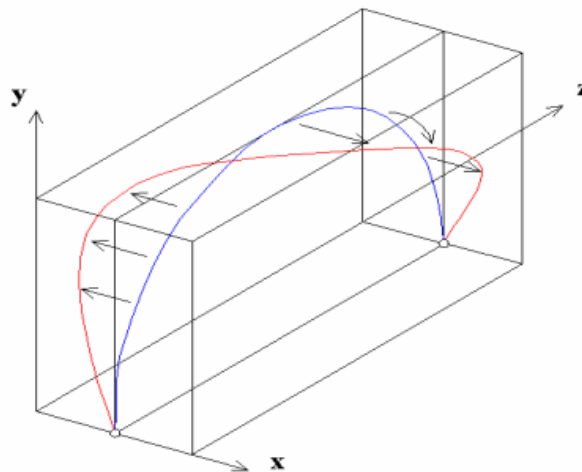
**Figura 2.9.** Inestabilidad en arco metálicos. (a) Pandeo asimétrico en el plano, arco biempotrado. (b) Pandeo antisimétrico en el plano, arco biapoyado. (c) Pandeo simétrico en el plano, arco triarticulado. Adaptado de *Tesis Doctoral: Pandeo lateral de estructuras metálicas en arco* (p. 1.5-1.6), por Sánchez-Barbudo, 2009, Universidad de Sevilla.

- **Snap-through (Pandeo por vuelco):** Se presenta en arcos de poca altura o muy rebajados. El cambio de geometría induce un aumento en los esfuerzos axiales que provoca la inversión del arco, llevándolo a una nueva configuración de equilibrio. Es una forma de pandeo simétrica que ocurre en arcos biarticulados o biempotrados, véase la Figura 2.10.



**Figura 2.10.** *Snap Through del arco rebajado.* Tomado de *Tesis Doctoral: Pandeo Lateral de estructuras metálicas en arco*, (p. 1.7), por Sánchez-Barbudo, 2009, Universidad de Sevilla.

- **Pandeo lateral:** En función de la sección geométrica del arco, existe el riesgo de que éste pandee fuera del plano, véase la Figura 2.11. La carga crítica en este tipo de pandeo se corresponde con un punto de bifurcación o un punto límite en la curva carga-deformación



**Figura 2.11.** *Pandeo lateral del arco.* Tomado de *Tesis Doctoral: Pandeo Lateral de estructuras metálicas en arco*, (p. 1.8), por Sánchez-Barbudo, 2009, Universidad de Sevilla.

#### 2.6.4. Factores que influyen en la inestabilidad

En el estudio de la inestabilidad, ya sea de índole global o local, es necesario tener en cuenta la influencia de una serie de factores que determinan el comportamiento del elemento estructural. A continuación, se detallan los principales:

- **Imperfecciones mecánicas:** Pueden estar originadas por la presencia de tensiones residuales o por la variación del límite elástico del material.
- **Imperfecciones geométricas:** Las tolerancias constructivas introducen imperfecciones geométricas que influyen en el estado tensional. Estas pueden deberse a la variación de las dimensiones de la pieza respecto a las nominales, a desviaciones en la directriz de la pieza o al descentramiento de las cargas aplicadas.

- **No linealidad del material:** El acero es un material elastoplástico, por lo tanto, presenta un comportamiento no lineal. La presencia de tensiones residuales puede hacer que este comportamiento se manifieste incluso ante cargas moderadas.

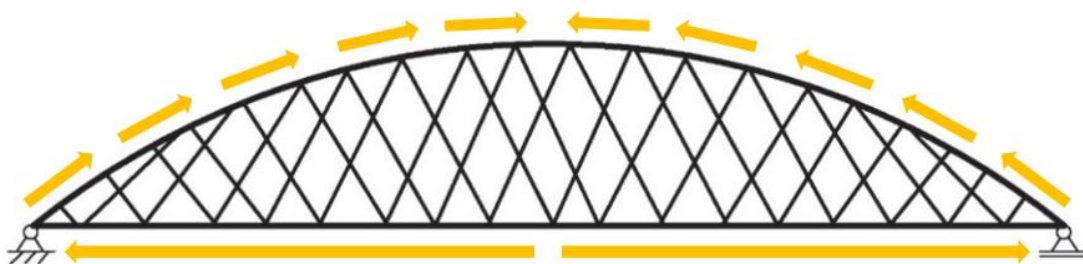
### 2.6.5. Consideraciones para el diseño de puentes de arcos metálicos

Sánchez-Barbudo (2009) expresa que para analizar el comportamiento de los arcos metálicos es fundamental considerar los siguientes factores.

- Son estructuras no lineales desde el punto de vista geométrico.
- El acero es un material con comportamiento elasto-plástico y, por lo tanto, no lineal.
- Las secciones se encuentran autotensionadas por su proceso de fabricación.
- Poseen una geometría real que difiere de la nominal.
- Poseen riesgos de inestabilidad local en las chapas que componen el arco.
- Un comportamiento postplástico de secciones poco conocido.
- Escasez de métodos de cálculo simplificados (como los que se usan en columnas).
- Limitada disponibilidad de bibliografía técnica orientativa

## 2.7. PUENTES EN ARCO ATIRANTADOS METÁLICOS

Los puentes en arco atirantados pueden interpretarse como vigas simplemente apoyadas, en las que el arco cumple la función de zona comprimida y los cordones inferiores, la de zona traccionada, véase la Figura 2.12. Las riendas, por su parte, actúan como el alma de la “viga”. El comportamiento estructural de este sistema está fuertemente influenciado por la cantidad y la distribución de los tensores que vinculan el arco con los cordones inferiores.



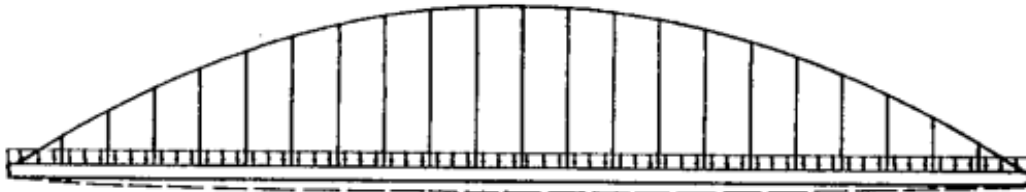
**Figura 2.12.** Zonas a compresión y tracción en un puente en arco atirantado.

La característica principal de estas estructuras es que el tablero se encuentra por debajo del arco, y la carga se transfiere a este mediante los tensores que vinculan ambos cordones. Otra característica importante de esta configuración estructural es que no se transfieren cargas horizontales a la fundación.

En función de la distribución de los tensores, pueden identificarse varias tipologías, las cuales se presentarán a continuación.

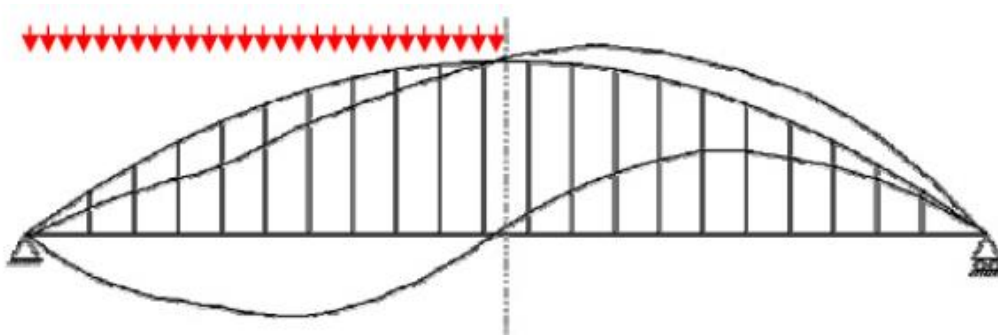
### 2.7.1. Puentes con tensores verticales

Los puentes en arco con tensores verticales son la tipología más extendida y conocida. Esta tipología presenta un buen comportamiento cuando las cargas están uniformemente distribuidas, ya que se generan principalmente esfuerzos axiales. La directriz ideal del arco para el caso de cargas uniformemente distribuidas es el arco parabólico. En la Figura 2.13 se presenta la geometría descrita.



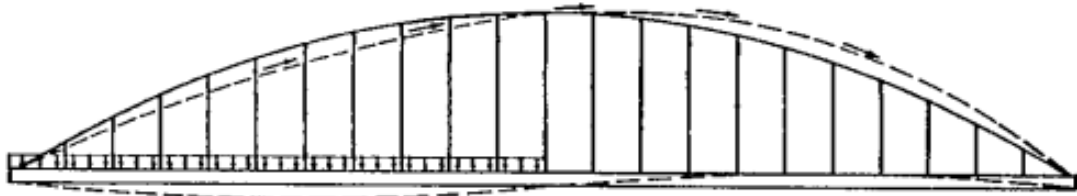
**Figura 2.13.** *Puente en arco con tensores verticales y carga uniforme.* Tomado de *The Network. Bits of Manuscript in March 2014 after Lectures in 50+ Countries* (p. 5), por Tveit, 2014.

Sin embargo, esta tipología presenta limitaciones cuando la sobrecarga en la estructura actúa únicamente sobre uno de los vanos del arco o cuando la sobrecarga de uso es móvil, que es el caso más común. Estas variaciones en la distribución y posición de la carga inducen la aparición de momentos flectores en el arco, debido a que la directriz se separa de la forma antifunicular ideal, Figura 2.14.



**Figura 2.14.** *Distribución de momentos flectores en un arco atirantado con tensores verticales y cargas vivas no simétricas.* Tomado de *Design and Construction of Composite Tubular Arches with Network Suspension System: Recent Undertakings and Trends* (p. 193), por Millanes Mato et. Al., 2011, *Journal of Civil Engineering and Architecture*, 5(3), (p. 191-214)

Este comportamiento se amplifica debido a que los tensores verticales transfieren las cargas de forma local, y no lo distribuyen en la extensión del arco. Como resultado, el arco se desplaza hacia el lado opuesto a la carga, lo que provoca un incremento en las deformaciones y los momentos flectores. Esto se muestra en la Figura 2.15.



**Figura 2.15.** Carga en la mitad del puente en arco atirantado con tensores verticales. Tomado de *The Network. Bits of Manuscript in March 2014 after Lectures in 50+ Countries*, (p. 5), por Tveit, 2014.

El comportamiento a flexo-compresión de los arcos en este tipo de estructuras puede observarse en el puente carretero que une las ciudades de Cipolletti y Neuquén, véase la Figura 2.16. En ciertos sectores del arco se aprecia un aumento significativo de la sección, producto de la necesidad de incrementar el momento estático para resistir los esfuerzos de flexión generados por la sobrecarga de uso. Este puente, inaugurado en 1937, constituyó una obra clave para el desarrollo urbano y económico de la región, marcando un punto de inflexión en la conectividad del Alto Valle. La estructura, de hormigón armado con arcos atirantados, tiene una longitud total de 464,40 metros y está compuesta por nueve tramos de 51,60 metros cada uno. El tablero cuenta con 6 metros de ancho, además de dos veredas laterales de 1 metro.



**Figura 2.16.** Puente Carretero entre Neuquén y Cipolletti. Se observa un marcado aumento de la sección en ciertos sectores del arco. Tomado de Neuquén al instante, 2024, (<https://www.neuquenalinstante.com.ar>)

### 2.7.2. Puentes Tipo Nielsen

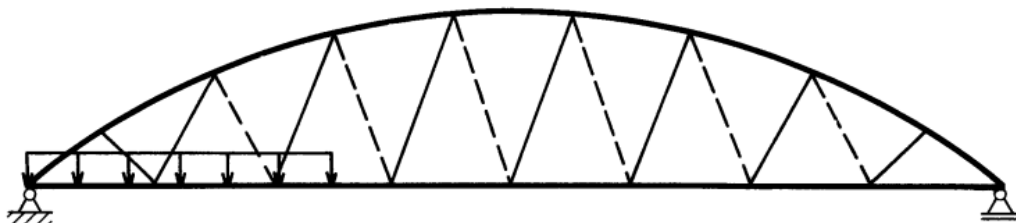
En 1926, Octavius F. Nielsen patentó una evolución de la tipología convencional de puentes en arco atirantados con tensores verticales, mediante el uso de tensores inclinados, en una configuración de “V”, véase la Figura 2.17.



**Figura 2.17.** Estructura metálica en arco atirantada tipo Nielsen sobre la Autopista de La Coruña (A-6). Tomado de *Anillo Verde Ciclistas. Finalización de la Tercera y Última Fase*, Ayuntamiento de Madrid, 2007, (<https://www.madrid.es>)

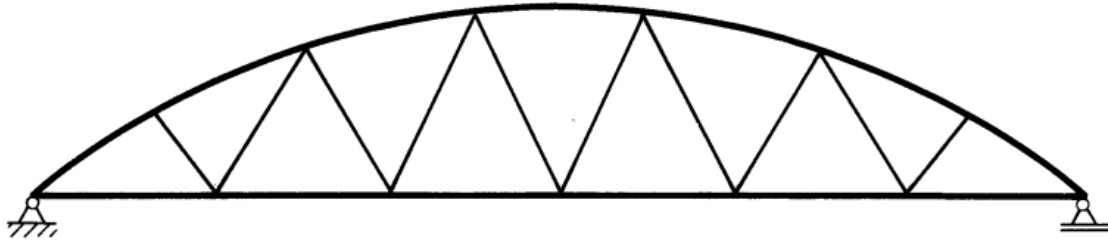
Esto le permitió transformar el comportamiento del arco, ya que los tensores inclinados absorbían los esfuerzos cortantes generados por la distribución de cargas no antifuniculares, reduciendo drásticamente los momentos flectores tanto en el arco como en el tablero. Mientras los tensores inclinados permanezcan sometidos a tracción, el puente se comporta como un reticulado con mínima flexión en los cordones.

Aunque esta disposición de tensores, propuesta por Octavius F. Nielsen, mejoró el desempeño estructural de puentes atirantados bajo cargas parcialmente distribuidas, relaciones elevadas de sobrecarga de uso respecto a cargas permanentes pueden inducir la relajación de varios tensores, fenómeno ilustrado en la Figura 2.18. Esta situación es especialmente crítica en estructuras ligeras, tales como puentes ferroviarios, pasarelas y puentes peatonales.



**Figura 2.18.** Una carga viva en un solo lado del tramo podría hacer que los tensores punteados se relajen. Tomado de *The Network. Bits of Manuscript in March 2014 after Lectures in 50+ Countries*, (p. 4), por Tveit, 2014.

La tendencia de los tensores a relajarse puede contrarrestarse aumentando la distancia entre los puntos nodales, véase la Figura 2.19. Sin embargo, este aumento en la distancia entre nudos, produce una menor resistencia del arco al pandeo en su plano. Adicionalmente esto aumenta la flexión en los cordones.



**Figura 2.19.** Un aumento en la distancia entre los puntos nodales reduce la tendencia de los tirantes a relajarse. Tomado de *The Network. Bits of Manuscript in March 2014 after Lectures in 50+ Countries*, (p. 4), por Tveit, 2014.

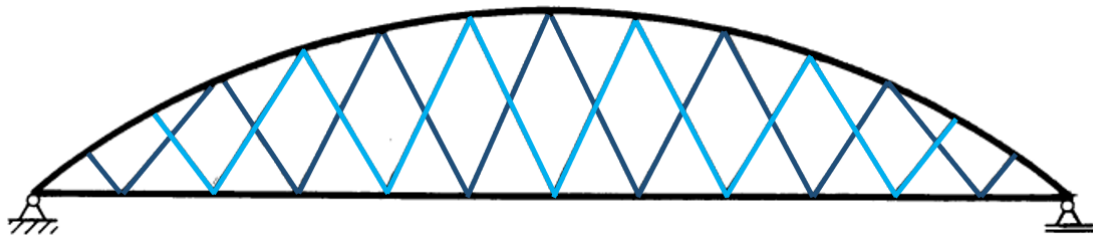
### 2.7.3. Puentes Tipo Network

Los puentes en arco atirantados tipo Network fueron desarrollados por el ingeniero noruego Per Tveit en la década de 1950. Esta tipología se define como “*Puentes en arco cuyos tensores se cruzan entre sí al menos dos veces*” (Tveit, 2014). Esta tipología puede considerarse como una evolución directa de los puentes en arco tipo Nielsen. Un ejemplo representativo en Argentina de los puentes en arco tipo Network es el puente sobre el río Tercero, en la provincia de Córdoba, que conecta las localidades de Villa María y Villa Nueva, véase la Figura 2.20. La estructura posee una longitud total de 120 metros y está conformada por dos arcos metálicos inclinados hacia el interior, con luz de cálculo de 120 metros, directriz circular y sección cajón cuadrada, mientras que el tablero está ejecutado en hormigón pretensado.

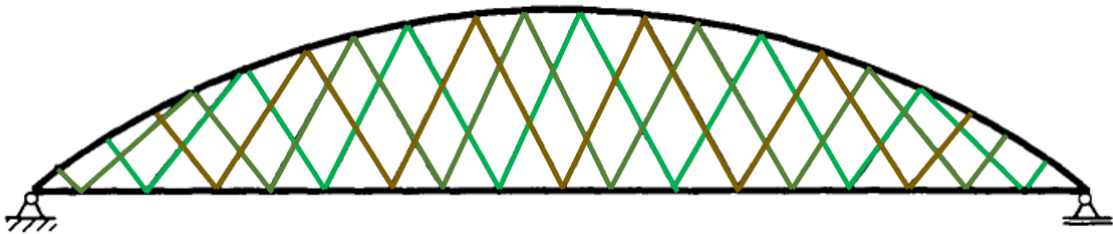


**Figura 2.20.** Puente en arco metálico tipo Network en la Localidad de Villa María, Provincia de Córdoba. Tomado de Turismo Córdoba, (<https://villamariaargturogs.jimdo.com/turismo/>)

Los puentes en arco tipo Network, en comparación con la distribución de tensores de los puentes tipo Nielsen, presentan además de la distribución base de tensores inclinados en configuración “V”, un conjunto adicional de tensores inclinados superpuesto al conjunto base. Véase las Figura 2.21 y Figura 2.22. Esto reduce la longitud no arriostrada susceptible de pandeo en el plano del arco respecto al conjunto de tensores base, y mejora la distribución de cargas tanto en el arco como en el cordón inferior.



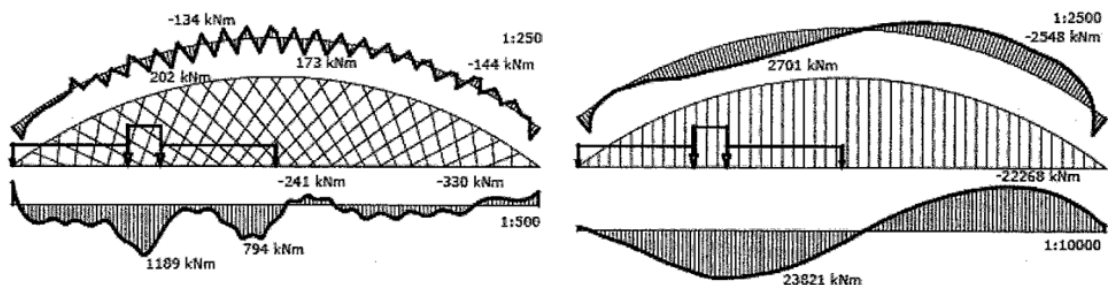
**Figura 2.21.** Puente en arco tipo Network con dos conjuntos de tensores superpuesto.



**Figura 2.22.** Puente en arco tipo Network con tres conjuntos de tensores superpuesto.

Desde el punto de vista del funcionamiento, esta tipología de puentes mejora aún más el comportamiento respecto a las tipologías anteriores, especialmente frente a cargas parciales o concentradas en determinadas zonas del tablero. Mejora la distribución de cargas en el arco y reduce la flexión.

Para aclarar este punto, en la Figura 2.23 se compara la distribución de los momentos flectores longitudinales en el arco entre arcos tipo network y arcos con tensores verticales, mostrando la variación de dichos momentos para una carga asimétrica.



**Figura 2.23.** Comparación de los momentos flectores en puentes en arco tipo Network y puentes en arco tradicionales con tensores verticales, bajo sobrecargas de uso asimétricas. Adaptado de *Analysis of the structural performance of network arch bridges* (p. 10), por Schanack and Brunn, 2009, *The Indian Concrete Journal*, (p. 7-13).

### **2.7.3.1. Arcos**

Según la bibliografía consultada, la altura de los arcos en este tipo de puentes es aproximadamente entre el 15 % y el 20 % de la longitud total del puente. El arco puede tener una directriz circular, parabólica o elíptica. La directriz óptima para el diseño de puentes en arco tipo network es la circular. Cuando los arcos son de acero, se suele preferir una curvatura constante por razones constructivas. En comparación con los arcos de directriz parabólica, los arcos de curvatura constante generan fuerzas más uniformes en el centro del arco (Pipinato, 2018).

En cuanto a las secciones del arco, según los trabajos desarrollados por el Ingeniero noruego Per Tveit (2013), las vigas de ala ancha americanas son las más adecuadas para materializar el arco. Estas alas brindan un gran apoyo lateral, contrarrestando uno de los principales problemas de inestabilidad del arco: el pandeo lateral. Además, estos perfiles simplifican los detalles constructivos para las uniones de las péndolas y los sistemas de apuntalamiento entre los arcos.

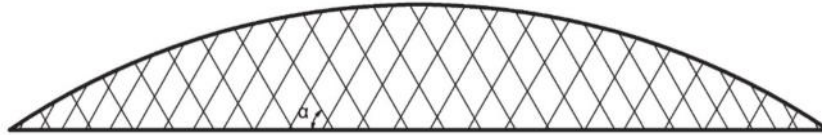
Por otro lado, otras publicaciones sugieren que, para luces mayores a 100 m, las secciones tubulares (circulares o cuadradas) son más óptimas, mientras que las vigas de ala ancha son preferibles para puentes más pequeños (Pipinato, 2018). Adicionalmente, las secciones rellenas con hormigón pueden ser una alternativa en puentes de gran longitud.

Desde el punto de vista del análisis de cargas de viento, las secciones huecas circulares, en comparación con las vigas doble T, permiten reducir considerablemente las cargas de viento sobre los perfiles.

### **2.7.3.2. Distribución de tensores**

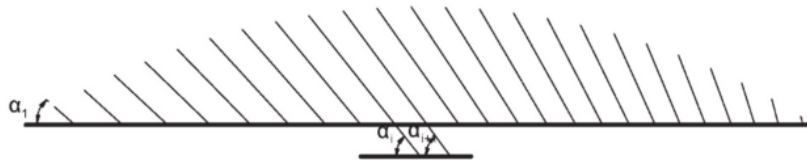
La distribución, cantidad e inclinación de las riendas que componen el entramado en “Red” de los tensores, tiene una gran influencia en la distribución interna de las fuerzas y el comportamiento global de la estructura. Esto se ve reflejado en las numerosas investigaciones que se han realizado sobre la temática. En las investigaciones de Per Tveit (2013), se propone que su geometría e inclinación se definan mediante valores numéricos adimensionales, los cuales están relacionados con la proporción entre la carga viva y la carga permanente, así como con la relación entre la longitud de aplicación de la carga viva y la longitud total del puente. Otros autores han planteado diferentes criterios para distribuir las riendas, como los trabajos desarrollados por Pipinato (2018), Schanack and Brunn (2003). En particular Pipinato (2018) realizó análisis y optimizaciones de puentes tipo network con secciones tubulares huecas para luces de hasta 200 m. Su estudio propone tres configuraciones principales para la distribución de los tensores:

a) CSM (Constant slope model): La configuración de tensores con pendiente constante es la solución contractiva más difundida, Figura 2.24. Los puentes construidos con esta distribución de péndolas implican ángulos que varían entre  $45^\circ$ - $75^\circ$ . Por ejemplo, en los puentes Nielsen-Lohse.



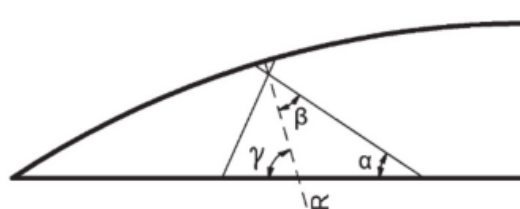
**Figura 2.24.** Modelo de distribución de tensores con ángulo constante de inclinación de tensores (CSM). Adaptado de *Structural Optimization of Network Arch Bridges with Hollow Tubular Arches and Chords* (p. 43), por Pipinato, 2018, *Modern Applied Science*, 12(2), (p. 36-53).

b) V-CSM (Variant-constant slope model), modelo variante de pendiente constante: el modelo de Tveit (2004), es un subconjunto particular de la alternativa de puente CSM, con un ángulo inicial de suspensión constante de  $30^\circ$  en el estribo y cambios de ángulo entre  $0,5^\circ$  y  $3^\circ$ , Figura 2.25.



**Figura 2.25.** Modelo de distribución de tensores con ángulo de variación constante de inclinación de tensores (V-CSM). Adaptado de *Structural Optimization of Network Arch Bridges with Hollow Tubular Arches and Chords* (p. 43), por Pipinato, 2018, *Modern Applied Science*, 12(2), (p. 36-53).

c) CARSM (Constant angle to radius slope model). Este modelo de distribución de tensores propone mantener el ángulo de las péndolas con el radio del arco constante, Figura 2.26. Se recomienda que la inclinación de los tensores se encuentre entre  $30^\circ$  y  $50^\circ$ . No se recomiendan valores más bajos, especialmente ángulos entre  $0^\circ$  y  $30^\circ$ , debido a que se producen flexiones inesperadas en el arco (Pipinato, 2018).



**Figura 2.26.** Modelo de distribución de tensores con ángulo constante respecto al radio del arco (CARSM). Adaptado de *Structural Optimization of Network Arch Bridges with Hollow Tubular Arches and Chords* (p. 43), por Pipinato, 2018, *Modern Applied Science*, 12(2), (p. 36-53).

Por último, los tensores, diseñadas exclusivamente para trabajar a tracción, pueden construirse con cables de acero o barras circulares. A efectos de cálculo y modelación, se consideran elementos que únicamente soportan esfuerzos de tracción.

## 3. CAPITULO 3: ESTUDIOS PRELIMINARES

### 3.1. Metodología

Para llevar a cabo el análisis estructural del puente peatonal, se propone un estudio progresivo, comenzando con elementos simples y aumentando gradualmente la complejidad de los modelos. Este enfoque busca realizar un análisis crítico del impacto que tiene cada etapa en el proceso de evaluación estructural.

El objetivo es identificar las condiciones de análisis más relevantes, que se aplicarán primero al modelo del arco en el plano y, posteriormente, al puente completo. Con este fin, se proponen los siguientes modelos de análisis:

1. **Modelo 1:** Barra vertical en condición empotrada-libre, sometida a una carga de compresión.
2. **Modelo 2:** Arco compuesto por dos barras rectas, articuladas en el nodo central, sometido a una carga lineal uniformemente distribuida.

Cada uno de estos modelos se somete a la siguiente secuencia de análisis:

- Análisis de bifurcación elástico lineal (LBA).
- Análisis no lineal geométrico elástico (GNA).
- Análisis no lineal material (MNA).
- Análisis no lineal geométrico elástico con imperfecciones (GNIA).
- Análisis no lineal material y geométrico con imperfecciones (GMNIA).

Los objetivos concretos de este capítulo son:

- Obtener una estimación preliminar de los resultados.
- Identificar las limitaciones numéricas del programa de cálculo.
- Detectar posibles errores en la metodología de modelado, a partir de la interpretación de los comportamientos estructurales observados en cada modelo.

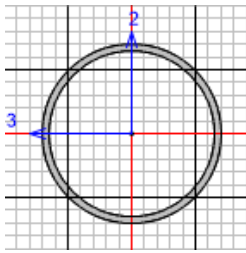
### 3.2. Modelo 1: Barra vertical en condición empotrada-libre

#### 3.2.1. Descripción

Se modeló una barra vertical empotrada-libre de 5 metros de altura, a la cual se le aplicó una carga axial de compresión coincidente con el centro geométrico de la sección. En la Tabla 3.1, se presentan las propiedades de la sección y en la Tabla 3.2, los parámetros del material.

**Tabla 3.1. Propiedades geométricas de la sección**

Característica	Abreviatura	Valor	Unidad
Material	-	ASTM A36	-
Diámetro Externo	$D_{ext}$	273,00	mm
<b>Espesor</b>	$e$	5,50	mm
<b>Área</b>	$A$	46,22	cm <sup>2</sup>
Momento de Inercia 3-3	$I_3$	4135,97	cm <sup>4</sup>
Momento de Inercia 2-2	$I_2$	4135,97	cm <sup>4</sup>
Modulo Estático 3-3	$W_3$	303,00	cm <sup>3</sup>
Modulo Estático 3-3	$W_2$	303,00	cm <sup>3</sup>
Modulo Plástico 3-3	$Z_3$	393,61	cm <sup>3</sup>
Modulo Plástico 2-2	$Z_2$	393,61	cm <sup>3</sup>
Radio de Giro 3-3	$r_3$	9,45	cm
Radio Giro 2-2	$r_2$	9,45	Cm



**Tabla 3.2. Propiedades del material**

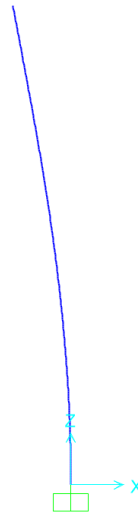
Material	Abreviaturas	Valor	Unidades
Material	-	ASTM A36	-
Modulo Young	$E$	199947,98	MPa
Coefficiente de Poisson	$U$	0,30	Adimensional
Modulo Cortante	$G$	76903,07	MPa
Tensión de Fluencia	$F_y$	248,21	MPa
Tensión de Rotura	$F_u$	399,89	MPa

### 3.2.2. Análisis de Pandeo

#### Pandeo Lineal

El análisis de pandeo lineal se basa en la obtención de autovalores (cargas críticas) y autovectores (formas modales de pandeo), los cuales definen las condiciones bajo las cuales una estructura pierde estabilidad ante una carga axial. Para este análisis, se aplicó una carga vertical unitaria, lo que permite interpretar directamente el factor de carga como el multiplicador de la carga crítica. En la Figura 3.1 se presenta la configuración deformada de la barra asociado al primer modo. La carga crítica obtenida para el primer modo mediante el programa de cálculo es:

$$P_{cr} = 812,46 \text{ kN}$$



**Figura 3.1.** Primer modo de pandeo de la barra. Factor de pandeo: 812,467.

La carga crítica teórica para una columna con extremos empotrada-libre, de longitud  $L$ , módulo de elasticidad  $E$  y momento de inercia  $I$ , se calcula con la siguiente expresión de Euler:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * E * I}{(k * L)^2} \quad (3.1)$$

Donde:

- $P_{cr}$  Carga crítica de pandeo: es la carga axial máxima que puede soportar la columna antes de inestabilizarse. Superado este valor, la estructura pierde su equilibrio y se deforma lateralmente. (Newtons, N o kN)
- $E$  Módulo de elasticidad del material (en pascales, Pa o N/m<sup>2</sup>)
- $I$  Momento de inercia de la sección transversal de la columna respecto al eje de pandeo (en m<sup>4</sup> o cm<sup>4</sup>)
- $k$  Coeficiente de longitud efectiva, también llamado factor de longitud: representa las condiciones de apoyo de los extremos de la columna y modifica la longitud efectiva con la que la columna padea. Su valor depende de cómo están restringidos los desplazamientos y rotaciones en los extremos. Para barra empotrada-libre es igual 2.
- $L$  Longitud real de la columna (en metros o milímetros).

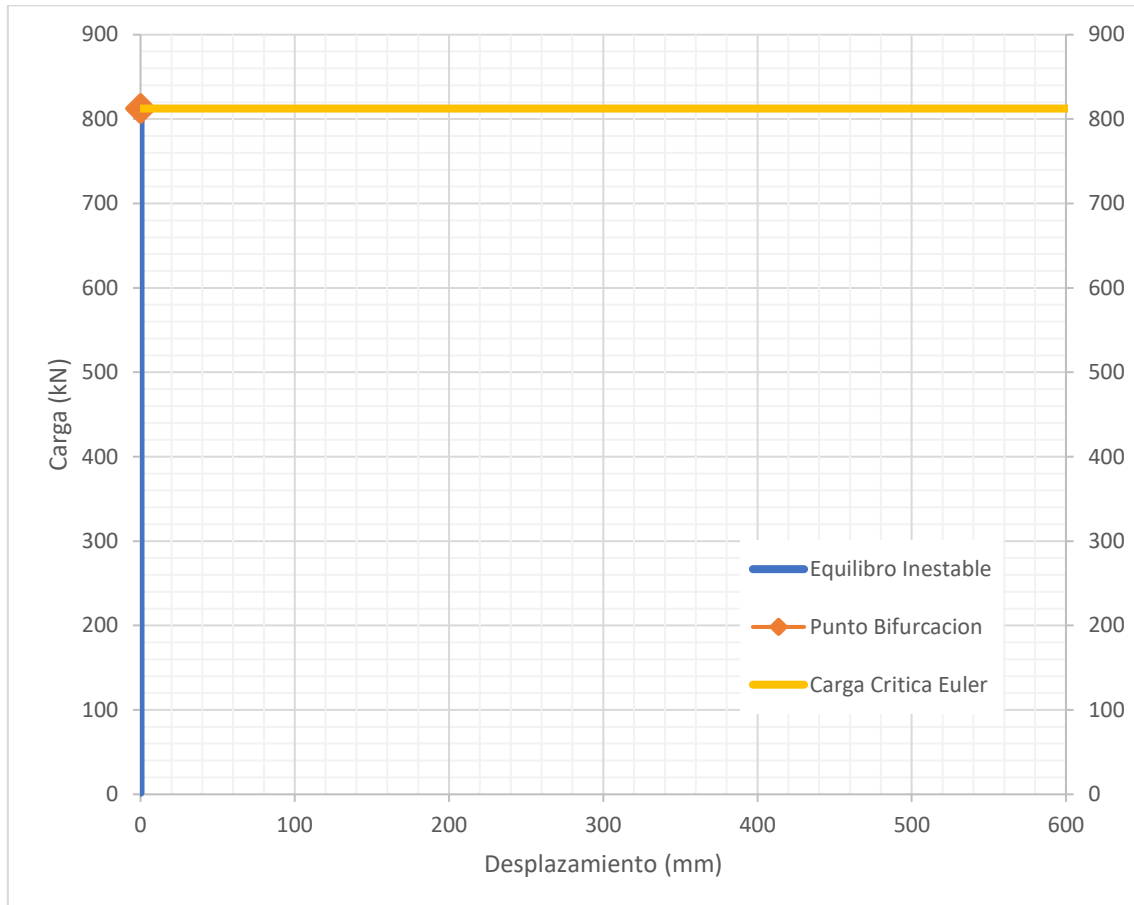
La carga crítica calculada mediante la fórmula de Euler es:

$$P_{cr} = 816,197$$

La diferencia entre el valor obtenido con el programa de cálculo y el valor teórico se debe a que la fórmula de Euler no contempla la deformación por cortante. Si se anula este efecto en el programa, el valor del factor de pandeo se aproxima al teórico, resultando:

$$\text{Factor Pandeo} = 816,197$$

En la Figura 3.2 se representa la carga crítica según la formulación de Euler. El punto de bifurcación se encuentra en la intersección de dos trayectorias de equilibrio. La trayectoria azul representa una condición de equilibrio inestable, mientras que la amarilla corresponde al estado crítico previsto por Euler. Dicha intersección define el punto de bifurcación, donde ambas trayectorias, que pueden ser estables o inestables, cambian su naturaleza.



**Figura 3.2.** Gráfico carga-desplazamiento para el análisis de pandeo lineal.

### Pandeo No Lineal

En este análisis se evalúa el comportamiento de la estructura frente a pequeños incrementos de carga y se identifica el punto en que se produce el fallo por inestabilidad. Dicho punto se reconoce por un aumento no acotado de desplazamientos ante mínimas variaciones de carga. El resultado es una curva carga-desplazamiento. Para ello, se definen puntos de control en posiciones clave de la estructura. En este caso, se elige el nodo superior de la barra.

### Opciones de Análisis Estáticos No Lineales en SAP2000

En el programa SAP2000, permite tres configuraciones:

- Opción 1: El programa no considera la no linealidad geométrica.
- Opción 2: El programa considera solo el efecto P-Delta mediante el cálculo de la matriz de rigidez geométrica y plantea el equilibrio de la estructura en la geometría inicial, indeformada.
- Opción 3: El programa considera los efectos P-Delta y los grandes desplazamientos. Esta opción del análisis no lineal plantea el equilibrio de la estructura en la posición deformada.

En la Figura 3.3 se presenta el cuadro de configuración de los casos de análisis de programa SAP2000. A la derecha se muestran las opciones de análisis no lineales y, a la izquierda la carga aplicada. En este modelo, se definió una carga unitaria aplicada en el nodo superior de la barra con una magnitud levemente superior a la carga crítica de Euler. La magnitud se definió mediante el factor de escala de la carga. El caso de carga con la componente vertical, denominado Caso “V”, se encadenó consecutivamente con el caso de carga que incluye la componente horizontal, denominado Caso “H”, de modo que la carga vertical se aplique una vez que la estructura haya sido previamente desviada de su posición original por la acción de la carga horizontal. Finalmente, en la parte inferior izquierda, en la opción “Result saved”, se solicitó guardar los resultados para múltiples estados de carga con el fin de trazar la curva carga-desplazamiento.

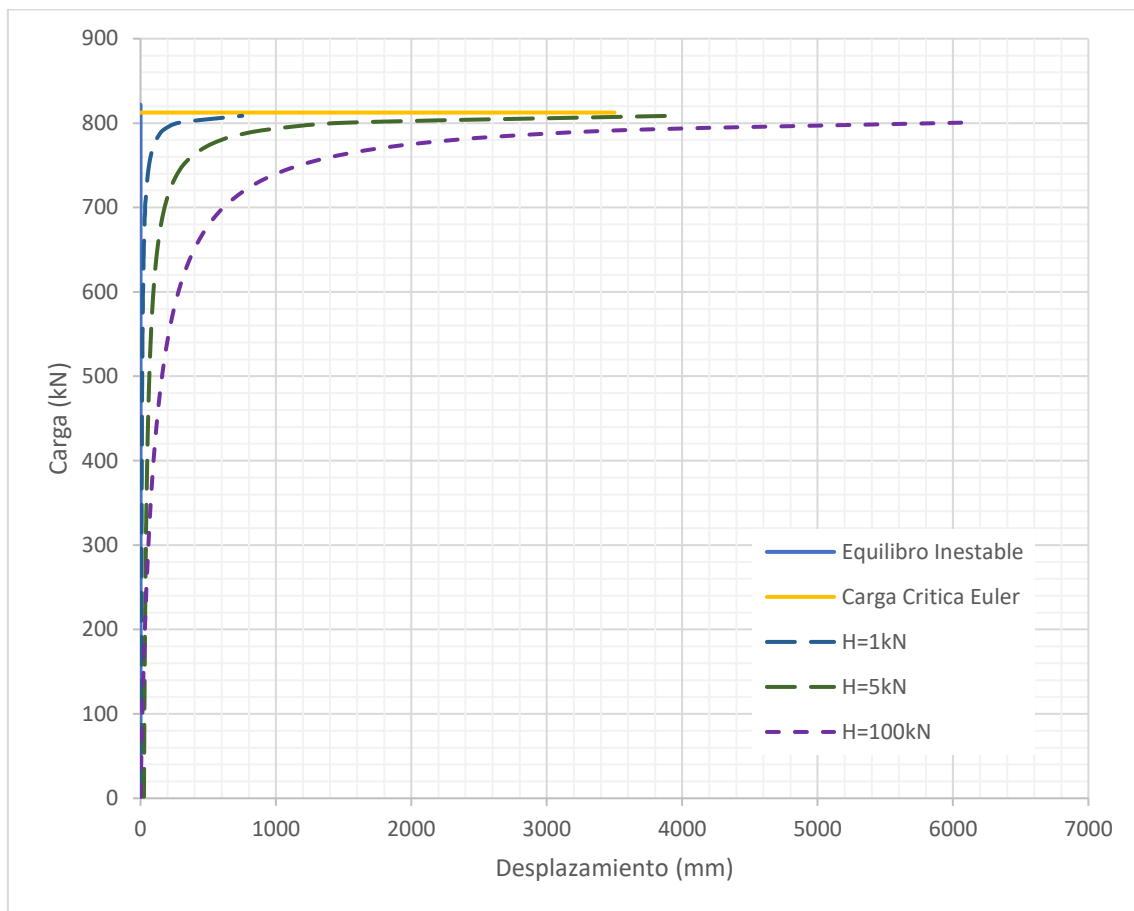
Load Type	Load Name	Scale Factor
V	V	820,
Load Pattern	V	820,

**Figura 3.3.** Cuadro de configuración de los casos de análisis. Abreviaturas: NL: Análisis No Lineal. PD: Efecto P-Delta.

### Análisis No Lineal con Efecto P-Delta

La barra se subdivide en elementos para cumplir la hipótesis de pequeñas deformaciones y giros. Se configura el análisis no lineal contemplando el efecto P-Delta y se definen pasos de carga para registrar los resultados. Se aplica una carga axial ( $V$ ) superior a la crítica obtenida en el análisis lineal.

Cuando la estructura es simétrica es necesario romper dicha simetría para iniciar el análisis de pandeo no lineal. Esto puede lograrse mediante la aplicación de una fuerza horizontal ( $H$ ), que desplace la estructura de su eje, o bien mediante la adopción de una geometría inicial deformada. En este caso, se optó por aplicar cargas horizontales de distinta magnitud. Las curvas resultantes se presentan en la Figura 3.4.



**Figura 3.4.** Análisis No Lineal con efecto P-Delta. Curvas Cargas-Desplazamiento para el nodo superior de la barra empotrada libre para diferentes cargas horizontales ( $H$ ).

El análisis no lineal con efecto P-Delta contempla la no linealidad geométrica a través de la evaluación de la matriz de rigidez geométrica  $K_G$ . Esta matriz es función de la carga axial y modifica la matriz de rigidez inicial ( $K$ ) de la estructura en función del nivel de carga axial en cada barra. Por lo tanto, en estructuras sometidas a grandes cargas axiales de compresión, la rigidez flexional disminuye, lo que provoca un aumento de los desplazamientos laterales.

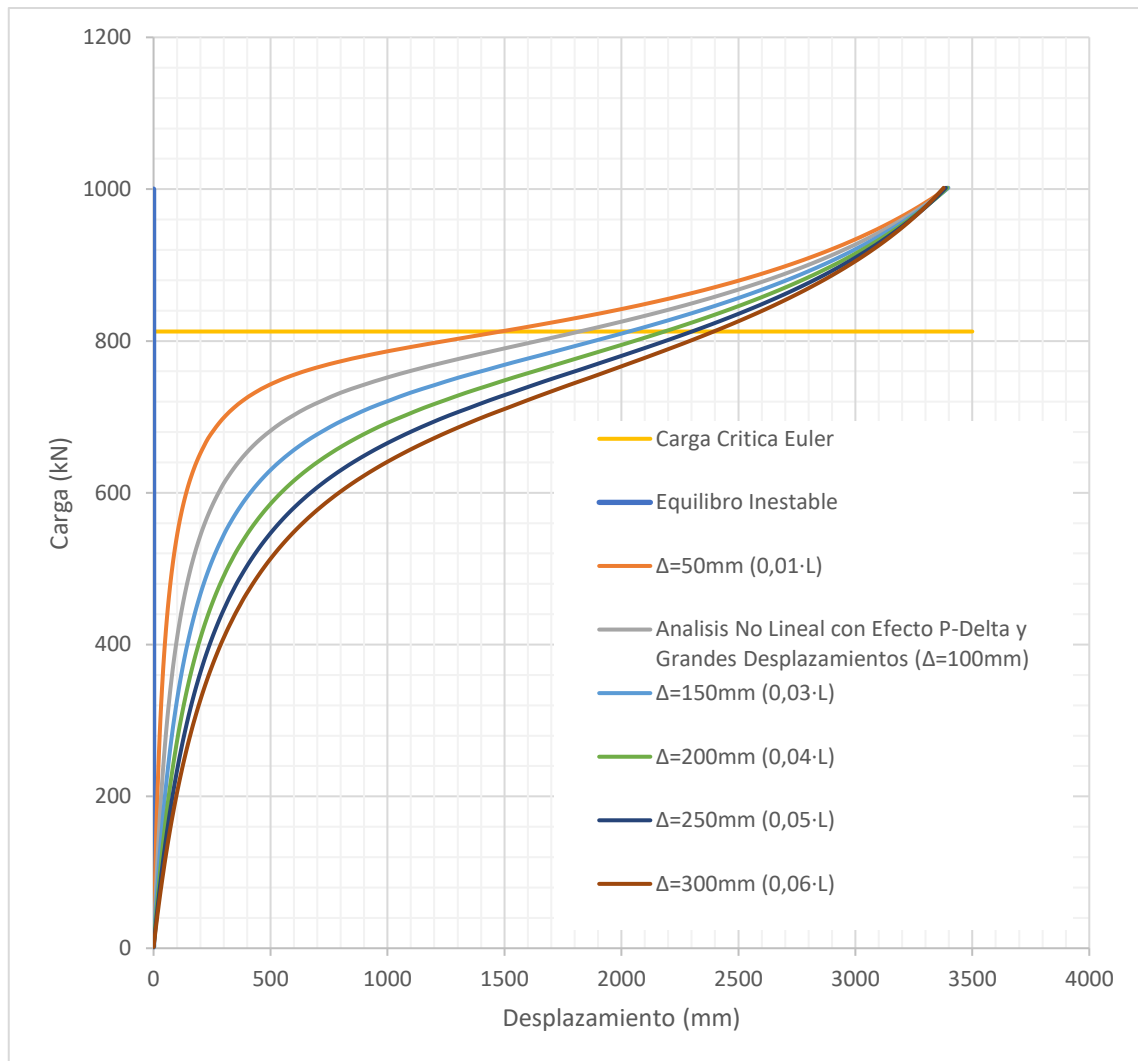
Es importante destacar que, en este tipo de análisis, el programa de cálculo continúa evaluando el equilibrio respecto a la configuración indeformada de la estructura. En este contexto particular, la carga horizontal ( $H$ ), aplicada perpendicularmente a la carga de compresión, al definirse el equilibrio sobre la configuración inicial indeformada, no genera una componente axial adicional. Por tanto, no modifica el nivel de carga axial en la barra ni altera la rigidez de la estructura a través de la matriz de rigidez geométrica.

La rigidez flexional de la barra se ve influenciada únicamente por el aumento progresivo de la carga axial de compresión ( $V$ ). A medida que dicha carga aumenta, la rigidez axial disminuye y, en consecuencia, los desplazamientos laterales crecen. Este crecimiento se aproxima de forma asintótica al valor límite definido por la carga crítica de pandeo de Euler. En ese punto, la matriz de rigidez geométrica (dependiente de la carga axial) anula completamente la rigidez del elemento, lo que representa la pérdida total de estabilidad estructural.

### **Análisis No Lineal con Efecto P-Delta más grandes desplazamientos**

En la Figura 3.5 se presentan las curvas obtenidas a partir del análisis no lineal, en el cual se consideran tanto los efectos P-Delta como los grandes desplazamientos. En este tipo de análisis, el equilibrio del sistema se plantea respecto de la configuración deformada.

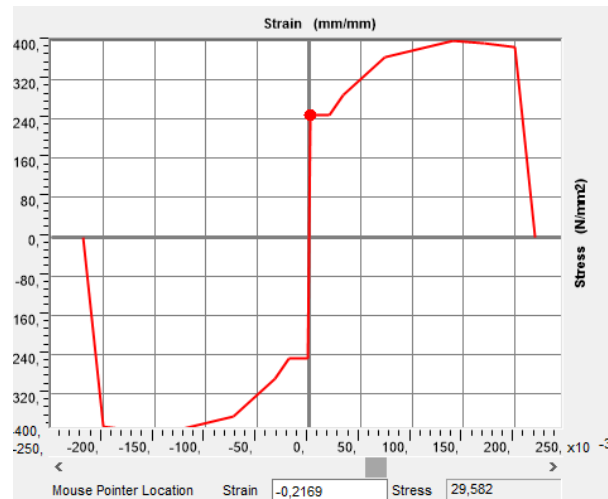
Nuevamente, para iniciar el pandeo no lineal es necesario romper la simetría inicial de la estructura. En este caso, a diferencia del anterior, se decidió modificar la geometría inicial mediante la implementación de una deformación inicial correspondiente al primer modo de pandeo lineal. Se obtuvieron las curvas carga-desplazamiento para distintos valores de deformación inicial, expresados como porcentaje de la altura de la barra. La carga horizontal ( $H$ ) en este análisis es nula. Cabe destacar que, si la carga horizontal ( $H$ ) fuera distinta de cero, el desplazamiento del nudo superior provocaría que dicha carga, originalmente perpendicular al eje de la barra, adquiriera una componente vertical, lo que influiría en la variación del esfuerzo axial.



**Figura 3.5.** Curvas Cargas-Desplazamiento para el nodo superior de la barra empotrada libre. Análisis No Lineal con efecto P-Delta más grandes desplazamientos.

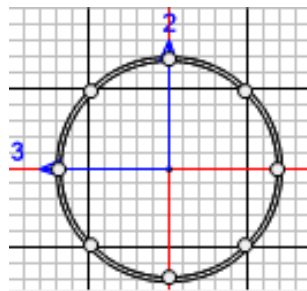
### **Análisis No Lineal con Efecto P-Delta más grandes desplazamientos y no linealidad Material**

Como se mencionó anteriormente, una de las ventajas de los análisis de pandeo no lineales es la posibilidad de incorporar diferentes tipos de no linealidades. En esta sección se considerará la no linealidad material. Para su modelado se emplearán rótulas plásticas, una de las herramientas que ofrece el programa SAP2000 para representar la no linealidad material en elementos de barra. Mediante este método, únicamente se debe verificar la curva Tensión-Deformación del material y controlar la discretización de la barra. En la Figura 3.6 se presenta la curva carga-deformación correspondiente al material de las barras. El punto rojo indica el límite de fluencia del material, cuando las fibras alcanzan este nivel de tensión se consideran plastificadas.



**Figura 3.6.** Curva tensión-deformación para el material de la barra.

Por otro lado, se crean las rotulas plásticas (*Fiber Hinge*) y se las asignan a cada elemento de barra discretizado. Este método genera fibras alrededor de la sección geométrica, como se muestra en la Figura 3.7.

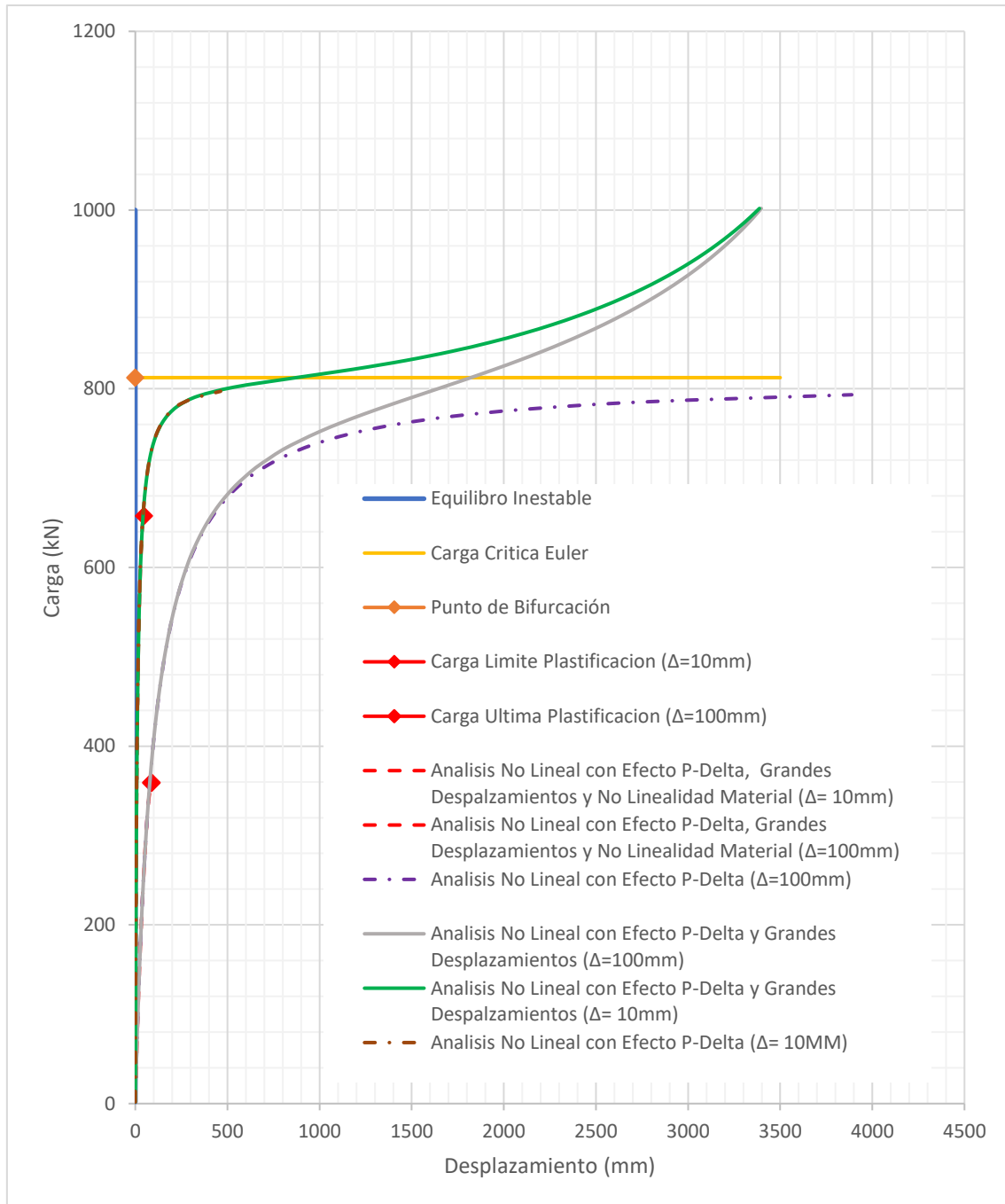


**Figura 3.7.** Fibras alrededor de la sección de la barra.

A medida que avanza el análisis de carga, las fibras se plastifican progresivamente. Se considera que la sección falla cuando todas las fibras de una sección dada alcanzan la tensión de fluencia, es decir, se plastifican por completo y ya no es posible establecer el equilibrio.

En la Figura 3.8 se presentan las curvas carga-desplazamiento para dos imperfecciones geométricas iniciales: 10 mm ( $0.002 \cdot L$ ) y 100 mm ( $0.02 \cdot L$ ), correspondientes a los tres tipos de análisis de carga planteados:

- Análisis no lineal con efecto P-Delta,
- Análisis no lineal con efecto P-Delta y grandes desplazamientos,
- Análisis no lineal con efecto P-Delta, grandes desplazamientos y no linealidad material.



**Figura 3.8.** Curvas cargas desplazamiento para diferentes imperfecciones iniciales y diferentes tipos de análisis.

Como puede observarse, la no linealidad material resulta determinante en el análisis de pandeo. Cuando la imperfección geométrica inicial es baja, el pandeo no lineal se aproxima a la carga crítica de Euler. En cambio, cuando la imperfección inicial de la barra aumenta, la carga crítica de pandeo se reduce significativamente. En la Tabla 3.3 se presentan las cargas límite obtenidas para todos los tipos de análisis presentados en la Figura 3.8.

**Tabla 3.3.** Tabla comparativa de las cargas críticas de pandeo para una barra empotrada libre para diferentes tipos de análisis.

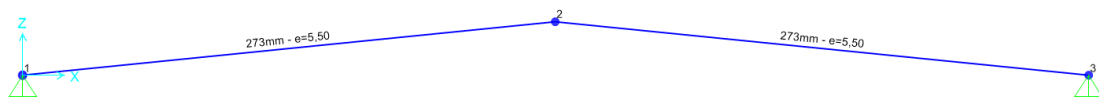
Tipo de Análisis		Imperfección geométrica inicial			
		$\Delta= 10\text{MM}$		$\Delta= 100\text{MM}$	
		kN	%	kN	%
Lineal	LBA	812,46	100,00%	812,46	100,00%
No Lineal con Efecto P - Delta	GNIA	797,179	98,12%	670,899	82,58%
No Lineal con Efecto P-Delta más Grandes Desplazamientos	GNIA	791,779	97,45%	671,779	82,68%
No Lineal con Efecto P-Delta más Grandes Desplazamientos y No Linealidad Material	GMNIA	657,833	80,97%	359,085	44,20%

### 3.3. Modelo 2: Arco compuesto por dos barras rectas articuladas en el nodo central.

Se utiliza este ejemplo con un segundo paso, respecto del modelo 1, en el cual se analizó un único elemento a compresión. Al realizar este modelo se busca capturar el fenómeno de inestabilidad del arco, fenómeno denominado “*Snap Through*”.

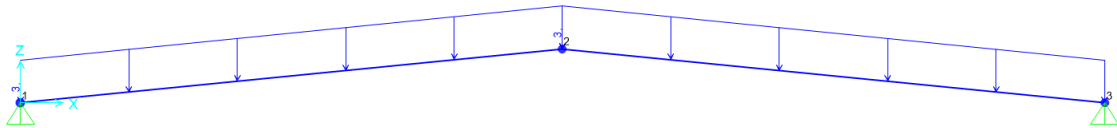
La estructura consiste en dos barras rectas, articuladas en su nodo de conexión (nodo central). En los nodos de apoyo únicamente se restringieron los desplazamientos.

La distancia entre los nodos de apoyo (L) es de 30 metros, el nodo central se encuentra a la mitad, 15m, con una elevación respecto de los apoyos (H) de 1,5m. La relación entre la altura del arco, y la longitud, (H/L), es de 0,05. Cada barra tiene una sección transversal de 273 mm (10’’) y 5,50 mm de espesor.



**Figura 3.9.** Geometría del modelo 3. Arco conformado por dos barras rectas articuladas en sus extremos y el nodo central.

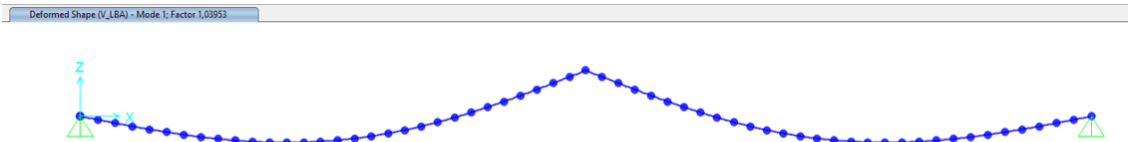
Se aplicaron cargas gravitatorias de 3 kN/m en ambas barras. Estas cargas se agregaron en un patrón de carga denominado “V” (Carga Vertical).



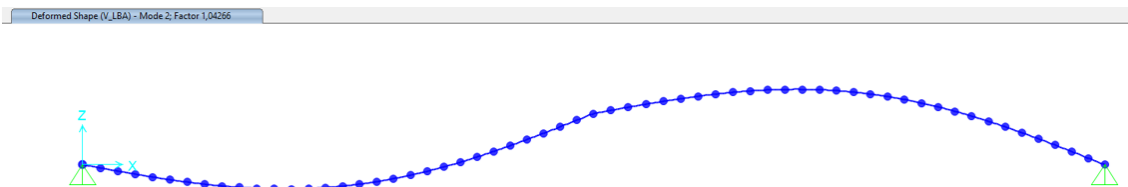
**Figura 3.10.** Cargas distribuidas, con dirección vertical, de 3 kN/m aplicada a ambas barras.

Cabe destacar que tanto los análisis lineales como los no lineales se encadenaron a partir de un caso de carga no lineal, que solo considera el peso propio de la estructura. Esta estrategia se adoptó para reducir posibles errores de convergencia en los modelos, ya que permite comenzar desde un estado en el que la estructura ya se encuentra cargada con su peso propio y presenta el correspondiente estado tensional, en lugar de partir desde un estado sin carga.

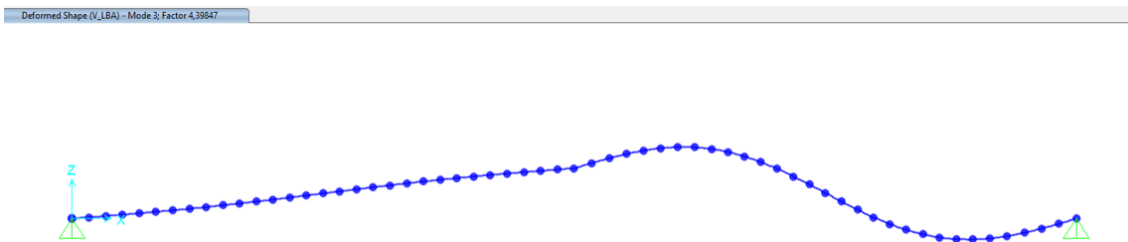
Primeramente, se realizó un análisis lineal elástico y se determinó la carga crítica de pandeo de Euler, identificando los factores de carga y los modos de pandeo asociados a cada uno.



**Figura 3.11.** Modo 1, Factor de Carga (F1): 1,03953.



**Figura 3.12.** Modo 2, Factor de Carga (F2): 1,04266.



**Figura 3.13.** Modo 3, Factor de Carga (F3): 4,39847.

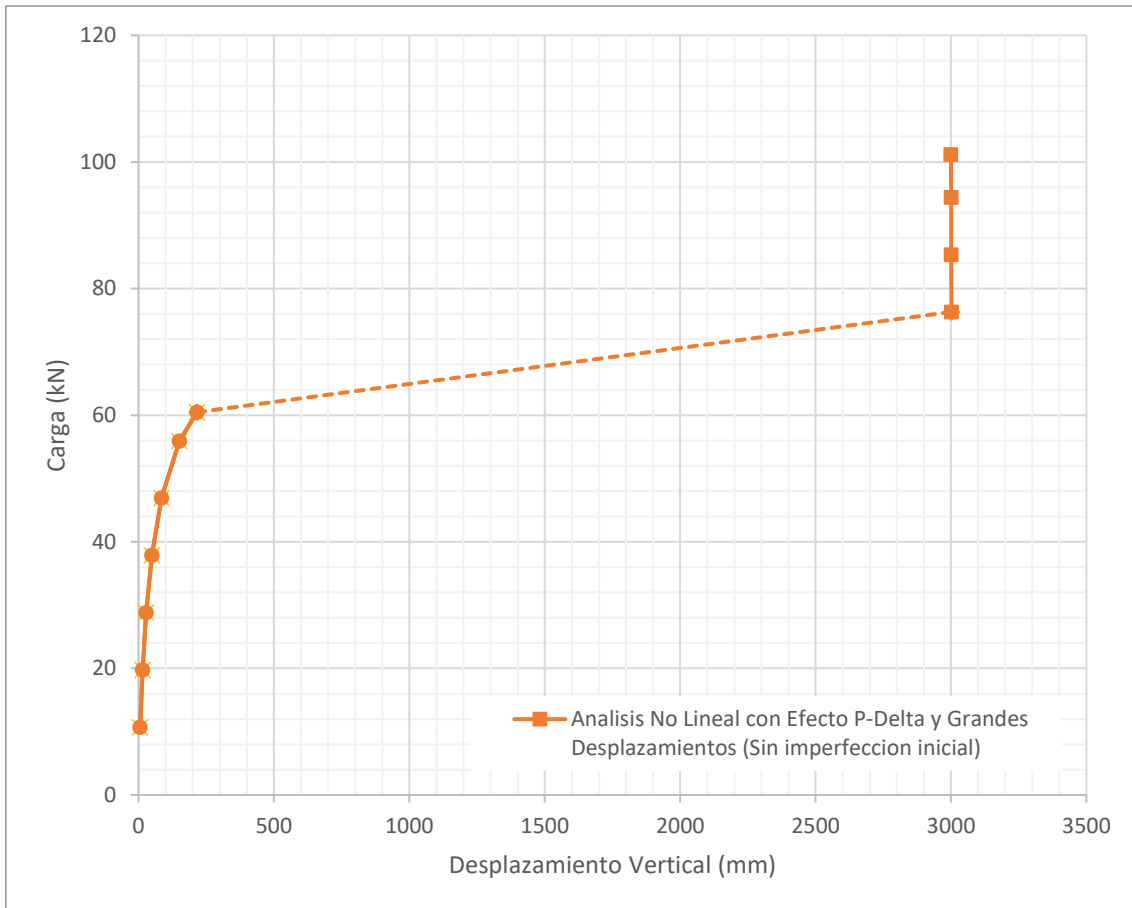
Los factores de pandeo entre el primer y el segundo modo están muy cerca entre sí. La carga de pandeo asociada al primer autovalor, modo de pandeo, es:

$$P(LBA) = 94,024 \text{ kN}$$

A continuación, se realizó un análisis No lineal que incluye los grandes desplazamientos. Se contempló este tipo de análisis debido a que, pequeñas variaciones en el ángulo de las barras, provocan grandes variaciones en los esfuerzos axiales, producto de que se trata de un arco muy plano. Por lo expuesto, es que se considera fundamental evaluar el equilibrio del sistema en la configuración deformada. Para este análisis también se solicitó guardar los sucesivos estados de carga para luego graficar el desplazamiento del nodo central respecto de la reacción verticales del sistema.

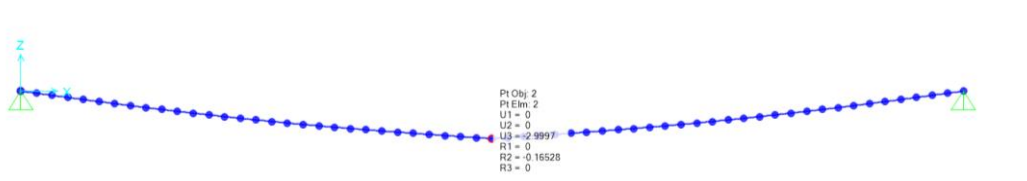
En la Figura 3.14 se puede observar que la estructura se inestabiliza para una carga de aproximadamente 60 kN, muy inferior al estimado mediante el análisis lineal-elástico (94 kN). En este nivel de carga, el nodo central realiza un salto hacia una nueva posición, ubicada 3 m por debajo de su posición inicial (recordar que la altura del arco en la configuración indeformada era de 1,50 m).

La línea punteada que une el punto de inestabilización (60 kN) con el nuevo punto donde el sistema vuelve a tomar carga (75 kN), representa un estado de transición y no refleja el comportamiento real del nodo central, exponiendo una limitación numérica del programa que debe ser considerada. El programa SAP2000 aplica, para resolver problemas con no linealidad, los métodos numéricos de Newton-Raphson y Newton-Raphson modificados. Estos métodos presentan dificultades al llegar a un punto límite, donde la derivada es nula. En este punto, la matriz de rigidez del sistema se vuelve cero y posteriormente negativa, es decir, el modelo numérico no puede resolver las condiciones de equilibrio más allá de este punto, salvo cuando el determinante de la matriz de rigidez vuelve a ser positivo.



**Figura 3.14.** Gráfico Carga-Desplazamiento del nodo central respecto de la carga vertical total.

En la Figura 3.15 se presentan la esta nueva posición de equilibrio del sistema. Este fenómeno corresponde a la inversión de arco, en el cual, los esfuerzos axiales comienzan a ser de tracción y no de compresión.

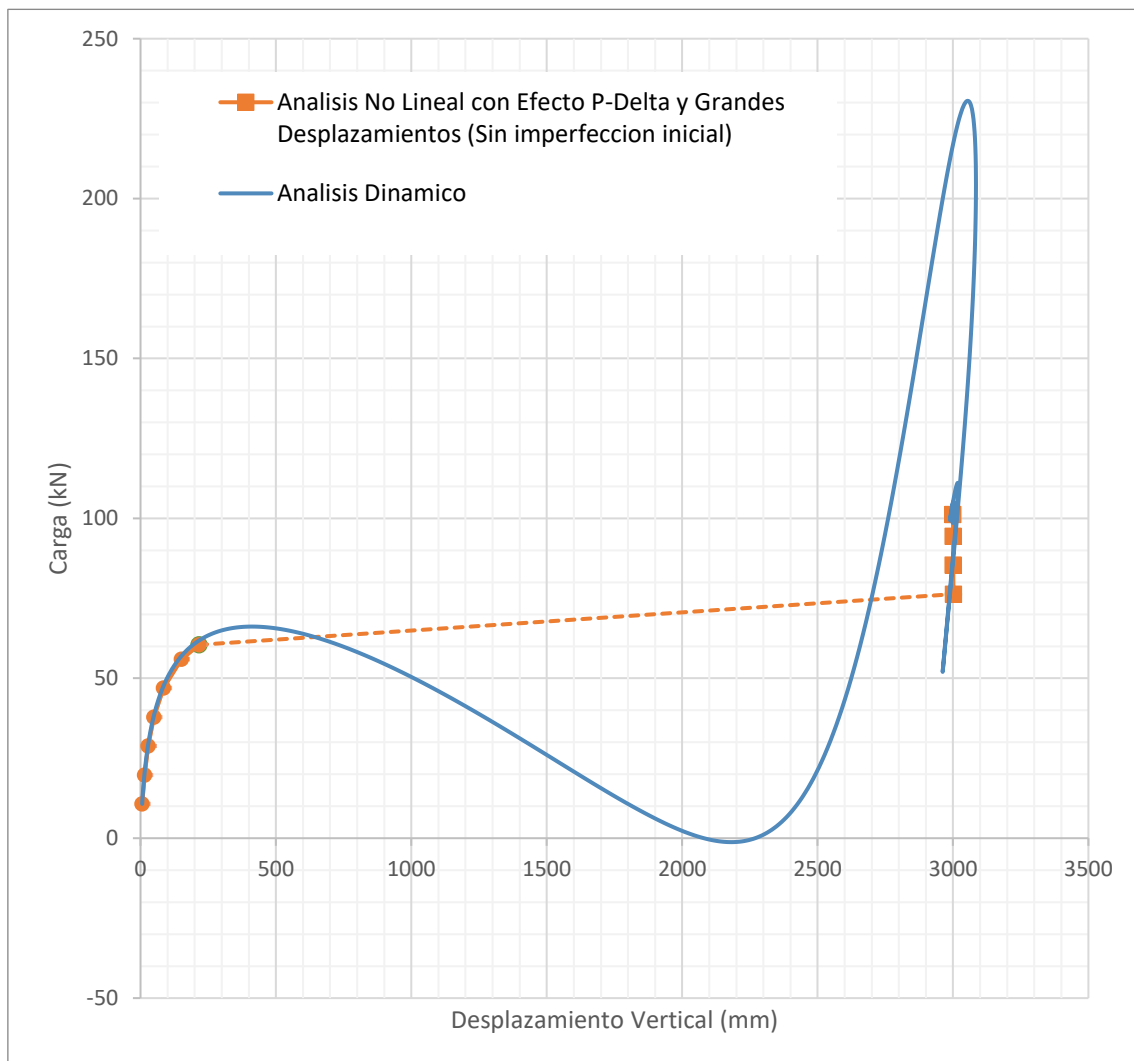


**Figura 3.15.** Nueva configuración de equilibrio de la estructura.

Con el único objetivo de entender la respuesta en esta etapa de transición entre configuraciones estables, se analiza el comportamiento de la estructura en la etapa de post-pandeo. Para ello, se decidió realizar un análisis dinámico paso a paso mediante un análisis de respuesta en el tiempo.

En la Figura 3.16 se presenta la curva Carga-Desplazamiento del nodo central respecto de la carga vertical total. La línea sólida azul corresponde al comportamiento dinámico del sistema. A partir de la carga cero, se observa un incremento no lineal de los desplazamientos hasta el punto de inestabilización, ubicado aproximadamente a 60 kN.

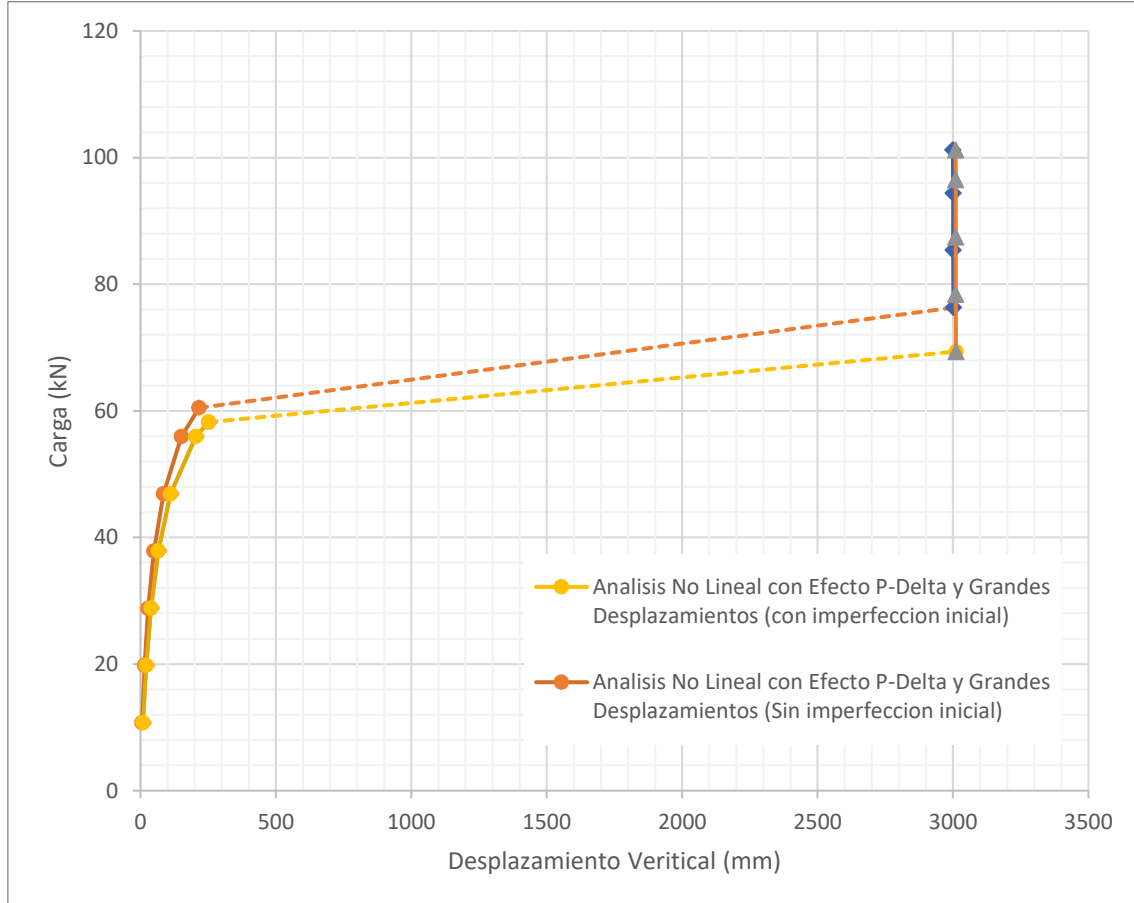
Tras este punto límite, la estructura pierde rigidez y, por lo tanto, su capacidad de tomar carga, provocando que las cargas aceleren la estructura. Cuando la estructura alcanza el segundo punto límite (segundo punto tangente en la curva), el sistema comienza a tomar carga nuevamente. En el final del gráfico próxima al desplazamiento de 3m, se observa un aumento significativo de la reacción vertical respecto del análisis estático, esto se debe a las fuerzas que actúan para frenar el arco en su nueva posición. La línea naranja representa el análisis estático no lineal con efecto P-Delta y grandes desplazamientos, y línea naranja punteada indica la zona de transición dinámica, previamente presentadas. Este análisis tiene un carácter meramente ilustrativo y se encuentra fuera del alcance del presente trabajo.



**Figura 3.16.** Gráfico carga-desplazamiento del nodo central respecto de la carga vertical total.

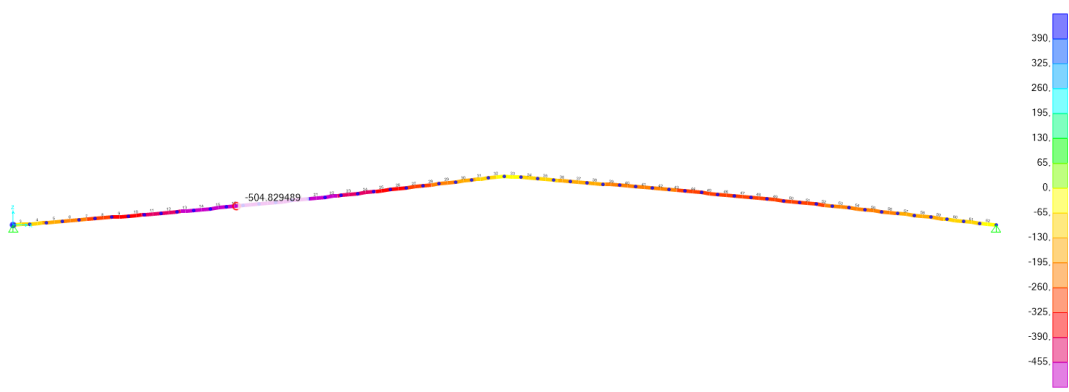
Continuando con el análisis estático, se define una imperfección geométrica inicial de partida. Dado que la forma de esta imperfección suele ser desconocida, se adopta como imperfección inicial el segundo modo de pandeo lineal de la estructura (véase la Figura 3.12), con un desvío máximo de 100 mm.

En la Figura 3.17 se presenta la curva carga–desplazamiento del nodo central, considerando el análisis no lineal con imperfección inicial, en comparación con la curva obtenida sin imperfección de partida. Como puede observarse, la estructura con imperfección geométrica inicial se inestabiliza para una carga de aproximadamente 58 kN, valor inferior al estimado previamente para la geometría sin imperfección.



**Figura 3.17.** Gráfico Carga-Desplazamiento del nodo central respecto de la carga vertical total.

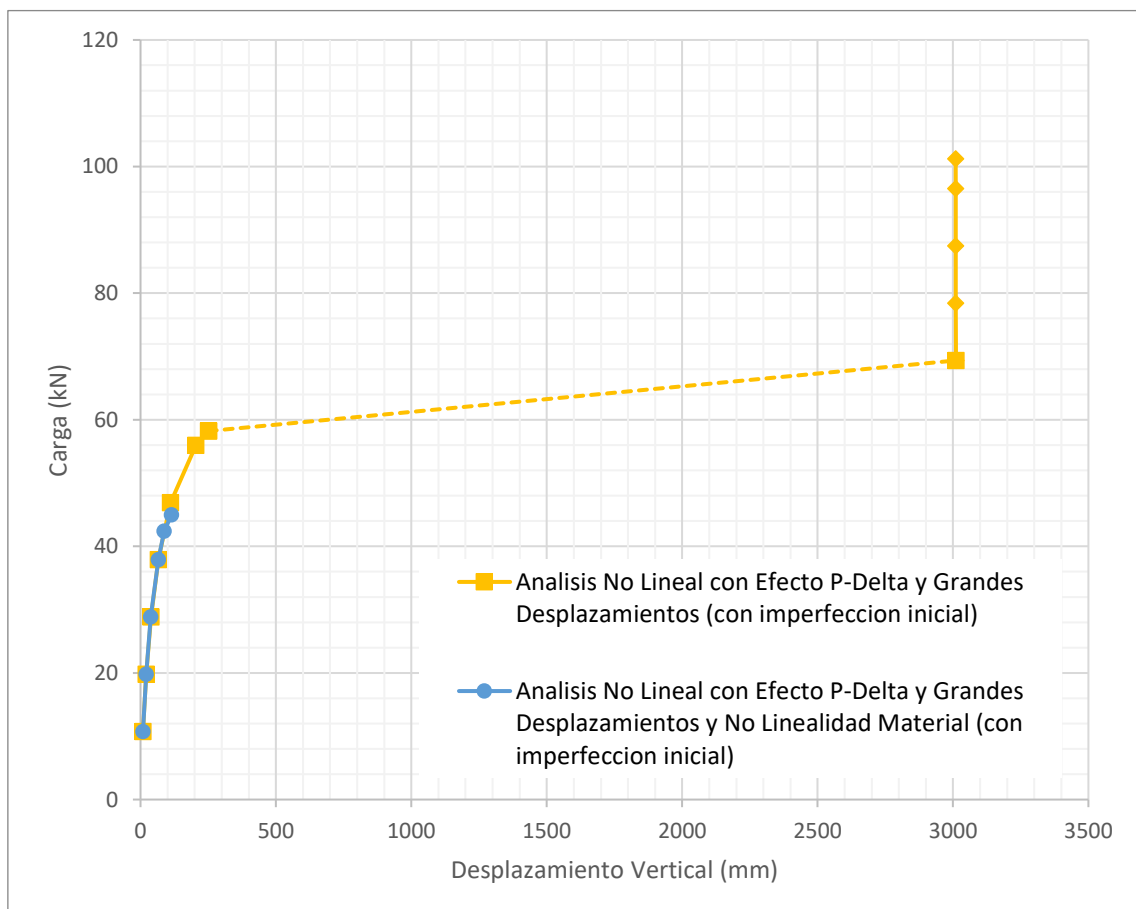
Posteriormente se consultan los esfuerzos máximos absolutos de Von Mises en las barras en el paso previo a la inestabilización del sistema (véase la Figura 3.18). Los resultados muestran que se alcanzan tensiones de aproximadamente 504 MPa, excediendo ampliamente la tensión de fluencia del material, 240 MPa. Esto indica que las barras experimentarán deformaciones plásticas, las cuales no se han considerado en el análisis hasta este momento.



**Figura 3.18.** Tensiones de Von Mises en la estructura en el paso previo a la inestabilización.

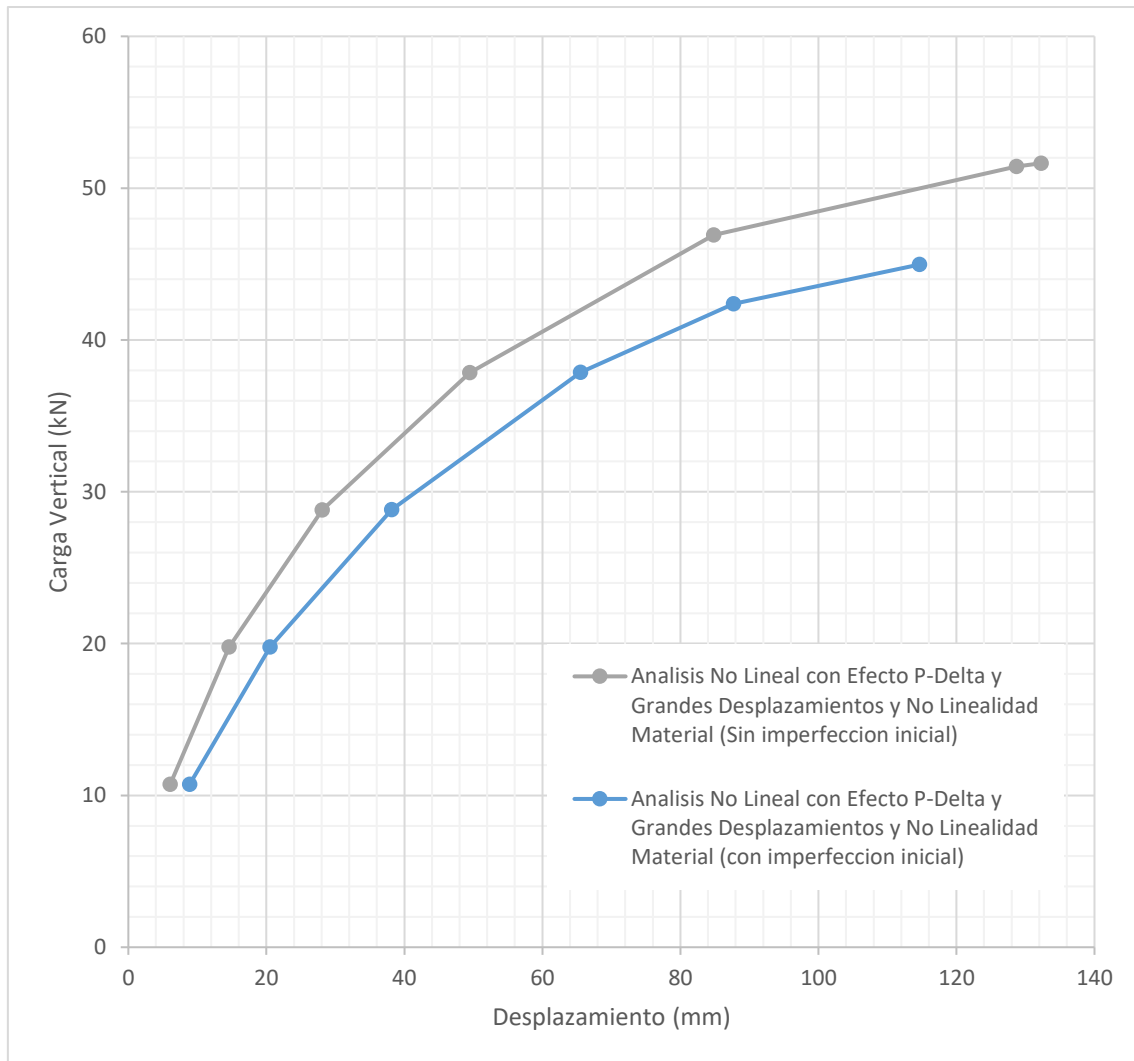
De lo expuesto, se concluye que es necesario contemplar el comportamiento inelástico del material, además de los grandes desplazamientos. Para ello, se vuelve a utilizar la herramienta de las rotulas plásticas, detalladas en el apartado 3.2.

La Figura 3.19 presenta las curvas carga–deformación del nodo central, considerando el caso con imperfección geométrica inicial y comportamiento elástico del material (curva amarilla), así como el caso con imperfección geométrica inicial y comportamiento no lineal del material (curva azul).



**Figura 3.19.** Gráfico Carga-Desplazamiento del nodo central respecto de la carga vertical total.

Adicionalmente, en la Figura 3.20 se presentan los resultados comparativos para los casos de análisis, considerando únicamente la no linealidad del material y la no linealidad del material más las imperfecciones geométricas. En el caso de análisis que contempla únicamente la no linealidad del material, la inestabilización se presentó aproximadamente a 51 kN.

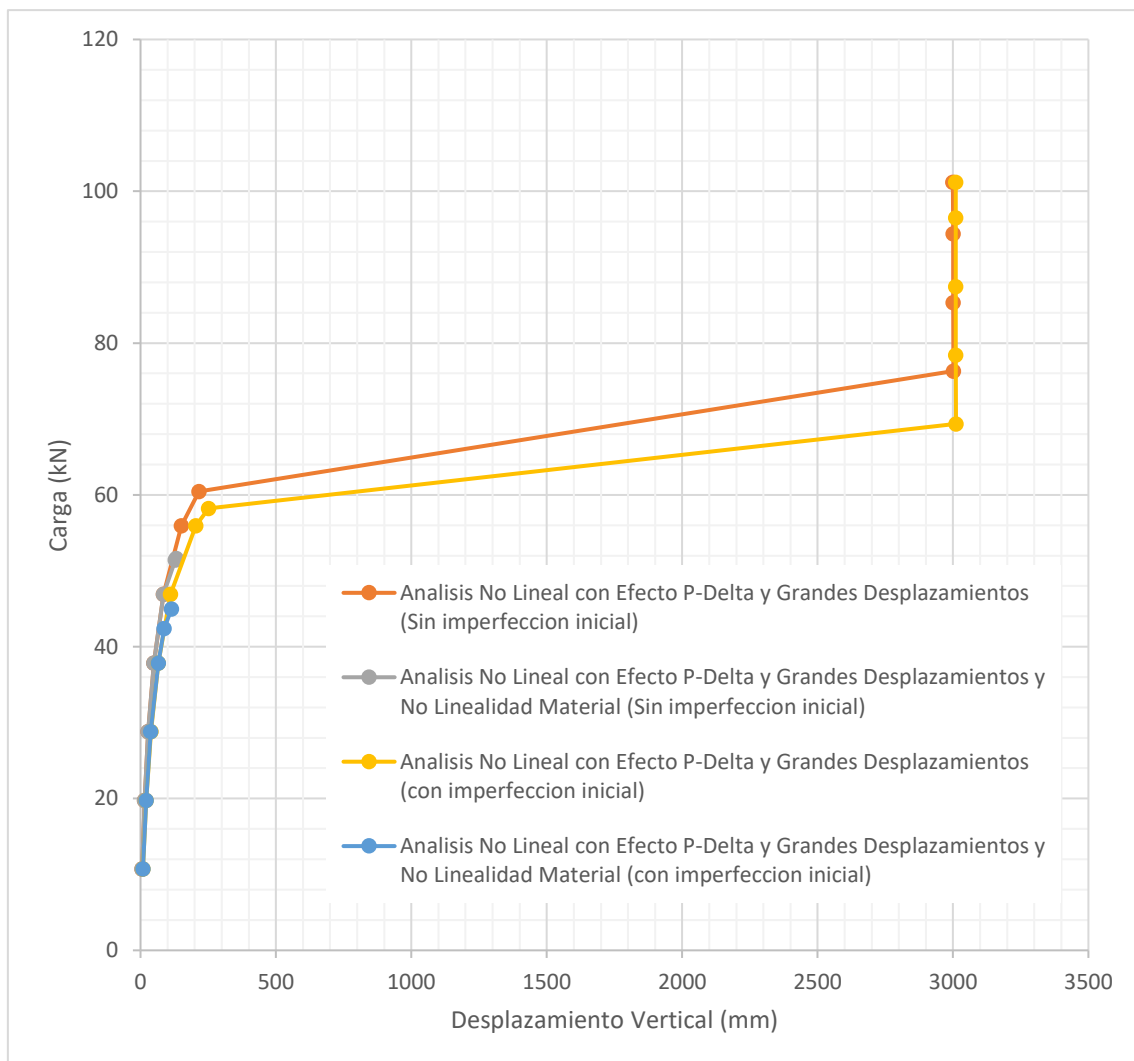


**Figura 3.20.** Gráfico Carga-Desplazamiento del nodo central respecto de la carga vertical total.

Por último, en la Tabla 3.4 se presenta un resumen con los resultados obtenidos para los diferentes tipos de análisis.

**Tabla 3.4.** Resumen de cargas críticas para los diferentes tipos de análisis.

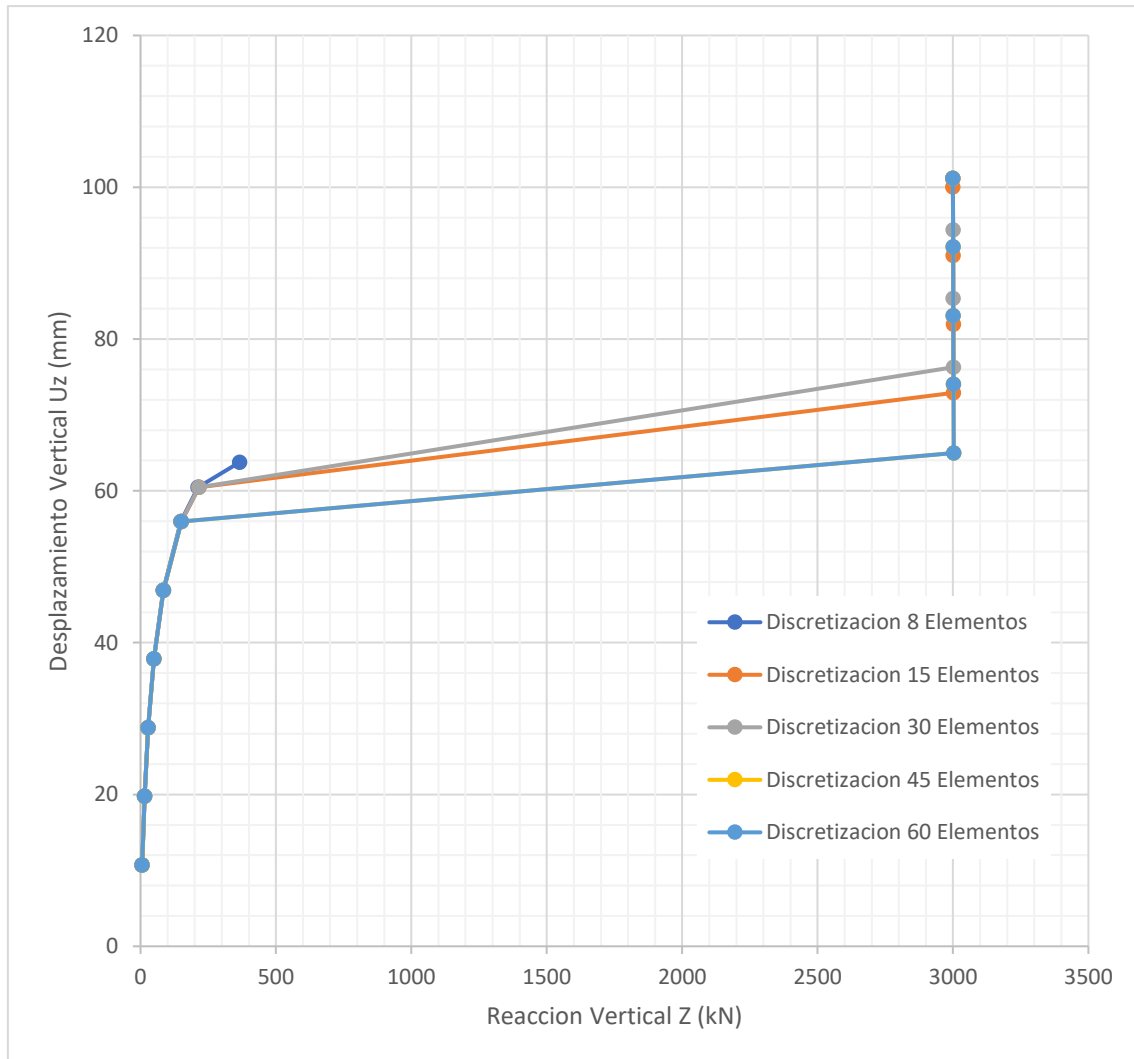
Tipo de Análisis	Carga de Inestabilización
	kN
Análisis de bifurcación elástico lineal (LBA)	94,024
Análisis no lineal geométrico elástico (GNA)	60,470
Análisis no lineal material (MNA)	51,641
Análisis no lineal geométrico elástico con imperfecciones (GNIA)	58,219
Análisis no lineal material y geométrico con imperfecciones (GMNIA)	44,969



**Figura 3.21.** Gráfico Carga-Desplazamiento del nodo central respecto de la carga vertical total.

### 3.3.1. Análisis de sensibilidad del mallado

En la Figura 3.22, se presentan los resultados para diferentes subdivisiones de las barras para los análisis no lineales P-Delta más grandes desplazamientos sin considerar imperfecciones iniciales y sin considerar la no linealidad material. El objetivo es evaluar la sensibilidad de los resultados frente a diferentes mallados.



**Figura 3.22.** Evaluación de la sensibilidad de los resultados para diferentes subdivisiones de las barras para el caso de análisis No Lineal con efecto P-Delta con grandes desplazamientos y sin imperfección inicial y con linealidad material.

**Tabla 3.5.** Tabla comparativa de las cargas críticas de pandeo para una barra empotrada libre para diferentes tipos de análisis

Discretización 8 Elementos		Discretización 15 Elementos		Discretización 30 Elementos		Discretización 45 Elementos		Discretización 60 Elementos	
Carga	Desplazamiento	Carga	Desplazamiento	Carga	Desplazamiento	Carga	Desplazamiento	Carga	Desplazamiento
KN	mm	KN	mm	KN	mm	KN	mm	KN	mm
10,73	-6,04	10,73	-6,06	10,73	-6,06	10,73	-6,06	10,73	-6,06
19,77	-14,54	19,77	-14,60	19,77	-14,62	19,77	-14,62	19,77	-14,62
28,81	-27,92	28,81	-28,07	28,81	-28,11	28,81	-28,12	28,81	-28,12
37,86	-49,13	37,86	-49,45	37,86	-49,55	37,86	-49,57	37,86	-49,57
46,91	-84,11	46,91	-84,75	46,91	-84,95	46,91	-84,98	46,91	-85,00
55,95	-149,14	55,95	-150,59	55,95	-151,02	55,95	-151,10	55,95	-151,13
60,47	-212,79	60,47	-215,53	60,48	-216,36	65,00	-3.002,78	65,00	-3.002,78
63,78	-366,50	72,91	-3.002,13	76,31	-3.001,74	74,05	-3.001,94	74,05	-3.001,93
		81,96	-3.001,32	85,35	-3.000,93	83,09	-3.001,11	83,09	-3.001,11
		91,00	-3.000,55	94,40	-3.000,18	92,14	-3.000,34	92,14	-3.000,34
		100,05	-2.999,86	101,18	-2.999,68	101,18	-2.999,65	101,18	-2.999,65
		101,18	-2.999,79						

### 3.4. CONCLUSIONES DE LOS ESTUDIOS PRELIMINARES

Se presentan a continuación las conclusiones obtenidas, las cuales constituirán el punto de partida para el análisis del puente completo.

1. Los análisis de pandeo lineales, se limitan a escalar el vector de carga, hasta que la matriz de rigidez geométrica anula la matriz de rigidez de la estructura, causando la inestabilidad, llegando así, a los modos de pandeo. El equilibrio del sistema siempre se evalúa a la configuración indeformada de la estructura.
2. Los análisis no lineales permiten incorporar diferentes tipos de no linealidades de manera simultánea.
3. Si la estructura es simétrica, para iniciar el análisis no lineal es necesario incorporar una imperfección geométrica inicial o aplicar fuerzas que desplacen la estructura de su posición original.
4. Se observa que, para imperfecciones geométricas iniciales bajas en las barras ( $0,01 \cdot L$ ), la carga de pandeo no lineal geométrica elástica (GNIA) es prácticamente igual a la carga de pandeo elástico de Euler (LBA). A medida que la imperfección geométrica inicial aumenta, la carga crítica de pandeo no lineal se aleja de la carga crítica ideal (lineal). Para imperfecciones iniciales mayores, la relación no lineal entre carga y desplazamiento se incrementa.

5. Se observa que para imperfecciones geométricas bajas ( $0,01 \cdot L$ ), la relación entre carga y desplazamiento se mantiene prácticamente lineal, independientemente de si la relación constitutiva del material es lineal o no lineal.
6. La discretización de los elementos es fundamental para capturar los modos de pandeo con precisión. El tamaño de la discretización influye en los resultados.
7. Para capturar el comportamiento de la estructura cerca del punto de inestabilización, es necesario realizar un análisis no lineal que contemple los grandes desplazamientos, para que el programa evalúe el equilibrio de la estructura en la configuración deformada.
8. Se deberá contemplar el comportamiento no lineal material en caso de que las tensiones en los elementos componentes de la estructura estén próxima a la tensión de fluencia, punto en el cual comienzan a haber deformaciones plásticas.
9. Se debe incorporar el análisis no lineal en aquellas estructuras que, debido a sus características geométricas, puedan presentar imperfecciones iniciales significativas, estén sometidas a cargas axiales de compresión elevadas, o cuando se estudie el comportamiento frente a colapsos progresivos. En estos casos, es necesario considerar las no linealidades geométricas y del material.
10. Los análisis estáticos son adecuados para evaluar la estructura hasta el punto de inestabilización. Si deseamos analizar el comportamiento luego de la inestabilización, será necesario tener en cuenta análisis del tipo dinámico.
11. Cuando tenemos arcos muy planos, esbeltos, es importante utilizar análisis no lineales con grandes desplazamientos, ya que pequeñas variaciones angulares en las barras producen grandes variaciones en los esfuerzos axiales.

## 4. CAPITULO 4: DIMENSIONAMIENTO DEL PUENTE PEATONAL

### 4.1. ALCANCE

Este estudio se centra exclusivamente en el análisis de la superestructura, sin considerar las fundaciones. Su propósito no es realizar una verificación exhaustiva de todos los elementos estructurales del puente peatonal ni optimizar los perfiles, sino llevar a cabo un predimensionamiento de la estructura conforme a las normativas vigentes para analizar su estabilidad.

La verificación estructural se realizó considerando las combinaciones de resistencia y servicio indicadas en los reglamentos de referencia. No se analizaron estados constructivos intermedios ni condiciones de izaje, tanto de los elementos individuales del puente como de la estructura en su conjunto.

Se optó por un valor constante de pretensión en las riendas. La determinación de la tensión en los cables de un puente atirantado es un problema complejo que involucra múltiples variables y puede abordarse como un problema de optimización.

Tampoco se contemplaron sobrecargas por tránsito de vehículos ligeros sobre el tablero, ya que el diseño inicial del puente prevé restricciones físicas permanentes en ambos accesos para impedir el paso de vehículos.

Asimismo, la carga ecuestre no fue incluida en el análisis global de estabilidad de la estructura. Esta carga viva se emplea principalmente para garantizar una adecuada capacidad de cortante por punzonado en los tableros de los puentes donde se espera el paso de caballos, por lo que su efecto se limitaría al diseño del tablero.

Finalmente, con el fin de acotar el alcance del presente trabajo, no se han considerado las cargas sísmicas en el análisis.

### 4.2. CUERPO NORMATIVO

#### 4.2.1. Consideraciones generales

La aplicación de los reglamentos es fundamental para determinar las cargas sobre la estructura, las combinaciones de diseño y los factores de mayoración de cargas. La serie de reglamentos 800, *Reglamento Argentino de Puentes Carreteros (CIRSOC)*, fue desarrollada en 2019, basándose en la normativa norteamericana *AASHTO LRFD Bridge Design Specification*, edición 2012.

Ambas normativas, para la verificación y diseño de puentes peatonales, hacen referencia a la guía de diseño *AASHTO LRFD Guide Specifications for the Design of Pedestrian Bridges* (2009), documento complementario a la normativa norteamericana

para puentes carreteros. Por lo tanto, para el presente trabajo, se consideran las cargas, las combinaciones de carga y los factores de mayoración de cargas indicados en esta guía.

En cuanto a la verificación de los elementos estructurales de acero, se aplicó el reglamento argentino CIRSOC 301 (2005). Si bien, el campo de validez de esta normativa no menciona a los puentes peatonales, tampoco los excluye directamente. El reglamento sí excluye explícitamente a los puentes carreteros y ferroviarios.

Las características estructurales, el uso, las magnitudes de las solicitaciones y la naturaleza de las cargas a las que estará expuesto un puente peatonal son muy distintas a las de un puente carretero o ferroviario. Esto es puesto en evidencia, en la distinción reglamentaria realizada por la normativa AASHTO (2012). Las cargas a las que está expuesto un puente peatonal, son más cercanas a las solicitaciones de las estructuras consideradas válidas en la reglamentación CIRSOC 301 (2005). Por lo tanto, para la verificación de los elementos estructurales de acero, se considera válido el mencionado reglamento.

#### 4.2.2. Normativas consideradas

Para la verificación estructural y determinación de cargas, se consideraron las siguientes normativas del *Sistema Reglamentario Argentino para las Obras Civiles* (CIRSOC):

- CIRSOC 101-2005: *Reglamento Argentino de Cargas Gravitatorias para Edificios*
- CIRSOC 102-2005: *Reglamento Argentino de Acción del Viento sobre las Construcciones*
- CIRSOC 301-2005: *Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Edificios*
- CIRSOC 801-2019: *Reglamento Argentino para el Diseño de Puentes Carreteros*

Cabe destacar que se utilizó el cuerpo normativo argentino de segunda generación y no las últimas versiones de algunos de los reglamentos (tercera generación), ya que el cuerpo normativo completo hasta el momento no ha sido aprobado en su totalidad.

Las normativas internacionales utilizadas son:

- *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, edición 2012
- *AASHTO LRFD Guide Specifications for the Design of Pedestrian Bridges*, edición 2009

## 4.3. MODELO

### 4.3.1. Geometría del Puente

En base a las recomendaciones expuestas en el Capítulo 2, se plantea un puente peatonal de 70 metros de longitud total y 10 metros de altura de arcos, lo que genera una relación altura/luz de aproximadamente 0,14, valor cercano a los sugeridos en la referencia (Tveit, 2014).

Los arcos estarán conformados por perfiles tubulares de 36'' de diámetro y 30,16 mm (1 3/16'') de espesor, con un radio de curvatura constante que define una directriz circular. Además, el diseño de los arcos presenta una inclinación de 16° respecto de la vertical, orientados hacia el centro del puente Figura 4.1.

Los cordones inferiores, que cumplen la función de tensores de la estructura, se materializarán con perfiles tubulares de 24'' SCH 60. Sobre ellos se disponen las vigas metálicas que sostienen el tablero, también constituidas por perfiles tubulares de 24'' SCH 60. El tablero está compuesto por una losa de hormigón armado de 20 cm de espesor, ejecutada mediante paños premoldeados de 5 metros de longitud.

Las vigas de arriostramiento entre los arcos tienen una configuración tipo K y están fabricadas con perfiles tubulares de 10'' SCH 60 (Figura 4.1). Se disponen cada 5 metros, excepto en los arranques, donde se ubican con mayor separación para garantizar una altura libre mínima de 6,50 metros sobre el nivel del tablero (Figura 4.2).

El entramado de tensores adopta una distribución del tipo CARSM, véase el apartado 2.7.3.2 y la Figura 2.26, que mantiene constante el ángulo de las riendas respecto del radio del arco. Se ha seleccionado un ángulo de inclinación de 30°, con riendas equiespaciadas a lo largo de toda la directriz del arco (Figura 4.3).

Finalmente, las riendas inclinadas están fabricadas con cables o barras macizas circulares de 42 mm de diámetro, lo que asegura su capacidad para trabajar exclusivamente a tracción.

### 4.3.2. Descripción del modelo

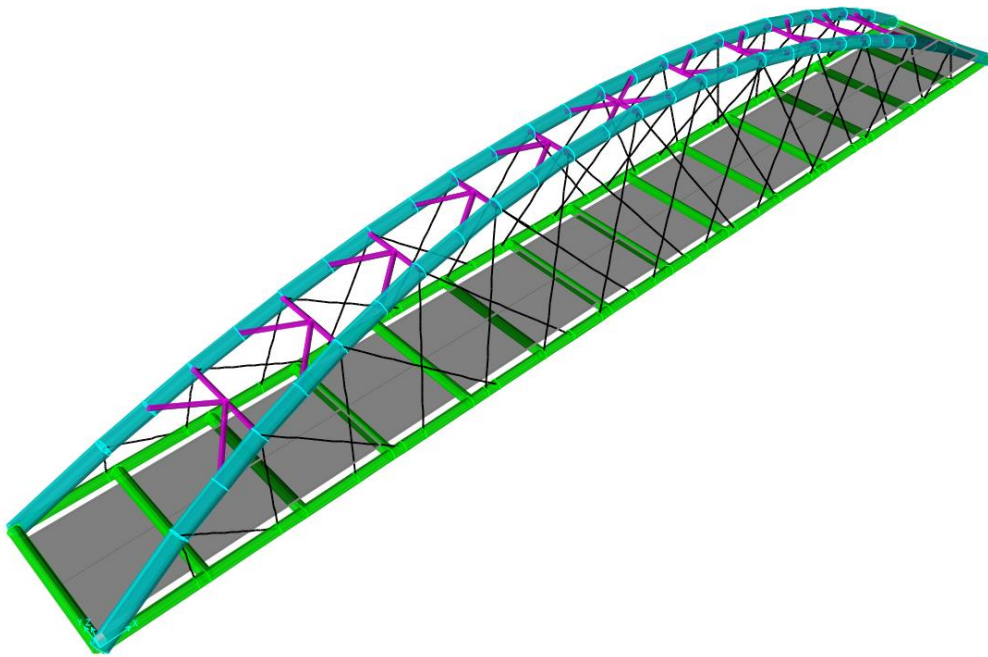
El puente fue modelado utilizando el software de cálculo SAP2000 en su versión 21.2.0. Se emplearon elementos tipo barra (Frame) para representar los arcos, los cordones inferiores, las vigas del tablero y las vigas de contraviento. Asimismo, se utilizaron elementos tipo cable (Cable) para modelar las riendas.

Para la aplicación de las cargas sobre el tablero, se utilizaron elementos tipo lámina (Shell), cuya función es distribuir exclusivamente las cargas hacia las vigas del tablero. Las cargas de viento sobre los perfiles metálicos se incorporaron como cargas lineales uniformemente distribuidas.

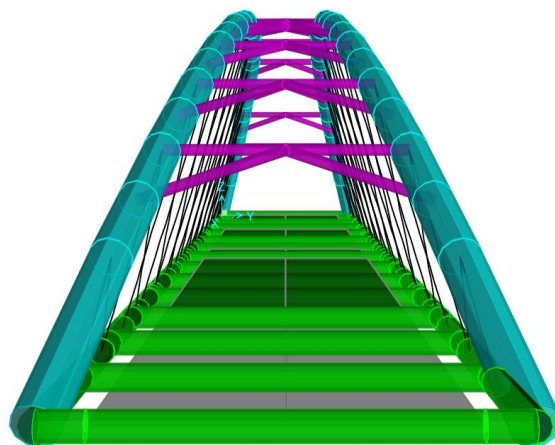
En las Figura 4.1 a Figura 4.3 se presenta el modelo del puente. Los diferentes colores indican las secciones utilizadas:

- **Arcos (cian):** perfil tubular de 36'' de diámetro y 30,16 mm (1 3/16'') de espesor.
- **Tensor inferior y vigas del tablero (verde):** perfil tubular de 24'' SCH 60.
- **Vigas de contraviento (violeta):** perfil tubular de 10'' SCH 60.
- **Cables (negro):** cable circular macizo de 42 mm de diámetro.

En las Secciones 4.3.3 y 4.3.4 se presentan las características mecánicas de los materiales y las características geométricas de las secciones.



**Figura 4.1.** *Vista tridimensional*



**Figura 4.2.** *Vista frontal*

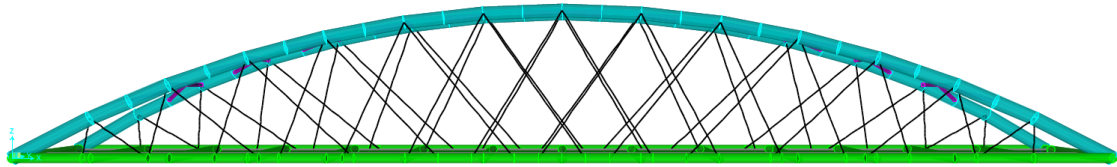


Figura 4.3. Vista lateral

### 4.3.3. Materiales

En esta sección se presentan las características mecánicas de los materiales utilizados en los componentes del puente. En la Tabla 4.1 se especifican los materiales de los arcos, el tensor inferior y las vigas de contraviento. Por su parte, en la Tabla 4.2 se detallan los materiales de las riendas.

**Tabla 4.1.** *Materiales perfiles circulares de los arcos, tensores inferiores y vigas de contraviento*

Característica	Abreviatura	Valor	Unidades
Material	-	ASTM A53 Gr B	-
Modulo Young	$E$	199947,98	MPa
Coefficiente de Poisson	$U$	0,30	Adimensional
Modulo Cortante	$G$	76903,07	MPa
Tensión de Fluencia	$F_y$	241,31	MPa
Tensión de Rotura	$F_u$	413,68	MPa

**Tabla 4.2.** *Material de las riendas*

Material	Abreviaturas	Valor	Unidades
Material	-	S450	-
Modulo Young	$E$	210000	MPa
Coefficiente de Poisson	$U$	0,30	Adimensional
Modulo Cortante	$G$	80769,23	MPa
Tensión de Fluencia	$F_y$	440	MPa
Tensión de Rotura	$F_u$	550	MPa

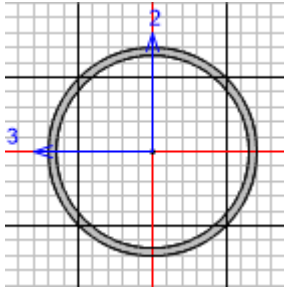
### 4.3.4. Secciones

En las Tabla 4.3 a Tabla 4.6

**Tabla 4.6** se presentan las propiedades de las secciones empleadas para los elementos estructurales.

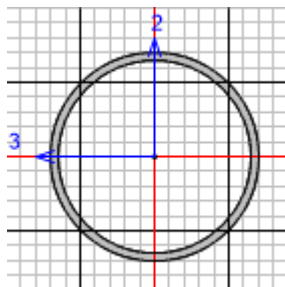
**Tabla 4.3. Sección de los arcos**

Característica	Valor	Unidad
Sección	36'' x 1 3/16''	-
Material	ASTM A53 Gr B	-
$D_{ext}$	914,00	mm
$e$	30,16	mm
$p$	658,23	kg/m
$A$	838,51	cm <sup>2</sup>
$I_3$	819663,50	cm <sup>4</sup>
$I_2$	819663,50	cm <sup>4</sup>
$W_3$	17935,74	cm <sup>3</sup>
$W_2$	17935,74	cm <sup>3</sup>
$Z_3$	23598,47	Cm <sup>3</sup>
$Z_2$	23598,47	Cm <sup>3</sup>
$r_3$	31,26	cm
$r_2$	31,26	Cm



**Tabla 4.4. Sección de los tensores inferiores**

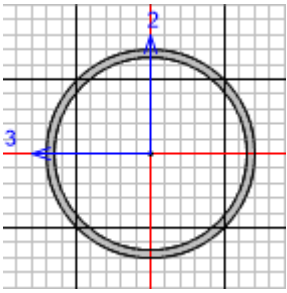
Característica	Valor	Unidad
Sección	24'' Sch 60	-
Material	ASTM A53 Gr B	-
$D_{ext}$	610	mm
$e$	24,61	mm
$p$	355,28	kg/m
$A$	452,59	cm <sup>2</sup>
$I_3$	194211,21	cm <sup>4</sup>
$I_2$	194211,21	cm <sup>4</sup>
$W_3$	6367,58	cm <sup>3</sup>
$W_2$	6367,58	cm <sup>3</sup>
$Z_3$	8438,35	cm <sup>3</sup>
$Z_2$	8438,35	cm <sup>3</sup>
$r_3$	20,71	cm



$r_2$	20,71	cm
-------	-------	----

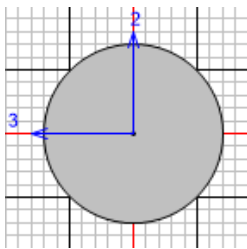
**Tabla 4.5.** Sección de las vigas de contraviento

Característica	Valor	Unidad
Sección	10'' Sch 60	-
Material	ASTM A53 Gr B	-
$D_{ext}$	273,00	mm
$e$	12,70	mm
$p$	81,53	kg/m
$A$	103,85	cm <sup>2</sup>
$I_3$	8816,95	cm <sup>4</sup>
$I_2$	8816,95	cm <sup>4</sup>
$W_3$	645,93	cm <sup>3</sup>
$W_2$	645,93	cm <sup>3</sup>
$Z_3$	861,18	cm <sup>3</sup>
$Z_2$	861,18	cm <sup>3</sup>
$r_3$	9,21	cm
$r_2$	9,21	cm



**Tabla 4.6.** Sección de las riendas.

Característica	Valor	Unidad
Cable	42 mm	-
Material	S 450	-
$D$	42	mm
$A$	13,85	cm <sup>2</sup>
$p$	10,87	kg/m



Donde:

- $D_{ext}$  Diámetro exterior, en mm
- $e$  Espesor de la sección, en mm
- $p$  Peso lineal, en kg/m
- $A$  Área sección transversal, cm<sup>2</sup>
- $I_3$  Momento de Inercia alrededor eje 3 (Eje mayor), en cm<sup>4</sup>
- $I_2$  Momento de inercia alrededor del eje 2 (Eje menor), en cm<sup>4</sup>
- $W_3$  Modulo elástico alrededor del eje 3, en cm<sup>3</sup>

- $W_2$  Modulo elástico alrededor del eje 2, en  $\text{cm}^3$
- $Z_3$  Modulo plástico alrededor del eje 3, en  $\text{cm}^3$
- $Z_2$  Modulo plástico alrededor del eje 2, en  $\text{cm}^3$
- $r_3$  Radio de giro alrededor del eje 3, en cm
- $r_2$  Radio de giro alrededor del eje 2, en cm
- $E$  Módulo de elasticidad, en MPa
- $U$  Coeficiente de poisson, adimensional
- $G$  Modulo de cortante, en MPa
- $F_y$  Tensión de fluencia, en MPa
- $F_u$  Tensión de rotura, en MPa

#### 4.4. COMBINACIONES DE CARGAS

Los puentes peatonales, según la guía de diseño, deben diseñarse según las combinaciones de cargas y factores de carga especificados en la tabla 3.4.1-1 del AASHTO (2012) y del reglamento CIRSOC 801 (2019), considerando como excepción que no es necesario considerar las combinaciones de resistencia II, IV y V. (Consultar Anexo C del presente trabajo).

En la sección 3.4 del reglamento CIRSOC 801 (2019) se describen los estados límite de cálculo. A partir de esta descripción, se puede inferir que determinadas combinaciones de carga pueden no se consideran en la verificación por resistencia de los puentes peatonales.

La combinación de resistencia II, corresponde al uso de puente por parte de vehículos especiales o de circulación restringida sin considerar la carga de viento, por lo que no aplica a puentes peatonales.

Por otro lado, la condición de resistencia IV, rige para estructuras donde el estado de carga dominante es la carga permanente de la estructura, en otras palabras, donde la relación de carga permanente a sobrecarga de uso es muy elevada.

Por último, la combinación de resistencia V, considera la combinación de viento fuerte con una carga viva reducida, un escenario poco probable en puentes peatonales. Para complementar este último punto, se hace referencia a la escala de Beaufort. Esta escala es un sistema de medición empírico que clasifica la intensidad de los vientos en 13 niveles, desde 0 (calma) hasta 12 (huracán), según sus efectos observables en la superficie del mar o en tierra. La escala relaciona la velocidad del viento con fenómenos visibles como movimiento de árboles, oleaje o el impacto en estructuras. La escala se muestra en el Anexo B.

En la escala puede verse que, para velocidades del viento entre 13.88 m/seg y 16.94 m/seg (50 y 61 km/h) la circulación de personas es difícil. Dado que la velocidad básica de diseño del viento definida por el reglamento está asociado a una tormenta de viento (Para el caso de la Ciudad de Neuquén, la velocidad básica del viento es de 48 m/seg = 172.8 km/h), esto refuerza el concepto de que esta combinación de carga de Resistencia V puede ser desestimada.

En cuanto a las combinaciones de servicio, la guía de diseño para puentes peatonales no excluye ninguna de las cuatro combinaciones de carga indicadas en la Tabla 3.4.1-1. Sin embargo, a partir de las descripciones de los estados de servicio establecidas en la normativa AASHTO (2012) y el Código CIRSOC 801 (2019), se infiere que la única combinación de carga en servicio aplicable directamente al puente peatonal bajo verificación es la combinación SERVICIO I. Esta combinación tiene como objetivo verificar la operación normal del puente bajo la acción de un viento de 25 m/s (90 km/h), considerando todas las cargas con sus valores nominales.

La combinación de carga de servicio II, aunque aplica únicamente a puentes de acero, tiene como propósito controlar que, en servicio y debido a la sobrecarga útil vehicular, no se produzca la fluencia en la estructura de acero. Si bien el acceso vehicular en el puente peatonal estará restringido permanentemente, y esta combinación de carga está parcialmente cubierta por la combinación de Resistencia I, igualmente se realizará la verificación para la sobrecarga peatonal.

Las combinaciones de servicio III y IV no se tienen en cuenta, ya que son aplicables únicamente a estructuras de hormigón pretensado.

#### 4.4.1. Combinaciones de resistencia

Por lo tanto, las únicas combinaciones de resistencia tenida en cuenta en la verificación estructural son la Resistencia I, correspondiente al uso normal del puente, sobrecargas de uso sin viento, y también Resistencia III, combinación de cargas correspondiente al puente expuesto a viento con velocidades superiores a los 25 m/seg (90 km/h).

$$\text{Resistencia I: } 1,25 DC + 1,75 PL \quad (4.1)$$

$$\text{Resistencia III: } 0,90 DC + 1,40 WS \quad (4.2)$$

$$\text{Resistencia III: } 0,90 DC + 1,40 WS \quad (4.3)$$

Donde:

- DC: Carga muerta de componentes estructurales y accesorios no estructurales (dead load of structural components and nonstructural attachments).
- PL: Carga viva peatonal (pedestrian live load)
- WS: Carga de viento sobre la estructura (wind load on structure)

El coeficiente de mayoración para las cargas permanentes se obtuvo de la Tabla 3.4.1-2 del reglamento CIRSOC 801 (2019), consultar el Anexo A del presente trabajo. En el Anexo C del presente trabajo se presenta una tabla con todas las combinaciones de carga.

#### 4.4.2. Combinaciones de Servicio

Las combinaciones de servicio utilizadas en la verificación son las siguientes:

SERVICIO I – Combinación de cargas correspondiente a la operación normal del puente con un viento de 25 m/s (90 km/h), tomando todas las cargas con sus valores nominales.

$$1,00 DC + 1,00 PL + 0,30 W_S(25m/s) + 1,00 W_L(25m/s) \quad (4.4)$$

SERVICIO II – Combinación de cargas que busca controlar que en servicio y debido a la sobrecarga útil vehicular, no se produzca la fluencia en las estructuras de acero ni el deslizamiento en las uniones de deslizamiento crítico. Se aplica sólo a las estructuras de acero. En el presente trabajo se realizará la verificación para la sobrecarga peatonal.

$$1,00 DC + 1,30 PL \quad (4.5)$$

Donde:

- DC: Carga muerta de componentes estructurales y accesorios no estructurales (dead load of structural components and nonstructural attachments).
- PL: Carga viva peatonal (pedestrian live load)
- WS: Carga de viento sobre la estructura (wind load on structure)
- WL: Viento sobre la carga viva (wind on live load).

El estado de carga WL (carga de viento sobre la sobrecarga de uso), según lo indicado en el apartado 3.8.1.3 de la normativa AASHTO (2012), como la del reglamento CIRSOC 801 (2019), se refiere específicamente a la presión del viento sobre los vehículos. Dado que la circulación de vehículos en el puente está restringida, esta carga se considera nula.

#### 4.5. CARGAS

Las cargas consideradas en el análisis son las siguiente:

- Peso propio de la estructura metálica (DC)
- Carga permanente del tablero (DC)
- Fuerza de pretensión en los cables (TENS)
- Sobrecarga debido al paso de personas (PL)

##### 4.5.1. Cargas Permanentes (DC)

Las cargas permanentes de la estructura comprenden, por un lado, el peso propio de la perfilera metálica, considerado de manera automática por el programa de cálculo, y por otro, el peso del tablero de hormigón armado.

En la Tabla 4.7 se detalla el procedimiento seguido para la estimación del peso total del tablero, a partir de las propiedades geométricas y del peso específico del material:

**Tabla 4.7.** *Estimación del peso total del tablero*

característica	Abreviatura	Valor	Unidad
Peso Específico del Hormigón	$\gamma_{HA}$	2,40	t/m <sup>3</sup>
Área transversal Tablero	At	1,52	m <sup>2</sup>
Longitud del tablero	L	70,00	m
Volumen del Tablero	Vt	106,40	m <sup>3</sup>
Peso Total del Tablero	Pt	255,36	t

En la Tabla 4.8 se indica la carga permanente del tablero por unidad de superficie, calculada a partir del peso total y de la superficie del mismo.

**Tabla 4.8.** *Carga permanente por unidad de superficie del tablero*

Característica	Abreviatura	Valor	Unidad
Peso Total del Tablero	Pt	255,36	t
Superficie del tablero	Atotal	476,00	m <sup>2</sup>
Carga superficial Tablero	q <sub>DC</sub>	0,536	t/m <sup>2</sup>

De este modo, la carga permanente transmitida por el tablero de hormigón armado a la estructura metálica, expresada por unidad de superficie, resulta:

$$q_{DC} = 0,536 \text{ t/m}^2$$

## 4.5.2. Sobrecarga de Uso

### 4.5.2.1. Carga vehicular (LL)

No se han considerado sobrecargas por tránsito de vehículos ligeros sobre el tablero, dado que, en el diseño inicial del puente, se contempla que el acceso vehicular está físicamente restringido mediante obstrucciones permanentes en los accesos.

### 4.5.2.2. Carga ecuestre (LL)

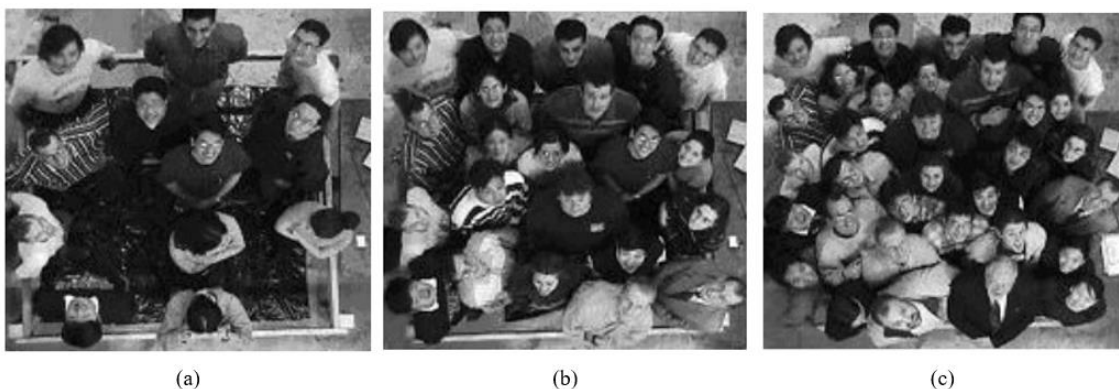
La carga ecuestre no será considerada en el análisis global de estabilidad de la estructura. Esta carga viva está destinada a garantizar una capacidad adecuada de cortante por punzonado en los tableros de los puentes donde se espera el paso de caballos. Por lo tanto, se prevé que esta carga solo influya en el diseño del tablero.

### 4.5.2.3. Carga peatonal (PL)

Los reglamentos CIRSOC no definen cargas de uso para puentes peatonales. Por lo tanto, se adoptan las indicadas en la guía de diseño norteamericana AASHTO (2009). Según esta guía, los puentes peatonales deben diseñarse para una carga uniforme de 90 psf (libras por pie cuadrado), equivalente a 0,431 t/m<sup>2</sup>, distribuida de manera que produzca los máximos efectos de carga. En esta condición no es necesario considerar el incremento dinámico de carga.

Por otro lado, la misma normativa AASHTO (2009) señala que existe un límite físico para la carga que puede aplicarse a un puente debido al peso estático de las personas. Esta carga se estima en aproximadamente 150 psf (0,732 t/m<sup>2</sup>). Conocer la carga máxima posible permite definir el límite superior del valor de la sobrecarga de uso. A modo ilustrativo, en la Figura 4.4 se presenta la relación entre la densidad de personas y la sobrecarga de uso asociada.

Por lo expuesto, el uso de la carga viva nominal de 90 psf (0,431 t/m<sup>2</sup>), combinada con el factor de mayoración de carga indicado en el reglamento de 1,75 (consultar Anexo A del presente trabajo), produce una carga de cálculo de 158 psf (0,754 t/m<sup>2</sup>). Este valor proporciona una reserva marginal, pero suficiente, respecto de la carga máxima posible de 150 psf (0,731 t/m<sup>2</sup>) mostrada en la Figura 4.4.c.



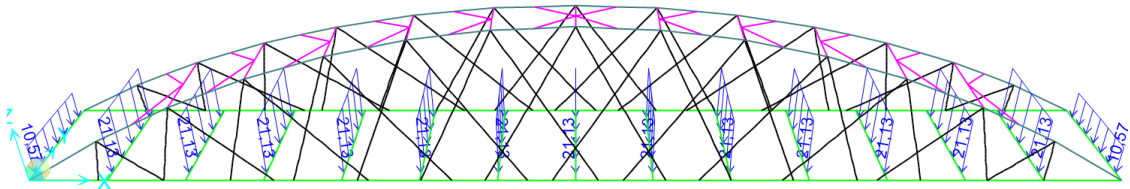
**Figura 4.4.** Relación entre la densidad de personas y la carga uniformemente distribuida. (a) Sobrecarga de uso de 50 psf (0,244 t/m<sup>2</sup>). (b) Sobrecarga de uso de 100 psf (0,488 t/m<sup>2</sup>). (c) Sobrecarga de uso de 150 psf (0,732 t/m<sup>2</sup>), máxima posible. Adoptado de *LRFD Guide Specification for the design of Pedestrian Bridges* (p. 4), por AASHTO, 2009.

Por lo tanto, la carga uniforme peatonal nominal adoptada para el cálculo es:

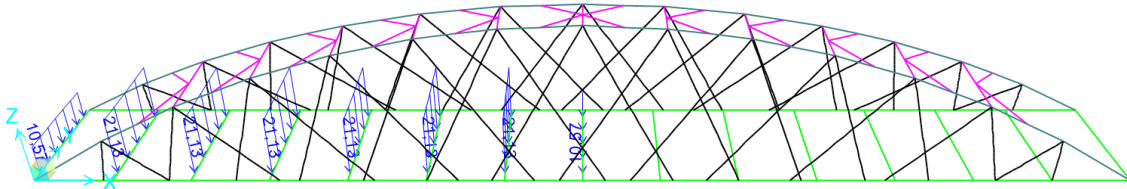
$$q_{PL} = 0,431 \text{ t/m}^2$$

La sobrecarga peatonal se distribuyó de diferente manera sobre el tablero con la finalidad de identificar cual es el patrón que influye en mayor medida en el dimensionamiento del puente. La magnitud de la carga peatonal es la misma en todos los patrones de carga y es la detallada previamente. Los patrones de carga considerados se detallan a continuación y se indican en las Figura 4.5 a la Figura 4.11.

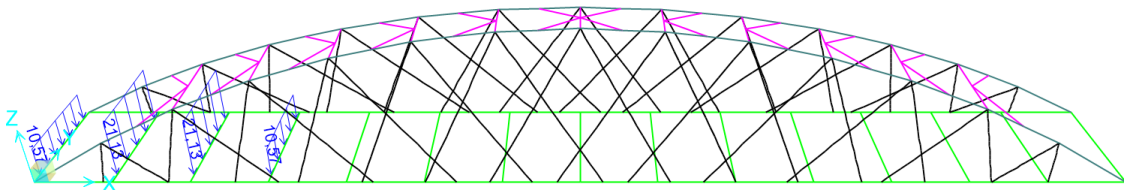
- Carga peatonal distribuida en la longitud total del puente (PL1).
- Carga peatonal distribuida en la mitad de la longitud total del puente (PL2).
- Carga peatonal de 15 metros de longitud ubicada en uno de los extremos del puente (PL3).
- Carga peatonal de 15 metros de longitud ubicada a un cuarto de la longitud total del puente (PL4).
- Carga peatonal de 5 metros de longitud ubicada en el centro del puente (PL5)
- Carga peatonal distribuida en la mitad del ancho del tablero, en la longitud total del puente (PL6).
- Carga peatonal distribuida en la longitud total del puente, distribuida en damero (PL7)



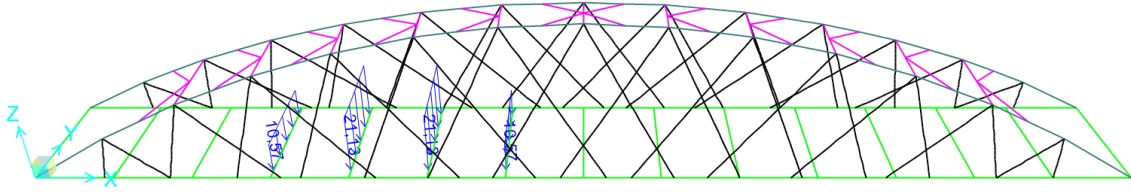
**Figura 4.5.** Carga peatonal distribuida en la longitud total del puente (PL1).



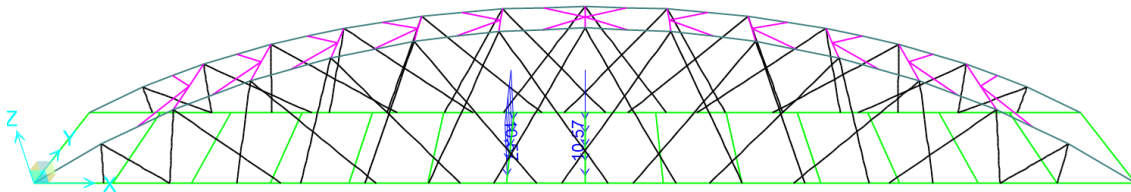
**Figura 4.6.** Carga peatonal distribuida en la mitad de la longitud total del puente (PL2).



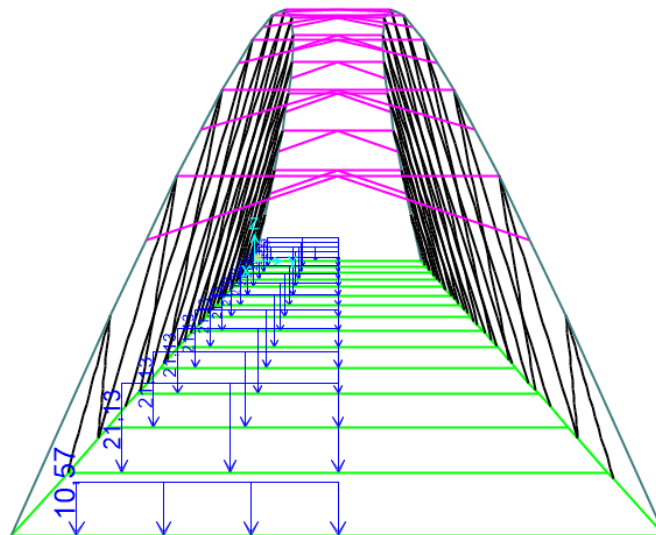
**Figura 4.7.** Carga peatonal de 15 metros de longitud ubicada en uno de los extremos del puente (PL3).



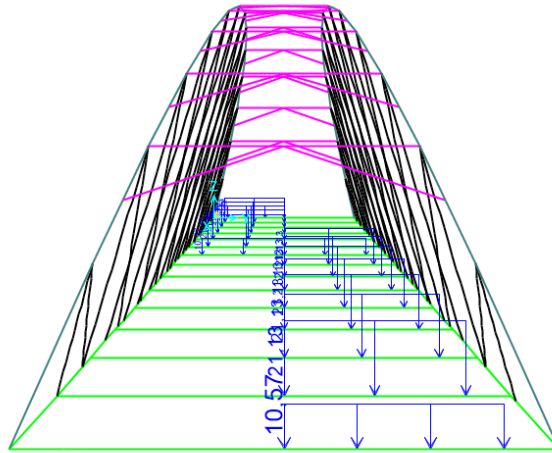
**Figura 4.8.** Carga peatonal de 15 metros de longitud ubicada a un cuarto de la longitud total del puente (PL4).



**Figura 4.9.** Carga peatonal de 5 metros de longitud ubicada en el centro del puente (PL5).



**Figura 4.10.** Carga peatonal distribuida en la mitad del ancho del tablero, en la longitud total del puente (PL6).



**Figura 4.11.** Carga peatonal distribuida en la longitud total del puente, distribuida en damero (PL7).

### 4.5.3. Carga de pretensión en las péndolas (TENS)

La determinación de la tensión en los cables de un puente atirantado es un tema complejo debido a la interacción de múltiples variables que deben considerarse simultáneamente.

En el presente trabajo, se ha adoptado como hipótesis inicial una fuerza de pretensado igual para todas las riendas, con el objetivo de que todas comiencen el análisis con la misma tensión. La fuerza de pretensado adoptada para las riendas es:

$$T_{\text{Pretensado}} = 74 \text{ kN}$$

Luego, considerando que todas las riendas están materializadas por una barra circular de 42 mm, la tensión inicial de pretensión es:

$$\sigma_{\text{Pretension}} = \frac{T_{\text{Pretensado}}}{A_{\text{Rienda}}} = \frac{74000 \text{ N}}{1385,44 \text{ mm}^2} = 53,51 \text{ MPa} \quad (4.6)$$

El problema de determinar la tensión en las riendas puede tratarse como un problema de optimización, ya que se requiere cumplir con múltiples condiciones. Entre estas condiciones se incluyen, pero no se limitan a:

- Obtener desplazamientos específicos en el tablero.
- Controlar los valores máximos y mínimos del momento en el tensor inferior.
- Lograr ciertos valores deseados de reacciones en los apoyos.

La determinación de las tensiones óptimas en las riendas queda fuera del alcance del presente trabajo. Se reconoce que este aspecto representa un desafío significativo, por lo que se sugiere abordarlo en futuras investigaciones. En tales estudios, podría explorarse el uso de herramientas avanzadas de optimización estructural que permitan ajustar las tensiones de los cables de manera más precisa y eficiente, considerando la interacción entre las cargas, las rigideces y las condiciones de servicio del puente.

#### 4.5.4. Carga de Viento (WS)

La guía de diseño para puentes peatonales sugiere determinar las cargas de viento para estas estructuras según la normativa AASHTO Signs en vez de utilizar la norma AASTHO LRFD, ya que se trata de estructuras flexibles. Dicha normativa (AASHTO Signs) se basa en la misma edición de la norma ASCE 7-95.

El reglamento CIRSOC 102-2005, "Reglamento Argentino de Acción del Viento sobre las Construcciones", se basa en la normativa norteamericana ASCE 7-98. La carga de viento en estas ediciones de la norma se describe en función de la velocidad básica del viento en condiciones de servicio. Por lo tanto, para evaluar la resistencia de la estructura en condiciones últimas, las normas especifican factores de mayoración de cargas mayores a la unidad. Este es un punto clave para destacar, debido a que, a partir de la edición 2010 de la norma ASCE (ASCE 7-10), se cambió el enfoque para la determinación de la carga y se comenzó a trabajar con velocidades básicas de diseño en condiciones de cargas últimas, con períodos de retorno mayores. Esto impactó directamente en los factores de mayoración de cargas, los cuales pasaron a ser unitarios. La actualización de 2024 del reglamento CIRSOC 102, actualmente en discusión pública, adoptó este mismo concepto.

Con la finalidad de determinar la carga de viento, se supondrá que el puente estará ubicado en la ciudad de Neuquén. El factor de importancia de la estructura se adoptará igual a 1.15, tal como se especifica en el apartado 3.4 de la normativa de puentes peatonales AASHTO.

La carga de viento sobre los perfiles de la estructura se calculó por medio del método analítico, descrito en el capítulo 5 y el Anexo II del Reglamento de Viento CIRSOC 102 (2005). Para estructuras o elementos estructurales con secciones transversales uniformes, la carga de viento se define como:

$$F = G * C_f * K_e * A_f * q_z \quad (4.7)$$

Donde:

- **G** Factor de efecto de ráfaga
- **C<sub>f</sub>** Coeficiente de fuerza
- **A<sub>f</sub>** Área proyectada normal al viento
- **K<sub>e</sub>** Factor de corrección por esbeltez
- **q<sub>z</sub>** Es la presión dinámica

Según el artículo 5.10 del reglamento CIRSOC 102-2005, la presión dinámica del viento sobre la estructura se calcula de la siguiente manera:

$$q_z = 0,613 * K_z * K_{zt} * K_d * V^2 * I \quad (4.8)$$

**Tabla 4.9.** Presión dinámica del viento para una velocidad básica del viento de 48 m/seg.

Provincia		Neuquén	
Velocidad Básica del viento	v	48,00	m/seg
Categoría de exposición	-	C	-
Coefficiente de exposición presión dinámica	kz	1,00	adim
Factor topográfico	kzt	1,00	adim
Factor de direccionalidad	kd	0,85	adim
Categoría de exposición	-	III	-
Factor de Importancia	I	1,15	adim
		1.380,574	N/m2
Presión dinámica	qz	1,381	kN/m2
		0,138	t/m2

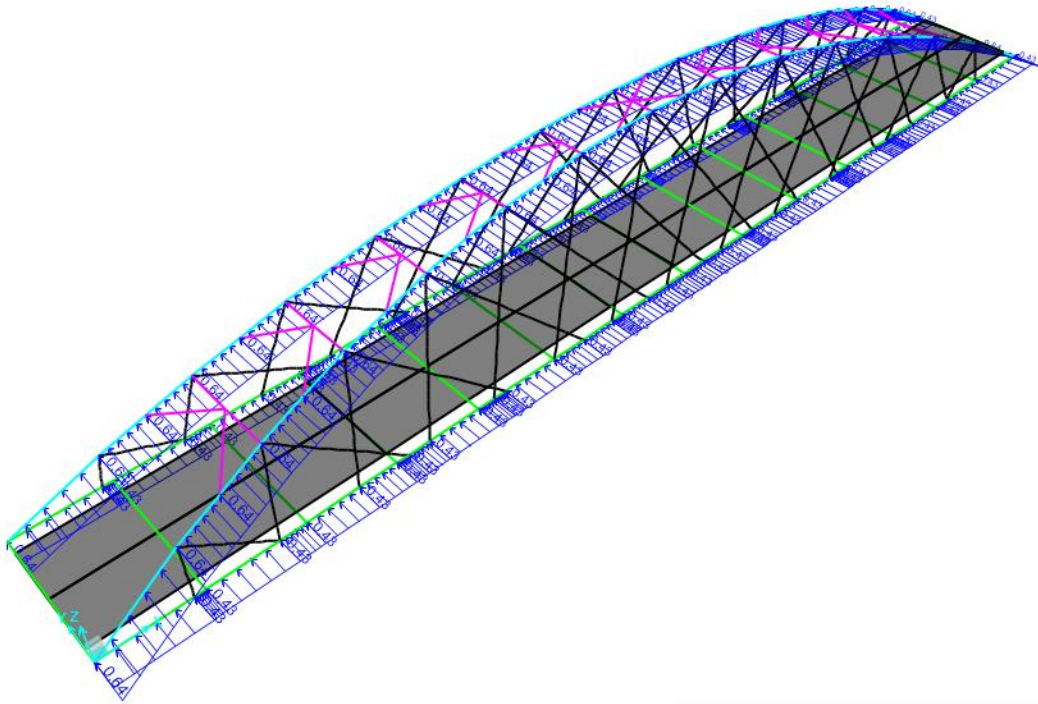
**Tabla 4.10.** Carga de viento horizontal sobre los perfiles del puente para una velocidad básica del viento de 48 m/seg (WS).

Característica	Abreviatura	Sección			Unidad
		36" SCH 40	24" SCH 40	10" SCH 60	
Diámetro del perfil	b	0,914	0,610	0,273	m
Coefficiente de ráfaga	G	0,85	0,85	0,85	adim
Coefficiente de fuerza	Cf	0,60	0,60	0,60	adim
Factor de reducción por esbeltez	Ke	1,00	1,00	1,00	adim
		0,644	0,429	0,192	kN/m
Carga lineal	F	0,064	0,043	0,019	t/m
		64,354	42,950	19,222	kg/m

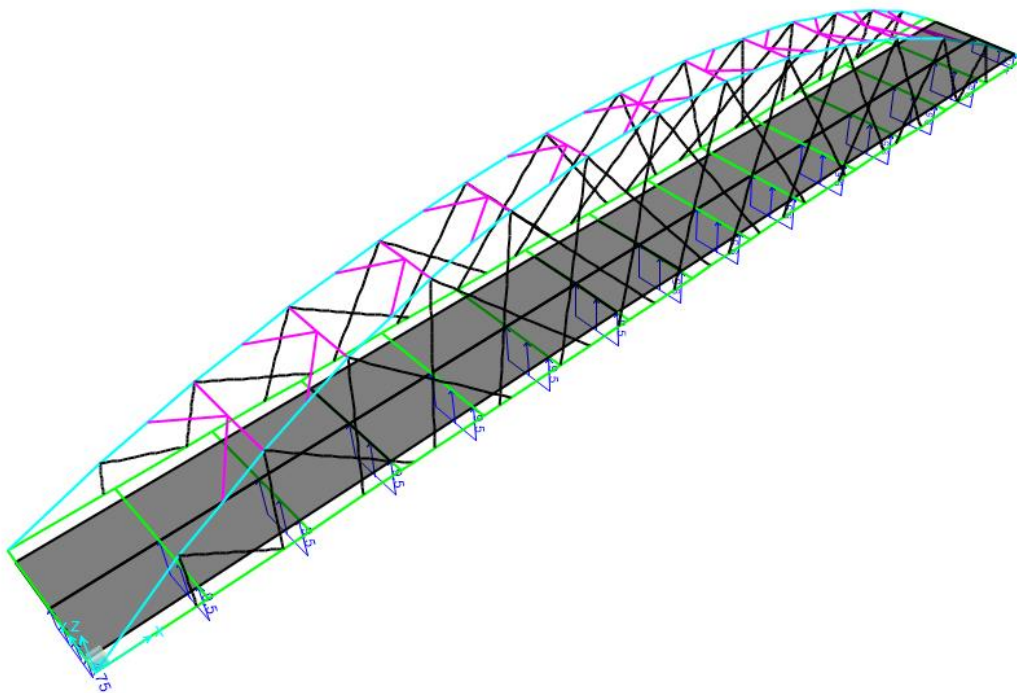
Además de la carga de viento horizontal sobre los perfiles especificada anteriormente, la guía de diseño para puentes peatonales establece que se deberá aplicar simultáneamente una carga de levantamiento vertical en línea. Este requisito también está especificado en el artículo 3.8.2 del AASHTO LRFD. La fuerza será la causada por una presión de 0.95 kN/m<sup>2</sup>, aplicada sobre el ancho total del tablero. Esta carga se aplicará en la mitad del ancho del tablero, en la sección a barlovento.

Por lo tanto, las cargas de viento aplicadas sobre la estructura son:

- Cargas horizontales, Figura 4.12.
- Cargas verticales, Figura 4.13.



**Figura 4.12.** Carga lineal horizontal sobre los perfiles debido al viento para una velocidad básica del viento de 48 m/seg (172.8 km/h) - (WS).



**Figura 4.13.** Carga vertical de viento sobre el tablero. Carga superficial de 0,95 kN/m<sup>2</sup> (WS).

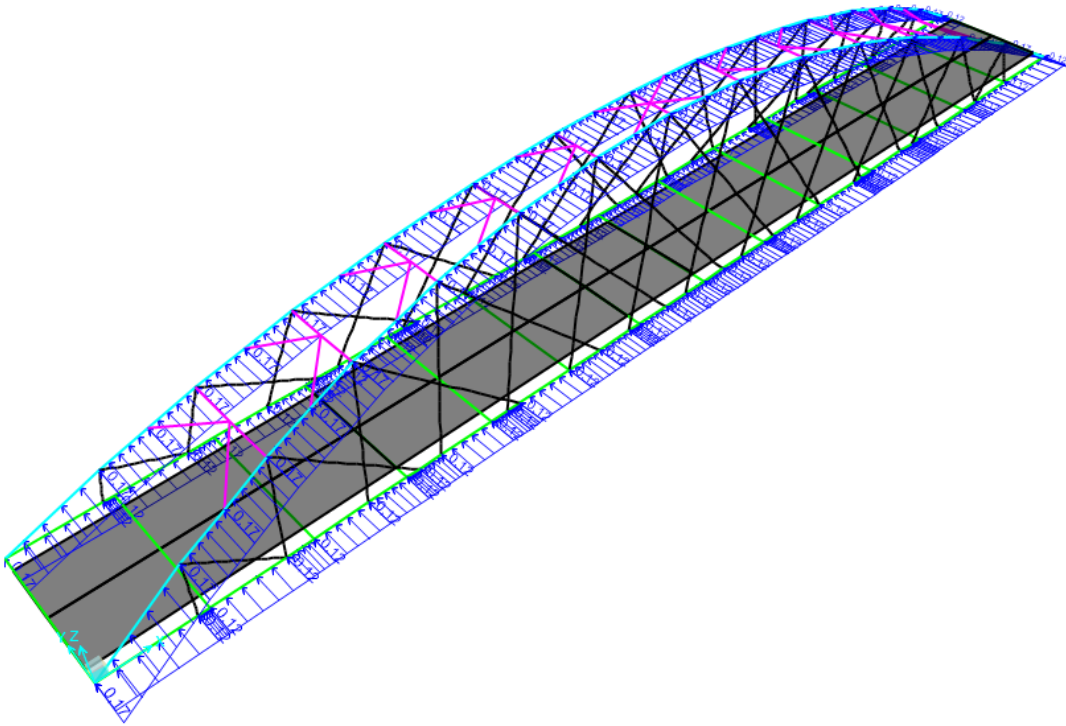
Adicionalmente, se determina la carga de viento sobre los perfiles, para una velocidad básica del viento de 25 m/seg (90 km/h), para poder realizar las verificaciones en servicio detalladas en el apartado 4.4.2.

**Tabla 4.11.** Presión dinámica del viento para una velocidad básica de 25 m/seg (90 km/h).

Provincia		Neuquén	-
Velocidad Básica del viento	v	25,00	m/seg
Categoría de exposición	-	C	-
Coefficiente de exposición presión dinámica	kz	1,00	adim
Factor topográfico	kzt	1,00	adim
Factor de direccionalidad	kd	0,85	adim
Categoría de exposición	-	III	-
Factor de Importancia	I	1,15	adim
		374,505	N/m <sup>2</sup>
Presión dinámica	qz	0,375	kN/m <sup>2</sup>
		0,037	t/m <sup>2</sup>

**Tabla 4.12.** Carga de viento sobre los perfiles del puente para una velocidad básica de 25 m/seg (90 km/h).

Característica	Abreviatura	Sección			Unidad
		36" SCH 40	24" SCH 40	10" SCH 60	
Diámetro del perfil	b	0,914	0,610	0,273	m
Coefficiente de ráfaga	G	0,85	0,85	0,85	adim
Coefficiente de fuerza	Cf	0,60	0,60	0,60	adim
Factor de reducción por esbeltez	Ke	1,00	1,00	1,00	adim
		0,175	0,117	0,052	kN/m
Carga lineal	F	0,017	0,012	0,005	t/m
		17,457	11,651	5,214	kg/m



**Figura 4.14.** Carga lineal horizontal debido al viento para una velocidad básica del viento de 25 m/seg (90 km/h) - (WS).

## 4.6. VERIFICACION DE LA ESTRUCTURA

### 4.6.1. Verificación de resistencia

En la Figura 4.15 se presenta el factor de aprovechamiento para cada uno de los perfiles, en función de las combinaciones de cargas descritas. El factor de capacidad de carga, o factor de aprovechamiento, se determina para cada elemento estructural en función de lo indicado en el Capítulo H del reglamento CIRSOC 301 (2005). Se considera que, si el factor de capacidad de carga es menor a la unidad, no se ha excedido el estado límite. Esta fórmula permite evaluar si un elemento está dentro de su capacidad cuando las fuerzas axiales ( $P$ ) y momentos ( $M$ ) actúan simultáneamente. El índice de interacción se determina a partir de la relación  $P_u/P_n$ .

- Si  $P_u$  es de tracción,  $P_n$  es la resistencia axil nominal a tracción y el factor de minoración de resistencia  $\phi = \phi_t = 0,90$ .
- Si  $P_u$  es de compresión,  $P_n$  es la resistencia axil nominal a compresión y  $\phi = \phi_c = 0,85$ .
- Para la flexión, el factor de minoración de resistencia es  $\phi_b = 0,90$ .

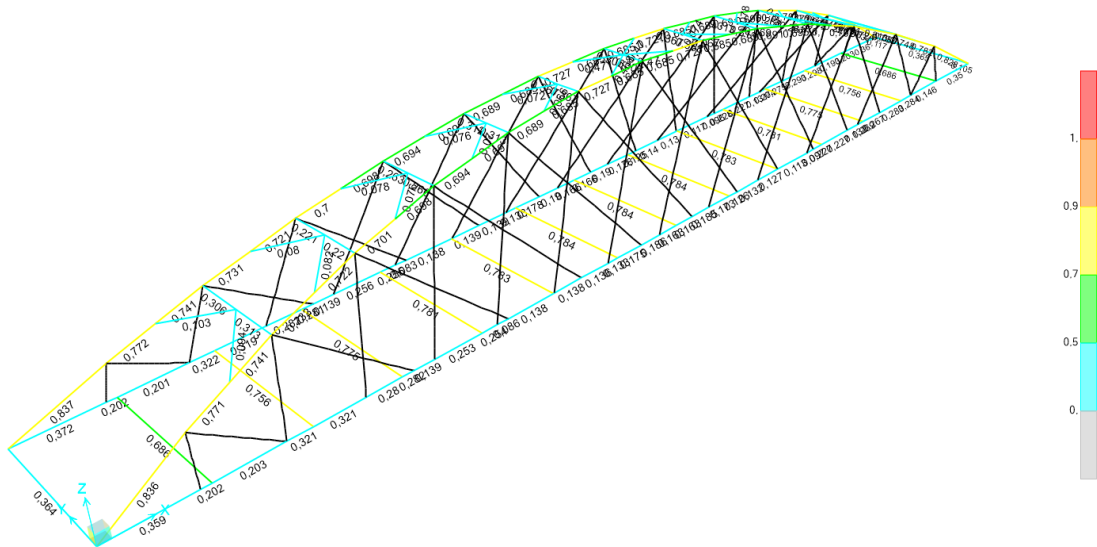
Luego, el factor de capacidad de carga según la magnitud relativa de la carga axil es:

1. Si  $P_u/P_n \geq 0,20$ :

$$\text{Factor Capacidad} = \frac{P_u}{P_n} + \frac{8}{9} * \left( \frac{M_{u33}}{\phi_b * M_{n33}} + \frac{M_{u22}}{\phi_b * M_{n22}} \right) \quad (4.9)$$

2. Si  $P_u/P_n \leq 0,20$ :

$$\text{Factor Capacidad} = \frac{P_u}{2 * \phi * P_n} + \left( \frac{M_{u33}}{\phi_b * M_{n33}} + \frac{M_{u22}}{\phi_b * M_{n22}} \right) \quad (4.10)$$



**Figura 4.15.** Factor de aprovechamiento para las combinaciones de carga de resistencia.

Como puede observarse en la figura, los mayores factores de aprovechamiento para los perfiles del arco se dan en los extremos del puente. Estos factores de aprovechamiento en el arco se producen para la combinación de Resistencia I, para la sobrecarga de uso PL1, carga peatonal distribuida en la longitud total del puente.

#### 4.6.2. Verificación en servicio

Según la guía de diseño para puentes peatonales, las deflexiones deben analizarse en el estado límite de Servicio I, que corresponde a la combinación de cargas asociada a la operación normal del puente con un viento de 25 m/s.

La deflexión vertical debido a la carga viva peatonal no debe superar  $L/360$  de la longitud del vano. Asimismo, las deflexiones horizontales bajo la acción del viento tampoco deben exceder  $L/360$  de la longitud del vano.

La deflexión máxima admisible en ambos casos es:

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{360} = \frac{70000mm}{360} = 194,44mm \quad (4.11)$$

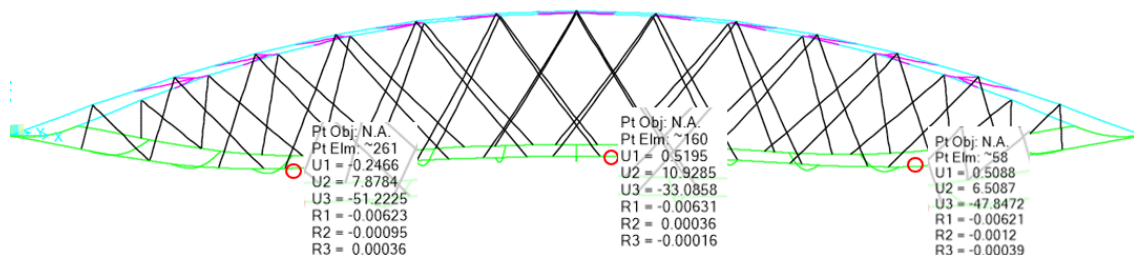
Donde:

- $L = 70m$ , Es la longitud total del puente peatonal, metros

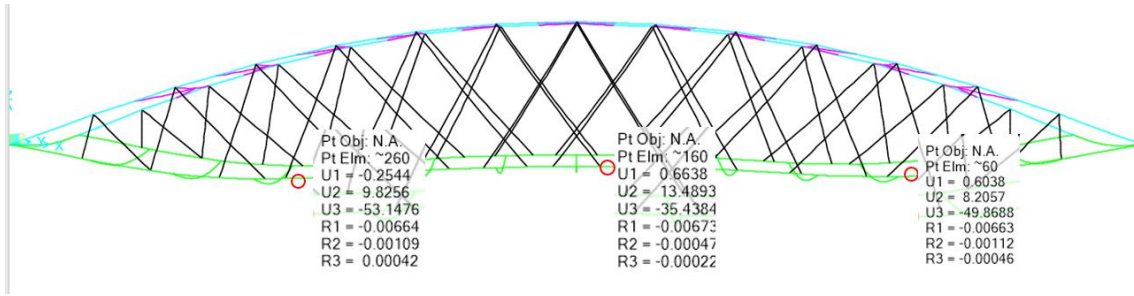
En las Figura 4.16 y Figura 4.17 se presentan los desplazamientos máximos obtenidos para las combinaciones de carga de Servicio I y Servicio II, respectivamente. En la Tabla 4.13 se presentan la comparación entre los desplazamientos calculados y los desplazamientos admisibles, considerando tres puntos de control sobre el tensor inferior de la estructura. Como puede observarse, los estados límite de servicio se encuentra dentro de los criterios de diseño.

**Tabla 4.13.** Comparaciones desplazamientos para cada combinación de servicio

Combinación de servicio	Nodo de Control	Desplazamientos Calculados			Desplazamientos Admisibles		Verificación
		U1 (Lateral)	U2 (Lateral)	U3 (Vertical)	Lateral	Vertical	
-	-	mm	mm	mm	mm	mm	
Servicio I	261	-0,246	7,878	-51,222	194,440	194,440	Verifica
	160	0,519	10,928	-33,085	194,440	194,440	Verifica
	58	0,508	6,508	-47,847	194,440	194,440	Verifica
Servicio II	260	-0,254	9,825	-53,147	194,440	194,440	Verifica
	160	0,663	13,489	-35,438	194,440	194,440	Verifica
	60	0,603	8,205	-49,868	194,440	194,440	Verifica



**Figura 4.16.** Desplazamientos máximos para las combinaciones de cargas de Servicio I. Los valores U1 y U2 indican desplazamientos horizontales, en los ejes X e Y respectivamente. El valor U3 indica los desplazamientos verticales, eje Z. Los desplazamientos están indicados en milímetros (mm).



**Figura 4.17.** Desplazamientos máximos para las combinaciones de cargas de Servicio 2. Los valores U1 y U2 indican desplazamientos horizontales, en los ejes X e Y respectivamente. El valor U3 indica los desplazamientos verticales, eje Z. Los desplazamientos están indicados en milímetros (mm).

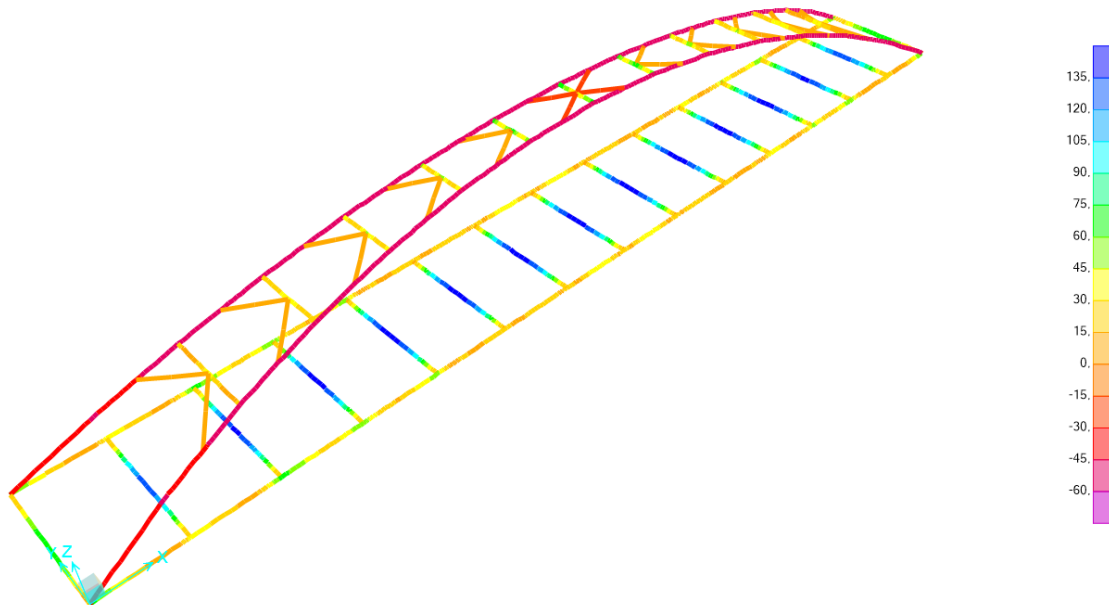
### 4.6.3. Verificación de tensiones

En la Figura 4.18 se presenta la envolvente de las tensiones principales de la estructura, obtenida para las combinaciones de carga en Servicio II. Se verifica que las tensiones en los elementos estructurales no estén próximas a la tensión de fluencia del material en condición de servicio. Se verifica que:

$$|f_{max}| = 135 \text{ MPa} < f_y = 241 \text{ MPa} \quad (4.12)$$

Donde:

- $|f_{max}|$  Valor absoluto de las tensiones máximas obtenidas por cálculo, en MPa.
- $f_y$  Tensión de fluencia del material, en MPa.



**Figura 4.18.** Envolvente de tensiones principales (S11) para las combinaciones de carga Servicio I. Tensiones expresadas en MPa.

A continuación, se presentan las conclusiones obtenidas del dimensionamiento del puente peatonal:

1. La distribución de la sobrecarga peatonal con mayor incidencia en el dimensionamiento de la estructura corresponde al estado de carga PL1, en el cual la carga peatonal se distribuye a lo largo de toda la longitud del puente.
2. No se observa relajación de las riendas en ninguna de las combinaciones de carga de resistencia o servicio consideradas.
3. Para puentes peatonales, podría agregarse una verificación adicional a la condición de Servicio I. Recordemos que la combinación de carga Servicio I determina la carga de viento sobre la estructura (WS) y sobre la sobrecarga vehicular (WL) para una velocidad del viento de 25 m/s (90 km/h). Para esta velocidad del viento, la probabilidad de que la carga peatonal esté presente en esta tipología de puentes es baja o casi nula. Sin embargo, se podría realizar la misma evaluación para una velocidad del viento inferior, lo que permitiría incluir una carga adicional de viento sobre la estructura debido a la presencia de personas. La evaluación de esta condición de carga podría ser especialmente relevante en estructuras ubicadas en grandes ciudades o en zonas donde los puentes peatonales se encuentren cerca de estadios u otros lugares propensos a la aglomeración de personas.
4. Las deflexiones del cordón inferior del puente peatonal pueden ajustarse mediante la pretensión de las riendas.
5. La determinación de la tensión en los cables de un puente atirantado es un problema complejo que involucra múltiples variables y puede abordarse como un problema de optimización, ya que es necesario satisfacer múltiples condiciones. Se sugiere abordar este tema en futuras investigaciones.

## 5. CAPITULO 5: ANÁLISIS DEL PUENTE COMPLETO

### 5.1. METODOLOGÍA

En primera instancia, se realiza la verificación de la estructura considerando las combinaciones de carga última y de servicio descritas en la sección 4.4. Adicionalmente, este análisis permite identificar la distribución de sobrecarga peatonal que tiene la mayor incidencia en el dimensionamiento del puente peatonal.

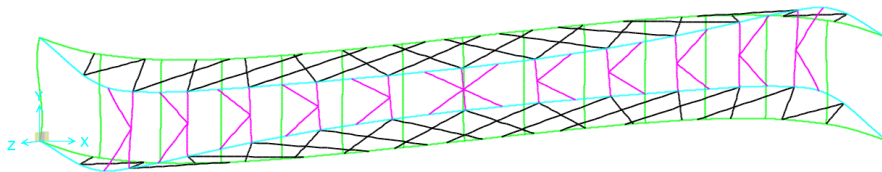
Una vez completada la verificación e identificado el patrón de sobrecarga crítico, se procede a realizar el análisis de estabilidad de la estructura. Para determinar el estado tensional base, a partir del cual se realiza el mencionado análisis, se implementó el siguiente encadenamiento de casos de carga:

1. Aplicación del peso propio de la estructura.
2. Incorporación del peso propio del tablero.
3. Aplicación de las cargas de pretensado en las riendas.
4. Aplicar el patrón de carga peatonal identificado como crítico en incrementos progresivos.

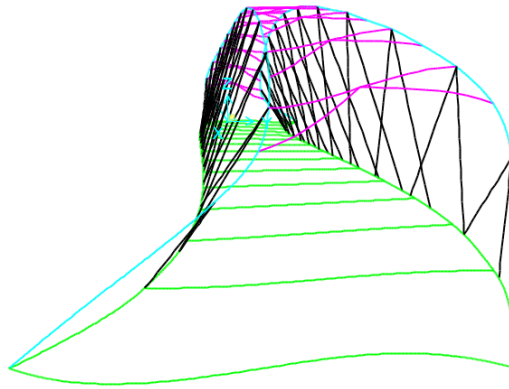
### 5.2. RESULTADOS

#### 5.2.1. Análisis de bifurcación elástico lineal (LBA)

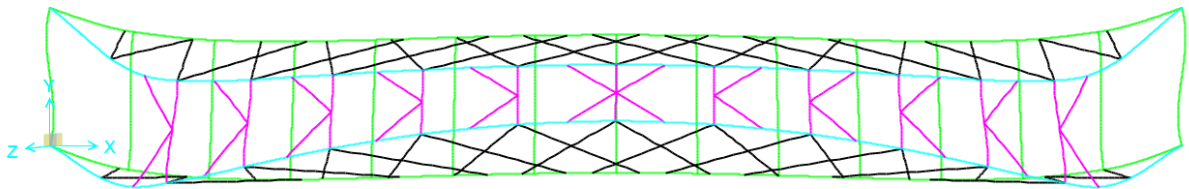
A continuación, se presentan los resultados del análisis de pandeo lineal para el puente completo, teniendo en cuenta la carga peatonal distribuida en la longitud total del puente. En las Figura 5.1 a Figura 5.6 se presentan los primeros tres (3) modos de pandeo y los coeficientes de pandeo asociados.



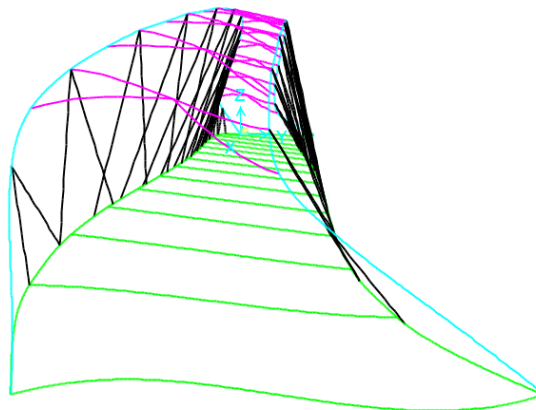
**Figura 5.1.** Modo 1 de pandeo. Factor de pandeo: +109.2943. Vista en planta. Plano XY.



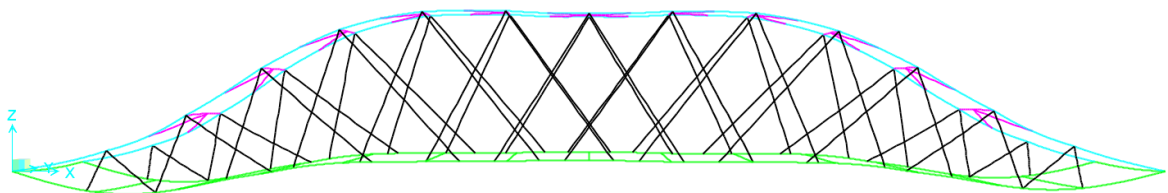
**Figura 5.2.** Modo 1 de pandeo. Factor de pandeo: +109.2943. Vista frontal. Plano YZ.



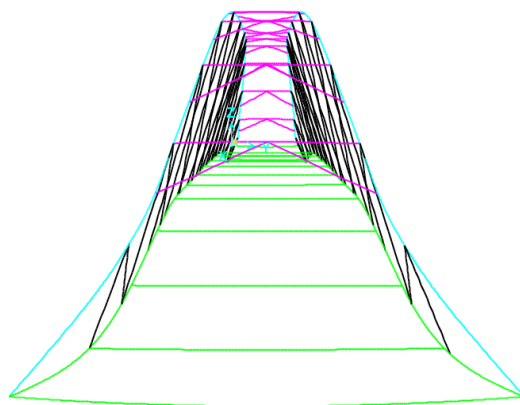
**Figura 5.3.** Modo 2 de pandeo. Factor de pandeo: +113.40246. Vista en planta. Plano XY.



**Figura 5.4.** Modo 2 de pandeo. Factor de pandeo: +113.40246. Vista frontal. Plano YZ.



**Figura 5.5.** Modo 3 de pandeo. Factor de pandeo: +192.26742. Vista en planta. Plano XZ.



**Figura 5.6.** Modo 3 de pandeo. Factor de pandeo: +192.26742. Vista frontal. Plano YZ.

En el modo 1 se observa que la estructura presenta una inestabilidad cuando la carga alcanza un valor crítico de  $\lambda_1^c = 109,29$ . En este modo se evidencia principalmente el pandeo de los arcos, y, por lo tanto, del puente completo fuera del plano. Una situación similar se presenta en el modo 2, con un valor crítico de pandeo levemente mayor,  $\lambda_2^c = 113,40$ . En tanto, el modo 3 es el primer modo de pandeo en el cual se observa el pandeo de los arcos en el plano. En la Tabla 5.1 se presentan los factores de pandeo obtenidos para cada modo analizado.

**Tabla 5.1.** Resultados del análisis de pandeo lineal bajo sobrecarga peatonal distribuida a lo largo del puente

Modo de pandeo	Carga aplicada	Factor de Pandeo	Carga de pandeo
	t/m2	Adim	t/m2
Modo 1	0,43	+109.2943	46.9965
Modo 2	0,43	+113.40246	48.7630
Modo 3	0,43	+192.26742	82.6749

Teniendo en cuenta lo indicado en el punto 4.5.2.3, la carga peatonal máxima posible por metro cuadrado es de 0.731 t/m2. Por lo tanto, no es posible que el puente peatonal pandee según el modo de pandeo 1,2 o 3, debido a que no es físicamente posible alcanzar la carga estimada.

### 5.2.2. Análisis no lineal geométrico elástico con imperfecciones (GNIA)

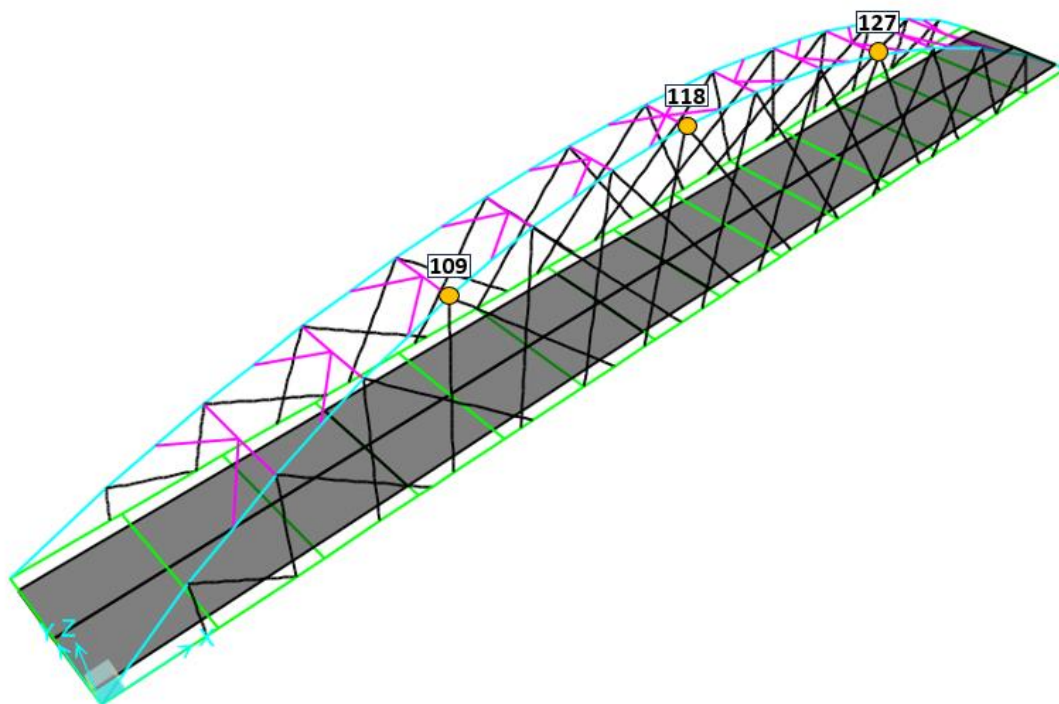
A continuación, se realiza el análisis de pandeo no lineal del puente con comportamiento lineal material. Para llevar a cabo ese análisis, y dado que la estructura es simétrica respecto a ambos ejes, es necesario introducir una imperfección geométrica que rompa dicha simetría. Se selecciona como geometría deformada inicial la

correspondiente al Modo 1 de pandeo. La magnitud de la imperfección se fijó en un desplazamiento máximo de  $L/500$ , equivalente a 140 mm, véase la Tabla 5.2.

**Tabla 5.2.** Magnitud de la imperfección geométrica.

Caso	Relación	Desplazamiento máximo	Geometría deformada
Caso 1	$L/500$	140 mm	Modo 1

Se establecieron puntos de control sobre los arcos de puente para monitorear los desplazamientos de la estructura, particularmente los laterales. En la Figura 5.7 y en Tabla 5.3 se presentan los puntos adoptados para el control.



**Figura 5.7.** Puntos de control de desplazamiento sobre la estructura.

**Tabla 5.3.** Ubicación de los puntos de control.

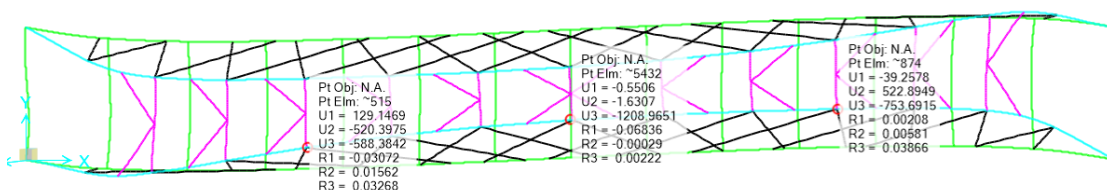
Numero de Nodo	Elemento Estructural	Posición
109	Arco	$\frac{1}{4}$ Longitud
118	Arco	$\frac{1}{2}$ Longitud
127	Arco	$\frac{3}{4}$ Longitud

Al configurar el análisis no lineal asociado a la sobrecarga peatonal, se fijó el factor de amplificación de la carga distribuida de 110, valor levemente superior al factor de pandeo correspondiente al Modo 1. Adicionalmente, se definieron 110 pasos de carga, lo que implica incrementos de  $0,43 \text{ t/m}^2$  por paso. Esta configuración se establece con el objetivo de llevar la estructura más allá del punto de bifurcación. El análisis finaliza al

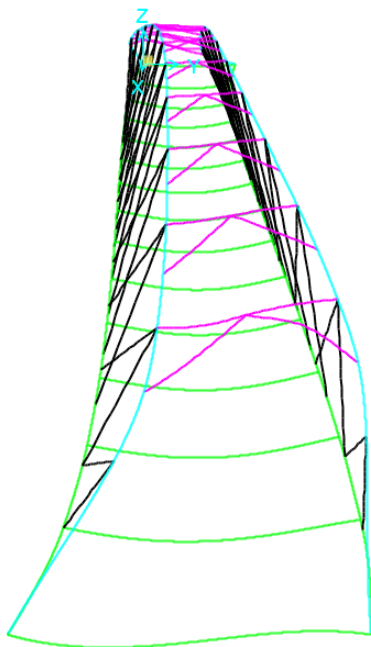
completarse los pasos de carga establecidos o cuando la estructura alcanza la condición de inestabilidad.

La inestabilidad de la estructura se alcanza en el paso de carga 87. Dado que cada paso de carga representa un incremento de 0,43 t/m<sup>2</sup>, esta condición se produce para una carga distribuida de 37,41 t/m<sup>2</sup>, aproximadamente un 20 % inferior a la obtenida mediante el análisis de pandeo lineal. Cabe destacar que, en la práctica, esta carga distribuida no podría alcanzarse debido a las limitaciones impuestas por la densidad máxima de personas en el área considerada (véase la Figura 4.4).

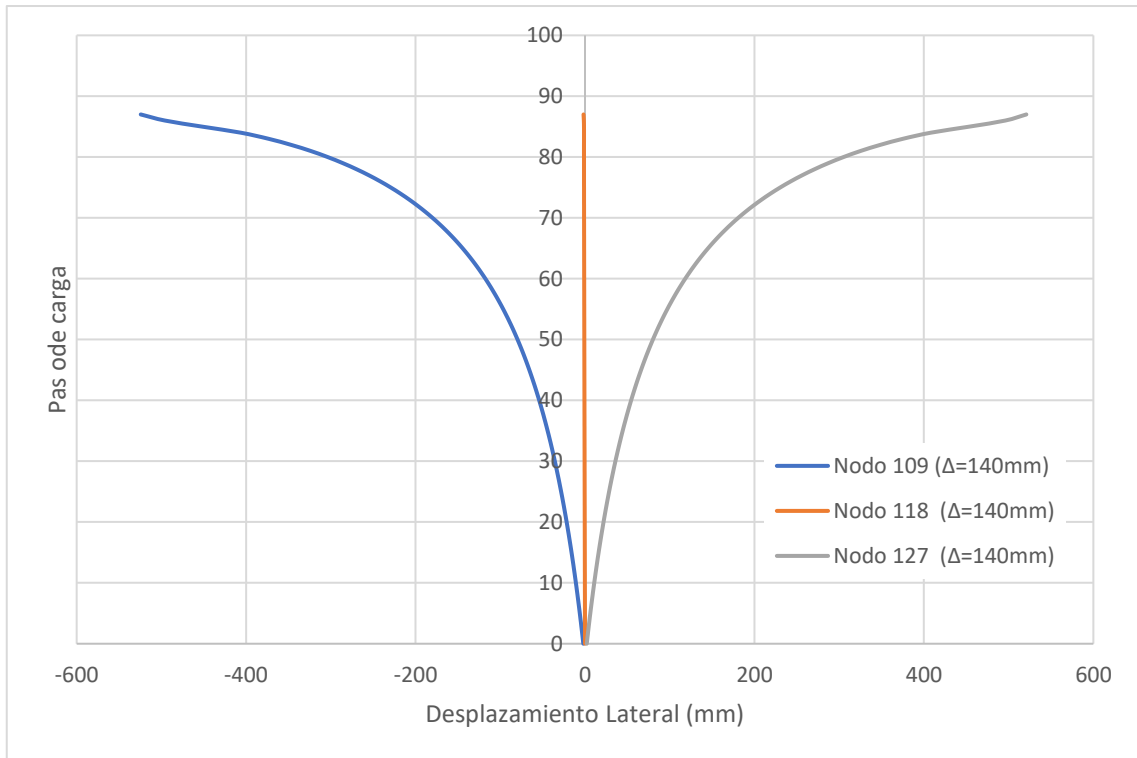
Por otra parte, en las Figura 5.8 a Figura 5.10 se muestran la estructura deformada en el último paso y los desplazamientos laterales respectivamente. Se aprecia un incremento no acotado y exponencial de los desplazamientos en los nodos de control 109 y 127 a medida que aumenta la carga.



**Figura 5.8.** Condición deformada del puente en último paso de carga. Vista en planta. Plano XY. Se presentan los desplazamientos en los nodos de control. U1 indica el desplazamiento en x, U2 el desplazamiento en Y (lateral) y U3 el desplazamiento en Z (Vertical). Los desplazamientos están indicados en mm.

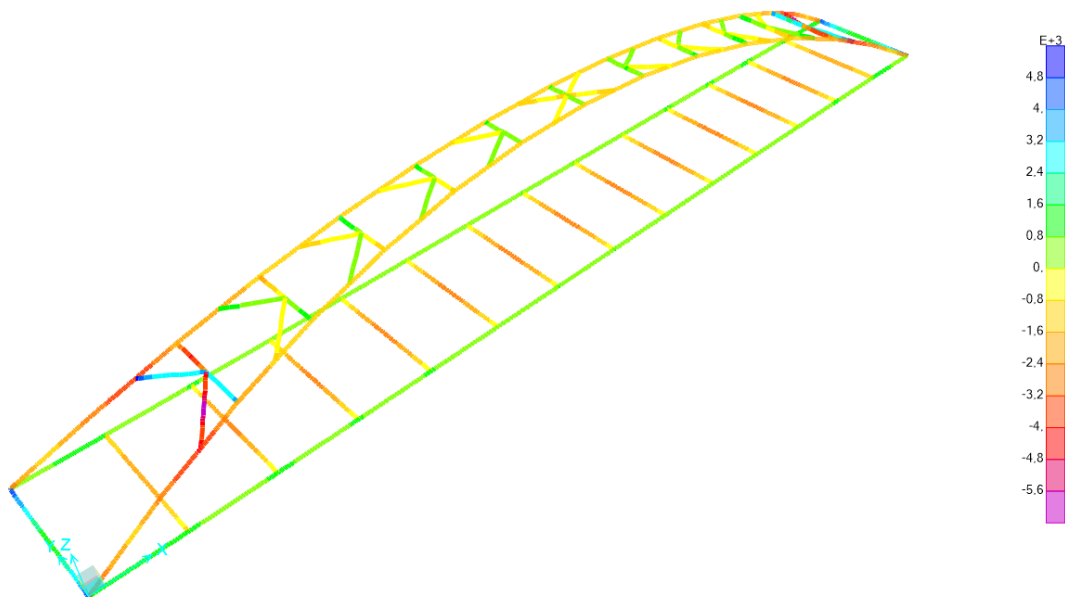


**Figura 5.9.** Condición deformada del puente en último paso de carga (Paso 87).



**Figura 5.10.** Desplazamiento lateral de los puntos de control en función de los sucesivos pasos de carga.

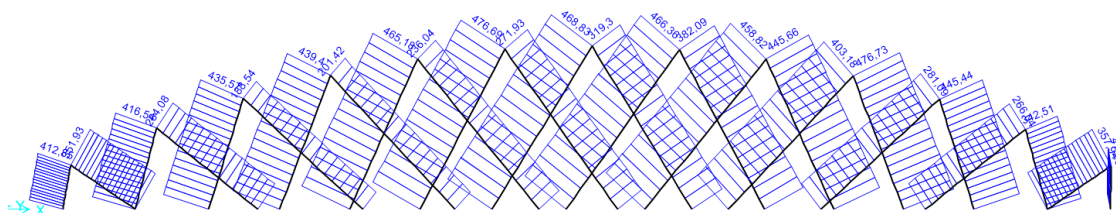
En la Figura 5.11 se presentan las tensiones principales en los elementos de barra correspondientes al último paso de carga estable (paso 87), previo a que la estructura falle por pandeo. Como puede observarse, las tensiones en las barras superan ampliamente la tensión de fluencia del material,  $f = 241$  MPa (véase Tabla 4.1).



**Figura 5.11.** Tensiones principales en los elementos de barra de la estructura para el último paso de análisis (paso 87). Tensiones en MPa.

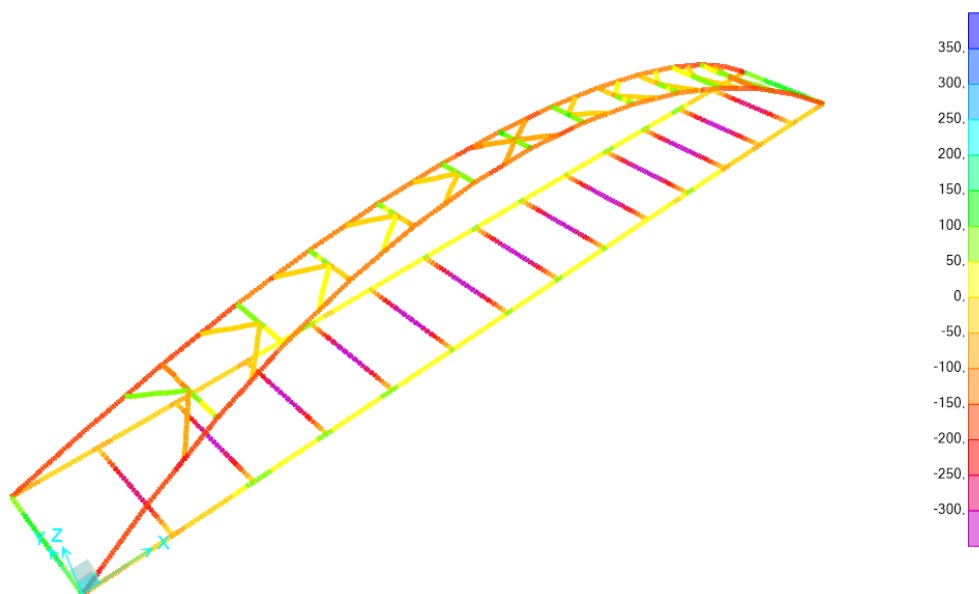
Respecto a las riendas del puente, se observa que en el último paso todas se encuentran traccionadas, con valores que oscilan entre 412 toneladas y 476 toneladas, véase la Figura 5.12. La tracción máxima admisible en las riendas, para que la tensión no supere la fluencia del material, es de 60,94 toneladas (véanse Tabla 4.2 y

Tabla 4.6). Por lo tanto, se advierte que las tracciones exceden en más de seis (6) veces el valor correspondiente a la fluencia del acero de las riendas. Este resultado indica que el puente presenta problemas de inestabilidad por fluencia de las riendas antes de alcanzar la condición de inestabilidad global por pandeo de los arcos.



**Figura 5.12.** Tracción en los tensores del lado derecho para el último paso de carga (paso 87). La tracción en el tensor más solicitado es aproximadamente 476 t (toneladas).

El último paso de carga en el cual las tensiones en las riendas permanecen por debajo de la tracción de fluencia corresponde al paso de Carga 10. En la Figura 5.13 se muestran las tensiones principales en los elementos de barra para dicho paso. Al verificar nuevamente las tensiones principales, se observa que las vigas de sostenimiento del tablero continúan presentando valores de tensión superiores a la tensión de fluencia del material (241 MPa). Por lo tanto, se concluye que el puente alcanza la inestabilidad debido a las limitaciones del material, antes que la condición de inestabilidad global por pandeo de los arcos. Este resultado plantea la necesidad de incorporar el comportamiento inelástico del material para evaluar la respuesta de la estructura en los estados límites últimos.



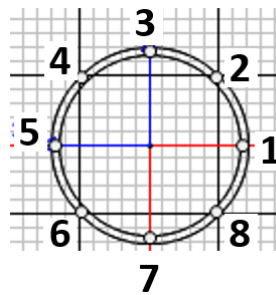
**Figura 5.13.** Tensiones principales (S11) para el paso de carga N°10. Tensiones expresadas en MPa. La tensión de fluencia del material de las barras es 241 MPa.

### 5.2.3. Análisis no lineal material (MNA)

El comportamiento no lineal del material se modela mediante rótulas plásticas (Wang et al, 2008), las cuales, como se explicó en el Capítulo 3, constituyen una herramienta del programa SAP2000 que permite representar este tipo de comportamiento. Es importante destacar que las rótulas afectan la respuesta estructural únicamente en los análisis no lineales estáticos (*Nonlinear Static Analysis*), como el realizado en el presente trabajo, o en los análisis no lineales en el dominio del tiempo con integración directa (*Nonlinear Direct-Integration Time History Analysis*).

El programa de cálculo modela la rótula plástica como un elemento puntual discreto. Por lo tanto, toda la deformación plástica, ya sea por desplazamiento o por rotación, ocurre dentro de dicho elemento. Esto implica que debe asumirse una longitud de rótula sobre la cual se integra la deformación. La plasticidad distribuida de un elemento barra puede aproximarse mediante la creación de varias rótulas plásticas en el mismo. En este caso particular, se decidió subdividir cada barra del modelo en tramos de aproximadamente 50 cm de longitud y asignar una rótula plástica en el centro de cada uno, con una longitud de rótula igual a la del elemento correspondiente. De esta manera, al crear múltiples barras con una única rótula plástica central, se logra modelar la deformación plástica distribuida del conjunto.

El programa permite definir diversos tipos de rótulas. En este trabajo se decidió utilizar las denominadas rótulas de Fibra P-M2-M3 (*Fiber Hinge P-M2-M3*). Esta rótula modela el comportamiento axial mediante un conjunto de fibras distribuidas alrededor de la sección transversal del elemento tipo barra (*Frame Element*). Cada fibra posee una posición, un área tributaria y una curva tensión-deformación. La distribución de fibras adoptada para la sección circular del presente trabajo se muestra en la Figura 5.14.



**Figura 5.14.** Ubicación de las fibras alrededor de la sección. Se distribuyen 8 fibras equiespaciadas en el perímetro.

El esfuerzo axial se integra a lo largo de toda la sección para calcular los valores de P (solicitación axial), M2 y M3 (momento en ambas direcciones). De manera análoga, las deformaciones axiales U1 y las rotaciones R2 y R3 se utilizan para calcular la deformación axial en cada fibra.

A medida que avanza el análisis de carga, las fibras se plastifican progresivamente en función de la Curva Tensión-Deformación del material. En la Figura 5.15 se presenta la Curva Carga-Deformación correspondiente al material de las barras. El punto rojo indica

el límite de fluencia del material. Cuando las fibras alcanzan este nivel de tensión, se consideran plastificadas.

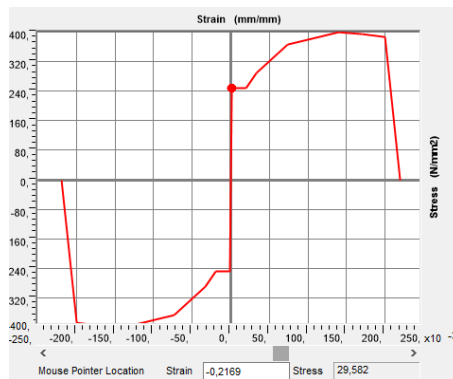


Figura 5.15. Curva tensión-deformación para el material de la barra.

Se considera que la sección falla cuando todas las fibras de una sección determinada alcanzan la tensión de fluencia. En este punto, la sección se plastifica por completo y ya no es posible mantener el equilibrio.

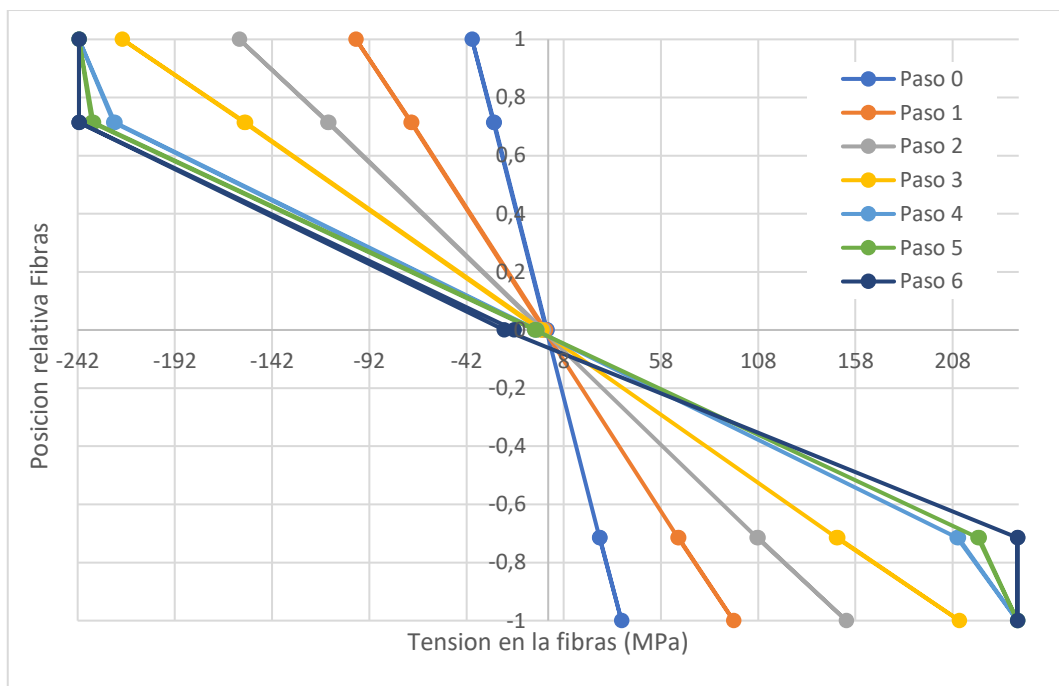
La Tabla 5.4 presenta los resultados obtenidos del análisis de las rótulas plásticas en las vigas del tablero, correspondientes a los distintos estados de carga progresivos aplicados a la estructura. Las filas representan las fibras ubicadas alrededor de la sección de la barra, mientras que las columnas indican los diferentes pasos de carga, desde el paso inicial (0) hasta el paso final (6). La Figura 5.14 muestra la disposición de las fibras alrededor de una sección hueca circular.

Tabla 5.4. Evolución de la tensión en las fibras para los sucesivos pasos de carga para uno de las rotulas plásticas definidas en las vigas del tablero. Tensión expresada en MPa.

Fibra	Tensión en las fibras (MPa)						
	Pasos de Carga						
	0	1	2	3	4	5	6
1	-0,566	-1,442	-2,348	-3,283	-5,816	-5,975	-17,634
2	-27,802	-70,186	-112,833	-155,627	-222,86	-233,945	-241,317
3	-39,187	-98,84	-158,834	-219,004	-241,317	-241,317	-241,317
4	-28,052	-70,619	-113,404	-156,289	-223,585	-234,678	-241,317
5	-0,919	-2,054	-3,154	-4,218	-6,841	-7,011	-22,722
6	26,317	66,689	107,331	148,126	210,202	220,959	241,317
7	37,702	95,343	153,332	211,503	241,317	241,317	241,317
8	26,567	67,122	107,902	148,788	210,927	221,692	241,317

De manera general, se observa que las fibras 1 y 5, ubicadas en el centro de la sección, son las que presentan un menor desarrollo de tensiones a lo largo de toda la progresión de carga. En cambio, las fibras 3 y 7, situadas en los extremos más alejados del eje central, son las que experimentan las mayores tensiones desde los primeros pasos de carga. La distribución de tensiones en las fibras intermedias es lineal.

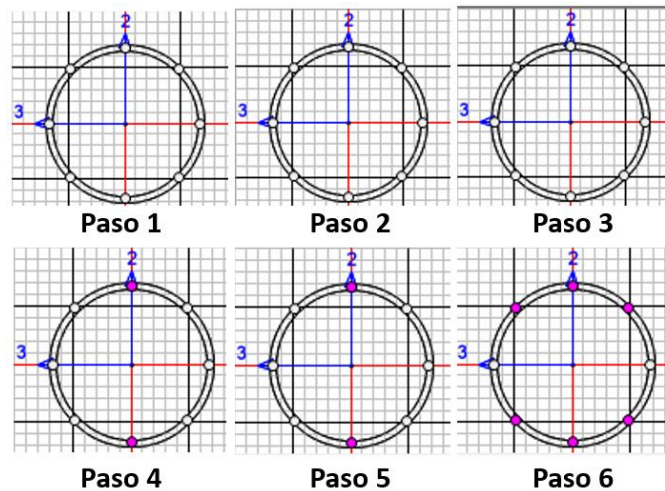
En la Figura 5.16 se presenta el gráfico de la tensión en función de la posición relativa de las fibras de la sección. La posición relativa se expresa como la relación entre, la distancia de una fibra determinada respecto del centro de la sección, y el radio de la sección circular. Se adoptan distancias positivas hacia arriba y negativas hacia abajo. De este modo la Fibra 3, ubicada en la parte superior de la sección en el punto más alejado, posee una posición relativa de +1, mientras que la Fibra 7, situada en el punto más alejado del sector inferior, corresponde a la posición relativa de -1 (Figura 5.14). Las posiciones relativas de las fibras intermedias pueden interpretarse como fracciones de la distancia máxima. Así, las Fibras 2 y 4 se ubican al 0,75 del radio de la sección circular hacia el lado superior (positivo), mientras que las Fibras 6 y 8 se ubican a igual distancia, pero hacia el lado inferior (negativo). La Figura 5.16 fue elaborada a partir de los datos presentados en la Tabla 5.4.



**Figura 5.16.** Distribución de tensiones en las fibras en la sección (MPa).

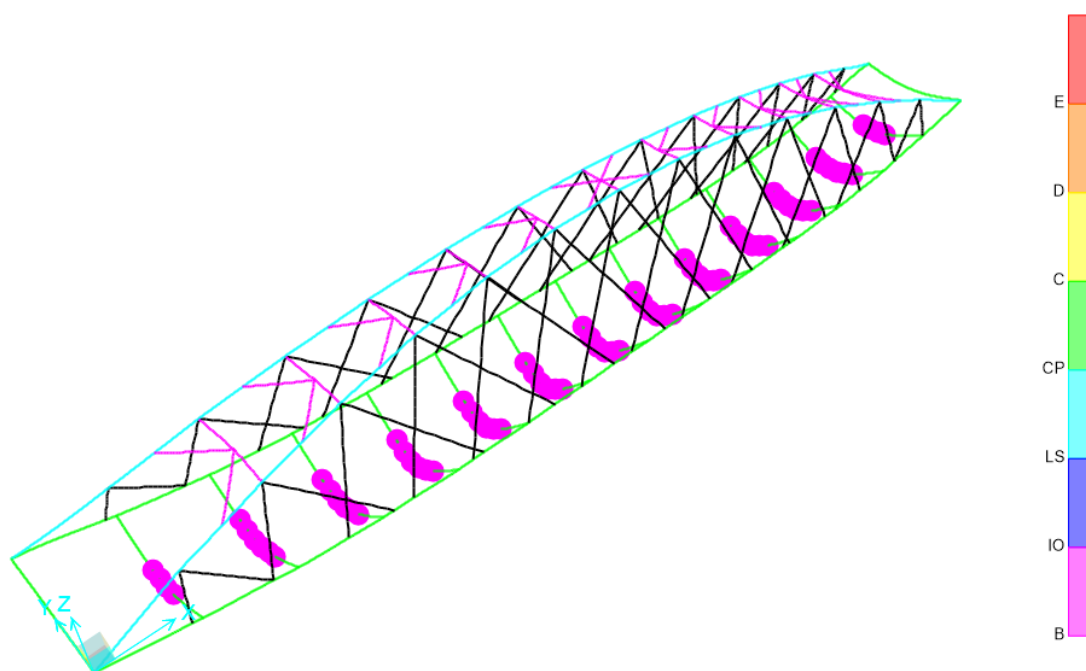
La Figura 5.17 permite interpretar de manera más clara y visual los resultados presentados en la Tabla 5.4. En ella se muestran en color violeta las fibras que alcanzaron la tensión de fluencia especificada (241 MPa). Se observa que las primeras fibras en alcanzar la tensión de fluencia son las ubicadas en los extremos de la sección, se muestran coloreadas de rosa, lo cual ocurre en el paso de carga 4. En el paso 5, las tensiones aumentan en todas las fibras, aunque no se evidencia la plastificación de nuevas fibras. Finalmente, en el paso de carga 6 (última columna de la tabla), las fibras intermedias (2,

4, 6 y 8) alcanzan la tensión de fluencia del material. Este paso corresponde al último estado de carga estable antes de que se produzca la plastificación completa de la sección.



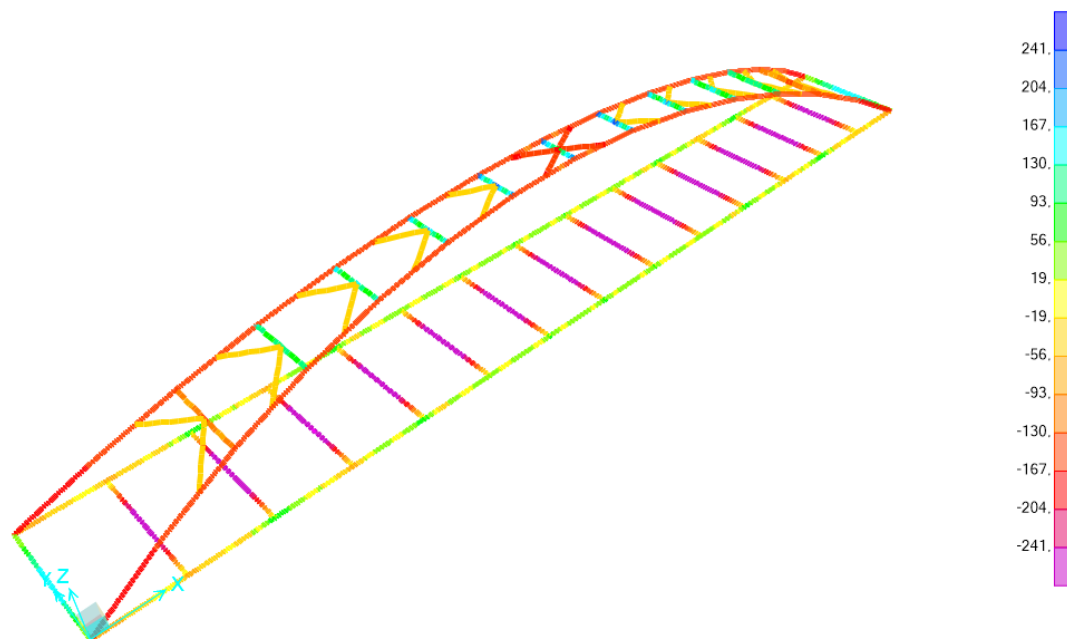
**Figura 5.17.** Estado de las fibras en una sección de las vigas de tablero en los sucesivos pasos de carga. Los puntos violetas indican que la fibra alcanzó la tensión de fluencia. Se observa que en el último paso estable están en fluencia prácticamente todas las fibras de la sección.

En la Figura 5.18 se presenta el estado general de las rótulas plásticas asignadas a la estructura. A la derecha del gráfico se muestran los colores utilizados para representar los diferentes estados. En este caso, el interés se centra en el *Estado B*, representado en color violeta. El punto B indica el inicio de la fluencia. Antes de llegar a este punto, toda la deformación es lineal y ocurre en el elemento barra (*Frame*), no en la rótula (*Hinge*). La deformación plástica posterior se desarrolla en la rótula, junto con cualquier deformación elástica adicional que pueda producirse en el elemento. Las rótulas que no han experimentado deformación plástica no se representan en la figura. De este modo, se observa que las únicas barras que presentan deformaciones plásticas son las vigas de soporte del tablero.



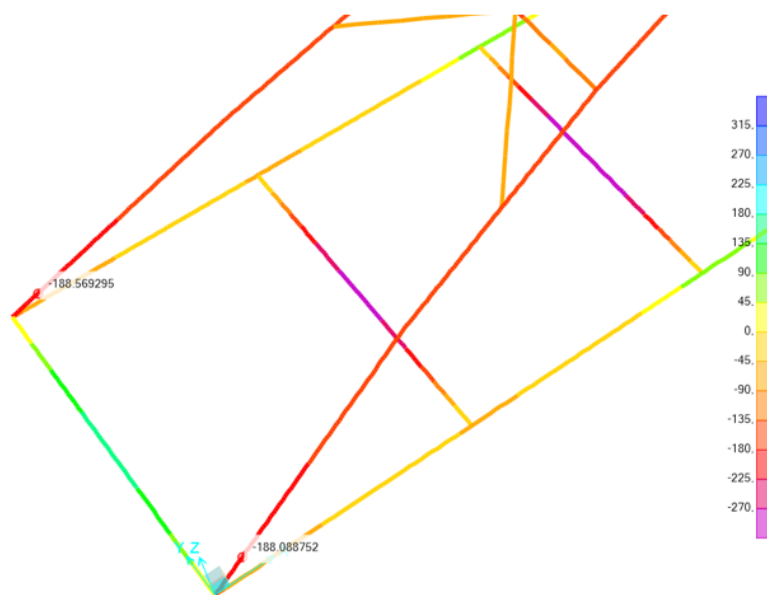
**Figura 5.18.** Formación de rotulas plásticas en las barras para el último paso de carga estable.

En la Figura 5.19 se presenta la envolvente de tensiones principales para el último paso de carga estable.



**Figura 5.19.** Tensiones principales ( $S_{11}$ ) para el paso de carga número 6. Tensiones expresadas en MPa. La tensión de fluencia del material de las barras es 241 MPa.

Luego, realizando un acercamiento a una de las cabeceras del puente se comprueba que la tensión de compresión en los arcos, en el último paso de carga estable es de 188 MPa de compresión, lo cual es inferior a la tensión de fluencia del material, véase la Figura 5.20.



**Figura 5.20.** Tensiones principales ( $S_{11}$ ) en una de las cabeceras del puente para el paso de carga N°6. Tensiones expresadas en MPa. La tensión de fluencia del material de las barras es 241 Mpa.

Por último, la carga máxima de la estructura en el último paso de carga fue de 2,58 t/m<sup>2</sup>, un valor considerablemente menor que los obtenidos en los análisis de pandeo lineal y en los análisis no lineales con imperfecciones geométricas. En la Tabla 5.5 se presenta un resumen de las cargas máximas obtenidas para cada tipo de análisis.

**Tabla 5.5.** Resumen de cargas máximas para los diversos análisis.

Tipo de Análisis	Carga de inestabilización
	t/m2
Análisis de bifurcación elástico lineal (LBA)	46,9965
Análisis no lineal geométrico elástico (GNA)	37,41
Análisis no lineal material (MNA)	2,58

### 5.3. DISCUSION DE RESULTADOS

El análisis de estabilidad del puente peatonal se realizó considerando la distribución de sobrecarga que tuvo mayor incidencia en el dimensionamiento del puente, definida en el Capítulo 4. Se llevó a cabo un estudio de complejidad progresiva, cuyo objetivo es realizar un análisis crítico del impacto que tiene cada etapa en el proceso de evaluación estructural.

Se evaluó la estructura bajo la sobrecarga previamente mencionada mediante tres tipos de análisis: análisis elástico lineal (LBA), análisis elástico no lineal geométrico (GNIA) y análisis no lineal material (MNA). Los resultados obtenidos evidencian cómo la incorporación de no linealidades geométricas y del material reduce significativamente la capacidad resistente teórica de la estructura respecto a las predicciones del análisis elástico lineal.

En el análisis de bifurcación elástico lineal (LBA), el primer modo de pandeo corresponde al pandeo de los arcos fuera del plano. El factor de carga crítica fue elevado, del orden de 109 veces la carga de diseño ( $0,431 \text{ t/m}^2$ ). La carga crítica asociada al primer modo de pandeo, aproximadamente  $47 \text{ t/m}^2$ , resulta muy superior a la carga peatonal máxima admisible ( $0,731 \text{ t/m}^2$ ). Este resultado parcial indica una amplia reserva de carga del puente y descarta la posibilidad de pandeo global bajo condiciones de carga reales.

El análisis no lineal geométrico (GNIA) incorpora un estudio de pandeo no lineal considerando imperfecciones iniciales en la estructura equivalentes a  $L/500$ , siendo  $L$  la longitud total del puente,  $70 \text{ m}$ . Esto permitió evaluar el efecto de las imperfecciones geométricas en la respuesta estructural. La inestabilidad se alcanzó para una carga de aproximadamente  $37,4 \text{ t/m}^2$ , un valor  $20 \%$  inferior al obtenido en el análisis lineal. Aunque esta carga continúa siendo mayor que la carga máxima posible, el resultado confirma la sensibilidad de la estructura ante imperfecciones geométricas de partida. Durante el análisis se identificó que las tensiones en la estructura en el último paso de carga eran considerablemente mayores que las tensiones de fluencia de los materiales, lo que evidenció la necesidad de incorporar la no linealidad del material en el análisis.

Por último, el análisis no lineal de material (MNA) consideró la curva tensión-deformación real del material mediante la incorporación de rótulas plásticas. Los resultados muestran que las vigas del tablero alcanzan las tensiones de fluencia ( $241 \text{ MPa}$ ) en etapas tempranas del análisis (en el paso 4, equivalente a una carga distribuida de  $1,72 \text{ t/m}^2$ ). En el paso 6 ( $2,58 \text{ t/m}^2$ ) se observa la plastificación total de las secciones de las vigas del tablero. Durante este análisis, las tensiones en el resto de la estructura se mantuvieron en el rango elástico ( $< 241 \text{ MPa}$ ). Este resultado demuestra que la falla de la estructura está controlada por el comportamiento inelástico del material.

Finalmente comparando los resultados, la carga crítica de inestabilidad desciende desde  $46,99 \text{ t/m}^2$  (LBA) a  $37,41 \text{ t/m}^2$  (GNIA) y finalmente a  $2,58 \text{ t/m}^2$  (MNA). Está marcada reducción evidencia la influencia significativa del comportamiento no lineal del material en la capacidad portante del puente. En consecuencia, se concluye que el análisis de estabilidad estructural no debe limitarse a considerar únicamente las imperfecciones geométricas, sino que también debe incluir el comportamiento real del material, garantizando un modelo teórico que sea representativo del comportamiento real de la estructura.

## 6. CAPITULO 6: CONCLUSIONES

En la presente sección se exponen las conclusiones del Proyecto Integrador Profesional. El trabajo consiste en analizar el fenómeno de pandeo en un puente peatonal atirantado con arcos metálicos tipo network, sometido a cargas estáticas. El análisis se desarrolla mediante el software de elementos finitos SAP2000, siguiendo una secuencia de estudios de complejidad progresiva, conforme al enfoque planteado por la normativa europea EN 1993-1-6 (CEN, 2007).

El estudio se inicia con el análisis de estructuras simples: una barra vertical en condición empotrada-libre y un arco compuesto por dos barras rectas articuladas en el nodo central. El estudio de estos modelos permite definir la metodología de modelado y reconocer las limitaciones numéricas del programa de cálculo. Este enfoque facilita la obtención de resultados preliminares, la identificación de posibles dificultades en el modelado, así como la evaluación crítica de las hipótesis adoptadas y de los resultados obtenidos. De esta manera, se analiza el impacto de las variaciones en las hipótesis dentro del proceso de evaluación estructural. Se realizan análisis lineales y no lineales, siendo estos últimos los que permitieron considerar, de forma individual o combinada, las no linealidades geométricas y del material.

Posteriormente, se efectúa el predimensionamiento del puente peatonal completo. El diseño preliminar se centra en la superestructura, sin incluir las fundaciones. El objetivo no es verificar exhaustivamente cada elemento ni optimizar los perfiles, sino establecer un predimensionamiento conforme a las normativas vigentes que permita evaluar la estabilidad global de la estructura. Para el dimensionamiento se aplican las combinaciones de carga indicadas en la normativa CIRSOC 801 (2019) y en la guía de diseño norteamericana para puentes peatonales AASHTO (2009). Se consideran las acciones de cargas permanentes, sobrecarga de uso peatonal, viento y cargas de pretensado en las riendas.

La carga peatonal, principal acción sobre la estructura, se aplica con distintos patrones de distribución para identificar el de mayor influencia en el dimensionamiento. La magnitud de la sobrecarga se mantiene constante para todos los casos, adoptando el valor de  $0,413 \text{ t/m}^2$ , conforme a las normativas de referencia (AASHTO, 2009). Se determina que el patrón más desfavorable corresponde al distribuido uniformemente a lo largo de toda la luz del tablero, el cual se utiliza como base para el análisis de estabilidad. El valor de pretensado adoptado es de 7,4 toneladas, igual para todas las riendas, y se establece mediante un proceso iterativo que considera los desplazamientos y el estado tensional del puente. No se incluyen sobrecargas por tránsito vehicular, dado que el diseño prevé restricciones físicas permanentes en los accesos.

Finalmente, en el Capítulo 5 se desarrolla el análisis de estabilidad del puente, tomando como base la distribución de sobrecarga identificada como crítica en el proceso de dimensionamiento. Este análisis puede repetirse para los demás estados o combinaciones de carga. La estabilidad de la estructura se evalúa mediante tres tipos de análisis: Análisis

Elástico Lineal (LBA), Análisis Elástico No Lineal Geométrico (GNIA) y Análisis No Lineal Material (MNA). El análisis elástico lineal permite identificar los factores de carga y los modos de pandeo asociados, siendo el primer factor de pandeo la carga crítica de pandeo lineal. Luego, el análisis no lineal geométrico (GNIA) incorpora una configuración deformada de partida, lo que permite evaluar la sensibilidad de la estructura frente a imperfecciones iniciales. Finalmente, el análisis no lineal material (MNA) incorpora el comportamiento real del material, condición indispensable cuando se evalúa el desempeño estructural próximo a los puntos límite o de inestabilidad.

Los resultados evidencian que la incorporación de las no linealidades geométricas y del material reduce de manera significativa la capacidad resistente teórica del puente en comparación con las predicciones del análisis elástico lineal. A continuación, se presentan las conclusiones finales del trabajo.

### **Conclusiones Particulares**

1. El análisis de estabilidad estructural debe considerar tanto las imperfecciones geométricas como el comportamiento real del material, asegurando un modelo teórico representativo del comportamiento de la estructura. Los resultados evidencian que la falla del puente está controlada por el comportamiento inelástico del material en las vigas del tablero y no por problemas de pandeo en los arcos. La comparación de las cargas críticas de inestabilidad obtenidas mediante los distintos análisis muestra una disminución desde 46,99 t/m<sup>2</sup> (LBA) a 37,41 t/m<sup>2</sup> (GNIA) y finalmente a 2,58 t/m<sup>2</sup> (MNA), lo que evidencia la influencia significativa del comportamiento del material en la capacidad portante del puente.
2. Los puentes en arco atirantados tipo network no presentan el tipo de inestabilidad denominado *Snap Through*, es decir, la inversión del arco. El entramado de riendas rigidiza el arco en el plano y evita su inversión. En este tipo de puentes, es más probable que la inestabilidad ocurra fuera del plano, tal como se evidencia en el presente trabajo.
3. En arcos planos y esbeltos, es fundamental emplear análisis no lineales con grandes desplazamientos, ya que pequeñas variaciones angulares en las barras pueden generar grandes cambios en los esfuerzos axiales.
4. La distribución de sobrecarga peatonal que más influye en el dimensionamiento del puente corresponde al estado de carga en el que la carga peatonal se distribuye a lo largo de toda la longitud del tablero.
5. En los puentes en arco tipo network y, en general, en los puentes en arco atirantados, el nivel de pretensión de las riendas es un punto clave en el diseño de la estructura. El problema de determinar la tensión en las riendas puede tratarse como un problema de optimización, ya que se requiere cumplir múltiples condiciones.

6. No se observan relajaciones en las riendas para ninguna de las combinaciones de cargas consideradas. El entrecruzamiento de los tensores mejora notablemente la distribución de cargas en el arco.

### **Conclusiones Generales**

1. Los análisis de pandeo lineales se limitan a escalar el vector de carga hasta que la matriz de rigidez geométrica anula la matriz de rigidez de la estructura, provocando inestabilidad y determinando los modos de pandeo. El equilibrio del sistema se evalúa siempre en la configuración indeformada de la estructura. La estimación de la carga de pandeo mediante métodos lineales elásticos, como factor de seguridad, puede no ser conservadora, dependiendo de las características particulares de cada estructura.
2. Los análisis no lineales permiten considerar simultáneamente distintos tipos de no linealidades, tanto geométricas como del material. En estructuras simétricas, para iniciar el análisis no lineal se debe incorporar una imperfección geométrica inicial o aplicar fuerzas que desplacen la estructura de su posición original.
3. Es recomendable realizar análisis no lineales en estructuras que presenten imperfecciones iniciales significativas, que estén sometidas a cargas axiales de compresión elevadas o cuando se evalúe el comportamiento frente a colapsos progresivos. En estos últimos casos, además de las imperfecciones iniciales, debe considerarse la no linealidad del material.
4. El comportamiento no lineal del material debe contemplarse cuando las tensiones en los elementos estructurales se aproximen a la tensión de fluencia, ya que en ese punto comienzan a producirse deformaciones plásticas.
5. Los análisis estáticos son adecuados para evaluar la estructura hasta el punto de inestabilización. En algún tipo de estructuras, para estudiar el comportamiento posterior a la inestabilización, es necesario realizar análisis dinámicos.

### **Investigaciones Futuras**

Con el objetivo de ampliar y profundizar los conocimientos adquiridos en este estudio, se proponen a continuación algunas líneas de investigación que podrían abordarse en trabajos futuros.

1. Investigar la determinación de la carga óptima de pretensado en las riendas mediante herramientas avanzadas de optimización estructural, que permitan ajustar las tensiones de los cables de manera más precisa y eficiente, considerando la interacción entre cargas, rigideces y condiciones de servicio del puente.

2. Evaluar el comportamiento estructural del puente peatonal ante la circulación vehicular.
3. Estudiar el comportamiento dinámico del puente en función de la sollicitación dinámica de la carga peatonal.

## A. ANEXO A: TABLAS REGLAMENTO CIRSOC 801-2019

Tabla A.1. Combinaciones de carga y factores de cargas. Tomado de Reglamento CIRSOC 801. Reglamento Argentino para el Diseño de Puentes Carreteros (p. 47), INTI, 2019.

Combinación de cargas	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Usar sólo uno por vez				
										EQ (A definir por INPRES)	BL	IC	CT	CV
Resistencia I (a menos que se especifique lo contrario)	$\gamma_p$	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
Resistencia II	$\gamma_p$	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
Resistencia III	$\gamma_p$	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
Resistencia IV	$\gamma_p$	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-	-
Resistencia V	$\gamma_p$	1,35	1,00	0,40	1,00	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
Evento extremo I (A definir por INPRES)	$\gamma_p$	$\gamma_{EQ}$	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-	-
Evento extremo II	$\gamma_p$	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00	1,00
Servicio I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,00	1,00	1,00/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
Servicio II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-	-
Servicio III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
Servicio IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,00	-	-	-	-	-
Fatiga I – sólo LL, IM y CE	-	1,50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Fatiga II – sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla A.2. Factores de carga para cargas permanentes,  $\gamma_p$ . Tomado de Reglamento CIRSOC 801. Reglamento Argentino para el Diseño de Puentes Carreteros (p. 47), INTI, 2019.

Tipo de carga, tipo de fundación, y método utilizado para calcular la fricción negativa	Factor de carga			
	Máximo	Mínimo		
DC: Elementos y accesorios	1,25	0,90		
DC: Resistencia IV solamente	1,50	0,90		
DD: Fricción negativa	Pilotes, Método $\alpha$ Tomlinson	1,40	0,25	
	Pilotes, Método $\lambda$	1,05	0,30	
	Pilotes excavados, Método O'Neill and Reese (1999)	1,25	0,35	
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65		
EH: Empuje horizontal del suelo	Activo	1,50	0,90	
	En reposo	1,35	0,90	
	AEP para muros anclados	1,35	N/A	
	Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00	
EV: Empuje vertical del suelo	Estabilidad global	1,00	N/A	
	Muros de sostenimiento y estribos	1,35	0,90	
	Estructura rígida enterrada	1,30	0,90	
	Marcos rígidos	1,35	0,90	
	Estructuras flexibles enterradas	Alcantarillas metálicas y alcantarillas de placa estructural con fondo corrugado	1,50	0,90
		Alcantarillas termoplásticas	1,30	0,90
		Todas las demás	1,95	0,90
		ES: Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

## B. ANEXO B: ESCALA DE BEAUFORT

**Tabla B.1.** *Escala de Beaufort*

Número de Beaufort	Velocidad del viento (km/h)	Denominación	Efectos en tierra
0	0 a 1	Calma	Calma, el humo asciende verticalmente
1	2 a 5	Ventolina	El humo indica la dirección del viento
2	6 a 11	Flojito (Brisa muy débil)	Se caen las hojas de los árboles, empiezan a moverse los molinos de los campos
3	12 a 19	Flojo (Brisa Ligera)	Se agitan las hojas, ondulan las banderas
4	20 a 28	Bonancible (Brisa moderada)	Se levanta polvo y papeles, se agitan las copas de los árboles
5	29 a 38	Fresquito (Brisa fresca)	Pequeños movimientos de los árboles, superficie de los lagos ondulada
6	39 a 49	Fresco (Brisa fuerte)	Se mueven las ramas de los árboles, dificultad para mantener abierto el paraguas
7	50 a 61	Frescachón (Viento fuerte)	Se mueven los árboles grandes, dificultad para caminar contra el viento
8	62 a 74	Temporal (Viento duro)	Se quiebran las copas de los árboles, circulación de personas muy difícil, los vehículos se mueven por sí mismos.
9	75 a 88	Temporal fuerte (Muy duro)	Daños en árboles, imposible caminar con normalidad. Se empiezan a dañar las construcciones. Arrastre de vehículos.
10	89 a 102	Temporal duro (Temporal)	Árboles arrancados, daños en la estructura de las construcciones. Daños mayores en objetos a la intemperie.
11	103 a 117	Temporal muy duro (Borrasca)	Destrucción en todas partes, lluvias muy intensas, inundaciones muy altas. Voladura de personas y de otros muchos objetos.
12	+ 118	Temporal huracanado (Huracán)	Voladura de vehículos, árboles, casas, techos y personas. Puede generar un huracán o tifón

## C.ANEXO C: TABLA CON LAS COMBINACIONES DE CARGA

**Tabla C.1. Combinaciones de carga.**

Tipo Combinación	Denominación	Dead	CP Tablero	Tens	PL 1	PL 2	PL 3	PL 4	PL 5	PL 6	PL 7	WS Horiz. ELU	WS Vert. ELU	WS Horiz. ELS
Resistencia I	ELU R 1.1	1,25	1,25	1	1,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	ELU R 1.2	1,25	1,25	1	1,75	1,75	-	-	-	-	-	-	-	-
	ELU R 1.3	1,25	1,25	1	1,75	-	1,75	-	-	-	-	-	-	-
	ELU R 1.4	1,25	1,25	1	1,75	-	-	1,75	-	-	-	-	-	-
	ELU R 1.5	1,25	1,25	1	1,75	-	-	-	1,75	-	-	-	-	-
	ELU R 1.6	1,25	1,25	1	1,75	-	-	-	-	1,75	-	-	-	-
	ELU R 1.7	1,25	1,25	1	1,75	-	-	-	-	-	1,75	-	-	-
Resistencia II	ELU R 2.1	1,25	1,25	1	1,75	-	-	-	-	-	-	1,4	-	-
	ELU R 2.2	1,25	1,25	1	-	-	-	-	-	-	-	-	1,4	-
	ELU R 2.3	1,25	1,25	1	-	-	-	-	-	-	-	1,4	1,4	-
Servicio I	ELS 1.1	1	1	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-	0,3
	ELS 1.2	1	1	1	-	1	-	-	-	-	-	-	-	0,3
	ELS 1.3	1	1	1	-	-	1	-	-	-	-	-	-	0,3
	ELS 1.4	1	1	1	-	-	-	1	-	-	-	-	-	0,3
	ELS 1.5	1	1	1	-	-	-	-	1	-	-	-	-	0,3
	ELS 1.6	1	1	1	-	-	-	-	-	1	-	-	-	0,3
	ELS 1.7	1	1	1	-	-	-	-	-	-	1	-	-	0,3
Servicio II	ELS 2.1	1	1	1	1,3	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	ELS 2.2	1	1	1	-	1,3	-	-	-	-	-	-	-	-
	ELS 2.3	1	1	1	-	-	1,3	-	-	-	-	-	-	-
	ELS 2.4	1	1	1	-	-	-	1,3	-	-	-	-	-	-
	ELS 2.5	1	1	1	-	-	-	-	1,3	-	-	-	-	-
	ELS 2.6	1	1	1	-	-	-	-	-	1,3	-	-	-	-
	ELS 2.7	1	1	1	-	-	-	-	-	-	1,3	-	-	-

**BIBLIOGRAFIA**

- AASHTO. (2009). *AASHTO LRFD Guide Specifications for the Design of Pedestrian Bridges*. Washington, DC.
- AASHTO. (2010). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (5th ed.)*. Washington, DC.
- Ayuntamiento de Madrid. (s.f.). *Anillo Verde Ciclista Madrid: Finalización de la Tercera y Última Etapa*. Madrid.
- Bathe, K.-J. (2014). *Finite Element Procedures*. Watertown, MA: K.J. Bathe, Watertown, MA.
- Bazzano, J., & Pérez Zerpa, J. (2017). *Introducción al análisis no lineal de estructuras: Texto del curso Análisis No Lineal de Estructuras*. Montevideo, Uruguay: Facultad de Ingeniería, Universidad de la República.
- Błonka, A., & Skrzętkowicz, Ł. (2022). Nonlinear buckling analysis of network arch bridges. *Studia Geotechnica et Mechanica*, 123–137.
- CEN. (2007). *Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-6: Strength and Stability of Shell Structures*. Brussels: European Committee for Standardization.
- CIRSOC. (2005). *CIRSOC 101: Reglamento Argentino de Cargas Permanentes y Sobrecargas Mínimas de Diseño para Edificios y Otras Estructuras*. Instituto Nacional de Tecnología Industrial (INTI).
- CIRSOC. (2005). *CIRSOC 102: Reglamento Argentino de la Acción del Viento sobre las Construcciones*. Instituto Nacional de Tecnología Industrial (INTI).
- CIRSOC. (2005). *CIRSOC 104: Reglamento Argentino de Acciones de la Nieve y el Hielo sobre las Construcciones*. Instituto Nacional de Tecnología Industrial (INTI).
- CIRSOC. (2005). *CIRSOC 301: Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Edificios*. Instituto Nacional de Tecnología Industrial (INTI).
- CIRSOC. (2019). *CIRSOC 801: Reglamento Argentino para el Diseño de Puentes Carreteros: Proyecto General y Análisis Estructural*. Instituto Nacional de Tecnología Industrial (INTI).
- Jaca, I. R. (s.f.). *Tesis Doctoral: Límites Inferiores en Inestabilidad de Láminas de Tanques de Pared Delgada*. Córdoba: Universidad Nacional de Córdoba.
- Lozano, M. V. (2011). *Pandeo lineal y no lineal de*. Escuela Técnica Superior de Ingenieros Industriales Universidad Politécnica de Madrid.
- Martínez, M. J. (2013). Puente Villa Nueva. *ie, Asociación de Ingenieros Estructurales*, 8-18.
- Millanes Mato et. al. (2011). Design and Construction of Composite Tubular Arches with Network Suspension System: Recent Undertakings and Trends. *Journal of Civil Engineering and Architecture*, 191-214.
- Pipinato, A. (2018). Structural Optimization of Network Arch Bridges with Hollow Tubular Arches and Chords. *Modern Applied Science*, 36-53.

- Sánchez-Barbudo, I. H. (2009). *Tesis Doctoral: Pandeo lateral de estructuras metálicas en arco*. Universidad de Sevilla.
- Schanack and Brunn. (2009). Analysis of the structural performance of network arch bridges. *The Indian Concrete Journal*, 7-13.
- Schanack, F. (2009). *In-plane arch buckling of network arch bridges*. Paper for the 2009 World Steel Bridge Symposium.
- Schanack, F., & Brunn, B. (2003). *Calculation of a double track railway network arch bridge applying the European standards*. Grimstad, Noruega: Technische Universität Dresden.
- Tveit, P. (2009). *Genesis and Development of the Network Arch*. San Antonio, USA: NSBA World Steel Bridge Symposium.
- Tveit, P. (2013). *Systematic Thesis on Network Arches*.
- Tveit, P. (2014). *The Network Arch, Bits of Manuscript in March 2014 after Lectures in 50+ Countries*.
- Wang et. al. (2018). *Fiber hinge approach for nonlinear analysis of structural members accounting for local buckling under large deformation*. College of Civil Engineering, Nanjing Tech University, Nanjing, China: ICMSE 2018.