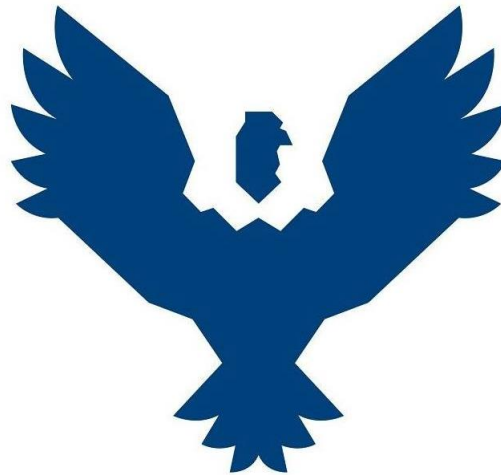




UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

“DETERMINACIÓN DEL CAMPO DE DESPLAZAMIENTOS Y FUERZAS INTERNAS MEDIANTE ANÁLISIS LINEAL Y NO LINEAL DEL PUENTE ARCO DE ACERO ESTRUCTURAL ENRIQUE P. MEJIA, SICUANI, CANCHIS, CUSCO - PERÚ”

Presentado por:

Bach. Gamarra Morveli, Rodrigo

Para optar el título Profesional de:

Ingeniero Civil

Asesor:

Dr. Ing. Mamani Vargas, Elvis Yuri

CUSCO – PERÚ

2022



DEDICATORIA

*A mi madre,
Neume Morveli Salas*

*A mi padre,
Roberto Gamarra Orue*

a mi familia y amigos



AGRADECIMIENTO

A Dios, por darme la vida y salud para demostrarme que puedo realizar todos los proyectos y objetivos planteados y por sobre todo brindar salud y cuidado a mi familia.

A mi asesor, al Dr. Ing. Elvis Yuri Mamani Vargas, por su paciencia, conocimiento y siempre ser una ayuda en todo momento; me llevo la amistad forjada en la realización de todo este trabajo de investigación así como en el ámbito laboral y fuera de este.

A mi dictaminante, al Dr. Ing. Eliot Pezo Zegarra por sus aportes, conocimientos y sugerencias al trabajo de investigación;



RESUMEN

La presente investigación lleva por nombre “DETERMINACIÓN DEL CAMPO DE DESPLAZAMIENTOS Y FUERZAS INTERNAS MEDIANTE ANÁLISIS LINEAL Y NO LINEAL DEL PUENTE ARCO DE ACERO ESTRUCTURAL ENRIQUE P. MEJIA, SICUANI, CANCHIS, CUSCO - PERÚ”. El objetivo principal de investigación es calcular los desplazamientos y fuerzas internas en los arcos del puente Enrique P. Mejia, puente de acero estructural de 50 m de longitud de tipo arco inclinado sin arriostres y con tablero inferior de sección compuesta (acero estructural y concreto armado).

Para el cálculo de las fuerzas internas y desplazamientos se llevó a cabo análisis lineales y no lineales para combinaciones de carga de Resistencia, Servicio y Evento extremo, teniendo en este último distintas metodologías para la estimación de las fuerzas sísmicas, como análisis modal espectral y análisis tiempo historia. En el análisis tiempo historia se utilizó como sismo de diseño el sismo de El Centro del año 1940 después de haberse realizado y comparado las sollicitaciones de cinco registros sísmicos y seleccionado el más crítico por producir mayores sollicitaciones en la estructura.

Se calculó la estabilidad del puente considerando el pandeo lineal, fueron obtenidos los factores de carga de crítica de 12.82 y 9.29 para las combinaciones de servicio y resistencia, respectivamente. Con un análisis no lineal geométrico se obtuvieron valores de 6.12 y 8.31, para un análisis no lineal del material valores de 4.47 y 6.16, todo esto para las combinaciones de resistencia y servicio, respectivamente.

Se llegó a la principal conclusión que por medio de estos análisis no lineales se tuvieron mayores desplazamientos y fuerzas internas que al ser calculados mediante un análisis lineal, teniendo así una diferencia de desplazamientos verticales en el clave del arco de 2.72 mm y 1.43 mm para la combinación de carga Resistencia y Servicio respectivamente, y una diferencia de desplazamientos laterales en esta misma clave del arco de 9.68 mm para la combinación de carga evento extremo. Además, el análisis no lineal del material dio valores equivalentes al análisis no lineal geométrico, debido a que para este análisis la estructura no llegó al rango plástico.

Palabras clave: Puente arco, elementos finitos, tiempo historia, carga critica, no lineal geométrico, no lineal del material.



ABSTRACT

The present investigation is called "DETERMINATION OF THE DISPLACEMENT FIELD AND INTERNAL FORCES THROUGH LINEAR AND NON-LINEAR ANALYSIS OF THE STRUCTURAL STEEL ARCH BRIDGE ENRIQUE P. MEJIA, SICUANI, CANCHIS, CUSCO - PERU". The main objective of the research is to calculate the displacements and internal forces in the arches of the Enrique P. Mejia bridge, a 50 m long inclined arch type structural steel bridge without braces and with a composite section lower deck (structural steel and reinforced concrete).

For the calculation of the internal forces and displacements, linear and non-linear analyzes were carried out for combinations of Resistance, Service and Extreme Event loads, having in the latter different methodologies for the estimation of seismic forces, such as spectral modal analysis and history time. In the time-history analysis, the El Centro earthquake of 1940 was used as the design earthquake after having carried out and compared the requests of five seismic records and selected the most critical one for producing greater requests in the structure.

The stability of the bridge was calculated considering the linear buckling, critical load factors of 12.82 and 9.29 were obtained for the combinations of service and resistance, respectively. With a geometric nonlinear analysis, values of 6.12 and 8.31 were obtained, for a nonlinear analysis of the material values of 4.47 and 6.16, all this for the combinations of resistance and service, respectively.

The main conclusion was reached that by means of these non-linear analyzes there were greater displacements and internal forces than when calculated by means of a linear analysis, thus having a difference of vertical displacements in the keystone of the arch of 2.72 mm and 1.43 mm for the Resistance and Service load combination, respectively, and a difference in lateral displacements in this same arch key of 9.68 mm for the extreme event load combination. In addition, the nonlinear analysis of the material gave values equivalent to the geometric nonlinear analysis, because for this analysis the structure did not reach the plastic range.

Keywords: Arch bridge, finite elements, time history, critical load, geometric nonlinear, material nonlinear.



INTRODUCCIÓN

Los puentes en la actualidad son de gran importancia debido a que unen caminos o comunican dos espacios geográficos distantes, gracias a estas estructuras se pueden realizar actividades mercantiles, recreativas, turísticas, entre otras que generan un desarrollo para la población.

Esta investigación se realizó debido a la crecida de la demanda de carreteras que necesitan estructuras de puentes, teniendo así la necesidad de que estas estructuras garanticen la transitabilidad de vehículos teniendo la vida de las personas como principal objetivo, es por este motivo que los puentes se convierten en estructuras de suma importancia y la proyección, análisis y diseño de estas requerirán mejores y nuevos métodos de análisis.

El análisis sísmico de puentes debela gran importancia en el Perú debido a este es un país que está presto a eventos sísmicos de grandes magnitudes con mucha frecuencia, es por esto que se deben de desarrollar metodologías que aseguren un comportamiento apropiado durante estos eventos sísmicos.

La presente investigación denominada "DETERMINACIÓN DEL CAMPO DE DESPLAZAMIENTOS Y FUERZAS INTERNAS MEDIANTE ANÁLISIS LINEAL Y NO LINEAL DEL PUENTE ARCO DE ACERO ESTRUCTURAL ENRIQUE P. MEJIA, SICUANI, CANCHIS, CUSCO - PERÚ" aplica los métodos Tiempo Historia y Modal Espectral, así también como análisis no lineal, el cual comprende la no linealidad del material y no linealidad geométrica para obtener desplazamientos y fuerzas internas.

En la actualidad los métodos y técnicas que se tienen para análisis no lineales son muy populares entre los ingenieros, teniendo con dichos análisis resultados más reales que podrán ser utilizados para el análisis de la estructura, evaluando su comportamiento frente a fuerzas sísmicas durante su vida de servicio. Sin embargo, esta clase de análisis es medianamente o poco utilizado en la práctica profesional, debido a que implica un enorme esfuerzo y demanda computacional.

El proyecto se basó en conceptos y lineamientos regidos por el Manual de puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018 (MTC, 2018) y el Manual AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2020 (AASHTO, 2020), donde en estos se explican las pautas para aplicar un análisis Tiempo Historia y un análisis Modal Espectral, así también como lineamientos para el cálculo de demandas sísmicas y desplazamientos.

Cabe aclarar que esta tesis abarca solamente el ámbito estructural de la superestructura del puente, más específicamente el arco, ya que no se realizarán cálculos o análisis de la



subestructura y tampoco de los estudios básicos de ingeniería como estudios de topografía, hidrología, geotecnia, geología, etc; es así que para esto se tuvo la ayuda en la proporción de datos de la entidad privada “VIDAL HERMANOS CONTRATISTAS GENERALES S.R.L.” el cual cuenta con los datos de los estudios básicos de ingeniería.

El desarrollo de la presente investigación está conformado por los capítulos siguientes:

- Capítulo I: Planteamiento del problema

Este capítulo describe los problemas específicos y los problemas generales de la investigación, seguido de las justificaciones de la investigación, tanto social, técnico, por viabilidad y por relevancia; para finalmente mostrar las limitaciones de la tesis y sus respectivos objetivos tanto general y específicos.

- Capítulo II: Marco teórico

En este capítulo se presentan investigaciones tomadas como antecedentes para la tesis las cuales están relacionadas con el tema de este trabajo, también se presenta algunos aspectos teóricos que sustentan el trabajo de investigación.

- Capítulo III: Metodología

Este capítulo abarca lo que es la metodología de la investigación, donde se indica el nivel, método y tipo de la investigación. Así también se encuentra aspectos como el diseño de la investigación, muestra y población, los instrumentos metodológicos y/o de recolección de datos e instrumentos de ingeniería y los procedimientos y pautas que se tomaron para la recolección de los datos necesarios para desarrollar la investigación.

- Capítulo IV: Resultados

En este capítulo se desarrolló todo lo que referente a los resultados que se obtuvieron en la investigación para cada objetivo planteado y el análisis de estos, todo esto representado por medio de figuras, tablas y cálculos.

- Capítulo V: Discusión

En este capítulo se puede encontrar el contraste de los resultados referentes al marco teórico, los comentarios sobre la demostración de la hipótesis, conclusiones y recomendaciones de la investigación, apéndices y anexos que contemplan información adicional y necesaria que se utilizó para desarrollar la investigación.



ÍNDICE GENERAL

RESUMEN.....	I
ABSTRACT	IV
INTRODUCCIÓN.....	V
ÍNDICE GENERAL.....	VII
ÍNDICE DE TABLAS.....	XII
ÍNDICE DE FIGURAS.....	XIII
CAPITULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	1
1.1 IDENTIFICACIÓN DEL PROBLEMA	1
1.1.1 Descripción del Problema	1
1.1.2 Formulación interrogativa del problema	4
1.1.2.1 Formulación interrogativa del problema general.....	4
1.1.2.2 Formulación interrogativa de los problemas específicos	4
1.2 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	4
1.2.1 Justificación Técnica	4
1.2.2 Justificación Social	5
1.2.3 Justificación por Viabilidad.....	5
1.2.4 Justificación por Relevancia.....	5
1.3 LIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	6
1.4 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	7
1.4.1 Objetivo General.....	7
1.4.2 Objetivos Específicos	7
CAPITULO II: MARCO TEÓRICO.....	8
2.1 ANTECEDENTES DE LA TESIS	8
2.1.1 Antecedentes a Nivel Nacional	8
2.1.2 Antecedentes a Nivel Internacional	9
2.2 ASPECTOS TEÓRICOS PERMANENTES	12
2.2.1 Puentes.....	12
2.2.1.1 Clasificación de Puentes	13
2.2.1.2 Puentes tipo Arco.....	14
2.2.1.2.1 Partes constitutivas de un Arco.....	14



2.2.1.2.2 Tipos de Puentes Arcos.....	15
2.2.2 <i>Líneas de influencia</i>	17
2.2.2.1 Línea de influencia de reacciones.....	18
2.2.2.2 Línea de influencia de momento flector	19
2.2.2.3 Línea de influencia de fuerza cortante.....	20
2.2.2.4 Línea de influencia de la fuerza axial o normal.....	22
2.2.3 <i>Análisis lineal y no lineal</i>	23
2.2.3.1 Análisis lineal	23
2.2.3.2 Análisis no lineal	24
2.2.3.2.1 No linealidad del material	26
2.2.3.2.2 No linealidad geométrica	28
2.2.3.2.3 Diagrama de momento-curvatura (M- ϕ).....	30
2.2.4 <i>Método de elementos Finitos (MEF)</i>	31
2.2.5 <i>Inestabilidad</i>	35
2.2.5.1 Pandeo	36
2.2.5.1.1 Elementos de directriz recta.....	36
2.2.5.1.2 Elementos de directriz curva (pandeo en el plano).....	37
2.2.5.1.3 Elementos de directriz curva (pandeo fuera del plano)	38
2.2.5.2 Tipos de inestabilidad en arcos.....	39
2.2.5.2.1 Pandeo en el plano del arco	39
2.2.5.2.2 Pandeo fuera del plano del arco	40
2.2.6 <i>Filosofía de Análisis y Diseño</i>	41
2.2.6.1 Estado Límite de Servicio.....	41
2.2.6.2 Estado Límite de Fatiga y Fractura.....	41
2.2.6.3 Estado Límite de Resistencia.....	42
2.2.6.4 Estado Límite de Evento Extremo.....	42
2.2.7 <i>Cargas y Factores de Carga</i>	42
2.2.7.1 Cargas Permanentes.....	45
2.2.7.1.1 Cargas Muertas: DC, DW y EV.....	45
2.2.7.2 Cargas Variables.....	46
2.2.7.2.1 Cargas Vivas de Vehículos (LL).....	47
2.2.7.2.2 Cargas Peatonales sobre Veredas (PL)	49
2.2.8 <i>Demanda sísmica</i>	50
2.2.8.1 Coeficiente de aceleración PGA, Ss, S1.....	50



2.2.8.2	Factores de sitio	50
2.2.8.3	Coeficiente elástico de respuesta sísmica (Csm).....	51
2.2.8.4	Espectro de respuesta.....	52
2.2.8.5	Métodos de análisis sísmico	53
2.2.8.5.1	Análisis sísmico modal espectral	53
2.2.8.5.2	Análisis sísmico Tiempo-Historia.....	54
2.2.9	<i>Normativa utilizada en el cálculo estructural de puentes</i>	55
2.3	HIPÓTESIS.....	55
2.3.1	<i>Hipótesis general</i>	55
2.3.2	<i>Sub Hipótesis</i>	56
2.4	VARIABLES E INDICADORES.....	56
2.4.1	<i>Variables Independientes</i>	56
2.4.2	<i>Variables Dependientes</i>	56
2.4.3	<i>Cuadro de operacionalización de variables</i>	58
CAPITULO III: METODOLOGÍA		59
3.1	METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....	59
3.1.1	<i>Enfoque de la Investigación</i>	59
3.1.2	<i>Nivel o alcance de la investigación</i>	59
3.1.3	<i>Método de investigación</i>	59
3.2	DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN.....	59
3.2.1	<i>Diseño metodológico</i>	59
3.2.2	<i>Diseño de ingeniería</i>	59
3.3	POBLACIÓN Y MUESTRA.....	61
3.3.1	<i>Población</i>	61
3.3.1.1	Descripción de la población	61
3.3.1.2	Cuantificación de la población	61
3.3.2	<i>Muestra</i>	61
3.3.2.1	Descripción de la muestra.....	61
3.3.2.2	Cuantificación de la muestra	61
3.3.2.3	Método de muestreo	62
3.3.2.4	Criterios de evaluación de muestra.....	62
3.3.2.5	Criterios de inclusión.....	62
3.4	INSTRUMENTOS	63



3.4.1	<i>Instrumentos metodológicos</i>	63
3.4.1.1	Formato de recolección de datos de parámetros sísmicos según el manual de puentes MTC-2018.....	63
3.4.1.2	Formato para la elaboración del espectro de diseño de acuerdo al manual de puentes MTC-2018.....	64
3.4.2	<i>Instrumentos de Ingeniería</i>	65
3.4.2.1	Manuales, normas y herramientas	65
3.4.2.2	Software de Ingeniería.....	65
3.5	PROCEDIMIENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS	65
3.5.1	<i>Descripción del Proyecto</i>	65
3.5.2	<i>Consideraciones para el modelamiento estructural en Midas Civil</i>	67
3.5.2.1	Modelo estructural	67
3.5.2.2	Propiedades de los materiales.....	71
3.5.2.3	Cargas consideradas para el análisis.....	73
3.5.2.3.1	Carga Muertas (DC, DW y EV).....	73
3.5.2.3.2	Carga vehicular (LL).....	74
3.5.2.4	Asignación de Cargas	74
3.5.3	<i>Análisis del Factor de carga critica</i>	79
3.5.4	<i>Análisis sísmico dinámico modal espectral</i>	80
3.5.4.1	Identificación de los parámetros sísmicos según el manual de puentes del MTC-2018.....	80
3.5.4.2	Espectro de respuesta de diseño	85
3.5.4.3	Modos de vibración y masas participativas	90
3.5.4.4	Obtención de fuerzas internas.....	91
3.5.4.5	Obtención de desplazamientos	92
3.5.5	<i>Análisis sísmico dinámico Tiempo Historia</i>	93
3.5.5.1	Escalamiento y corrección de registros sísmicos	95
3.5.5.2	Determinación del sismo de diseño	97
3.5.6	<i>Análisis No lineal</i>	101
3.5.6.1	Análisis No lineal Geométrico	101
3.5.6.2	Análisis No lineal del Material.....	102
CAPITULO IV: RESULTADOS		104
4.1	FACTOR DE CARGA CRITICA.....	104



4.2	ANÁLISIS SÍSMICO MODAL ESPECTRAL.....	106
4.2.1	<i>Modos de vibración.....</i>	<i>106</i>
4.2.2	<i>Desplazamientos</i>	<i>108</i>
4.2.3	<i>Fuerzas internas.....</i>	<i>111</i>
4.3	ANÁLISIS SÍSMICO TIEMPO HISTORIA	115
4.3.1	<i>Desplazamientos</i>	<i>115</i>
4.3.2	<i>Fuerzas internas.....</i>	<i>116</i>
4.4	ANÁLISIS NO LINEAL GEOMÉTRICO	120
4.4.1	<i>Desplazamientos</i>	<i>120</i>
4.4.2	<i>Fuerzas internas.....</i>	<i>123</i>
4.5	ANÁLISIS NO LINEAL DEL MATERIAL.....	128
4.5.1	<i>Desplazamientos</i>	<i>128</i>
4.5.2	<i>Fuerzas internas.....</i>	<i>131</i>
CAPITULO V: DISCUSIÓN		136
5.1	CONTRASTE DE RESULTADOS REFERENTES AL MARCO TEÓRICO	136
5.2	INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS.....	138
5.2.1	<i>Del factor de carga critica.....</i>	<i>138</i>
5.2.2	<i>Del análisis lineal</i>	<i>138</i>
5.2.3	<i>Del análisis no lineal geométrico y no lineal del material.....</i>	<i>138</i>
5.3	COMENTARIO DE LA DEMOSTRACIÓN DE LA HIPÓTESIS	139
5.4	APORTE DE LA INVESTIGACIÓN	139
5.5	INCORPORACIÓN DE TEMAS NUEVOS QUE SE HAN PRESENTADO DURANTE EL PROCESO DE LA INVESTIGACIÓN QUE NO ESTABA CONSIDERADO DENTRO DE LOS OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN.....	140
GLOSARIO		141
CONCLUSIONES.....		145
RECOMENDACIONES.....		147
REFERENCIAS		148
APÉNDICES.....		151
ANEXOS		153



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1	Ubicación Geográfica del Proyecto	2
Tabla 2	Aplicaciones de ingeniería del análisis estructural no lineal	25
Tabla 3	Combinaciones de carga para estados limites analizados.	43
Tabla 4	Factores de carga para cargas permanentes	44
Tabla 5	Pesos Específicos	46
Tabla 6	Factor de Presencia múltiple	48
Tabla 7	Clasificación del tipo de sitio	50
Tabla 8	Valores de FPGA como función de clase de sitio	50
Tabla 9	Valores de Fa como función de clase de sitio para periodos cortos	51
Tabla 10	Valores de Fv como función de clase de sitio para periodos largos	51
Tabla 11	Cantidad de elementos y nodos del modelo	68
Tabla 12	Propiedades de los materiales	71
Tabla 13	Metrado de cargas	73
Tabla 14	Resumen de cargas asignadas	78
Tabla 15	Tipo de suelo y perfil	81
Tabla 16	Coefficientes para periodo corto de PGA y Aceleración Espectral	86
Tabla 17	Coefficientes de aceleración espectral para periodo a 1 s	86
Tabla 18	Registros sísmicos considerados para el análisis	93
Tabla 19	Desplazamientos obtenidos en los nodos del arco para la dirección X-X (m)	100
Tabla 20	Desplazamientos obtenidos en los nodos del arco para la dirección Y-Y (m)	101
Tabla 21	Modos de pandeo para la combinación de carga de resistencia y servicio.	104
Tabla 22	Frecuencias, Periodos y modos de vibración	107
Tabla 23	Masa participativa de la estructura	107



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1	Vista actual (izquierda) y nueva propuesta (derecha) del puente Enrique P. Mejia.	1
Figura 2	Vista aérea de la ubicación del puente	3
Figura 3	Partes generales de un puente	12
Figura 4	Partes constituyentes de un puente tipo arco de tablero inferior (izquierda) y tablero superior (derecha)	14
Figura 5	Puente de acero doble arco en celosía (izquierda) y de sección simple (derecha)	15
Figura 6	Arco de tablero Superior	16
Figura 7	Arco de tablero Inferior	17
Figura 8	Arco de tablero Intermedio.	17
Figura 9	Líneas de influencia de las reacciones de un arco triarticulado	18
Figura 10	Líneas de influencia Momento flector de un arco triarticulado	19
Figura 11	Líneas de Influencia Fuerza Cortante de un Arco triarticulado	21
Figura 12	Líneas de influencia Fuerza Axial de un arco triarticulado	22
Figura 13	Tipos de respuesta no lineal	26
Figura 14	Curva de tensión y deformación idealizada para el acero	27
Figura 15	Superficie de fluencia de von Mises	27
Figura 16	Ejemplo para la aplicación de no linealidad geométrica	28
Figura 17	Gráfico de proceso de carga del análisis lineal y no lineal geométrico	30
Figura 18	Relación momento-curvatura	30
Figura 19	Ejemplo de la aplicación del MEF	31
Figura 20	Elementos Frame	32
Figura 21	Principales tipos de elementos finitos	35
Figura 22	Curva Pandero lineal y pandeo no lineal	36
Figura 23	Barra biapoyada sometida a compresión	37
Figura 24	Configuración geométrica de una barra de directriz curva	38
Figura 25	Pandeo asimétrico de un arco	40
Figura 26	Pandeo simétrico de un arco	40
Figura 27	Pandeo fuera del plano de un arco	41
Figura 28	Camión de Diseño	47
Figura 29	Dibujo detallado de la posición del camión para el diseño de fatiga	49
Figura 30	Espectro de respuesta elástico	53
Figura 31	Acelerograma del sismo de 1966 en Lima, componente EW.	55



Figura 32	Elevación longitudinal _____	66
Figura 33	Sección transversal _____	67
Figura 34	Vista del modelo en perspectiva _____	67
Figura 35	Numeración de elementos y nodos (arco) _____	68
Figura 36	Numeración de elementos y nodos (péndolas) _____	69
Figura 37	Numeración de elementos y nodos (vigas tirantes) _____	69
Figura 38	Numeración de elementos y nodos (vigas transversales) _____	70
Figura 39	Numeración de elementos y nodos (tablero) _____	70
Figura 40	Propiedades de los materiales en el software _____	72
Figura 41	Asignación del peso propio (DC) _____	74
Figura 42	Asignación de carga muerta (DC) _____	75
Figura 43	Asignación de superficie de rodadura y revestimiento de vereda (DW) _____	75
Figura 44	Asignación de carga peatonal _____	76
Figura 45	Asignación de carriles para los vehículos de diseño _____	76
Figura 46	Propiedades de los vehículos de diseño _____	77
Figura 47	Asignación de la carga vehicular _____	78
Figura 48	Asignación del análisis de Pandeo (Servicio y Resistencia) _____	79
Figura 49	Obtención de modos de pandeo _____	80
Figura 50	Mapa de Isoaceleraciones para un periodo estructural de 0 seg _____	82
Figura 51	Mapa de Isoaceleraciones para un periodo estructural de 0.2 seg _____	83
Figura 52	Mapa de Isoaceleraciones para un periodo estructural de 1 seg _____	84
Figura 53	Datos preliminares _____	85
Figura 54	Datos de tablas y Periodos _____	87
Figura 55	Datos previos para la elaboración del espectro _____	87
Figura 56	Espectro de Diseño para el puente Enrique P. Mejia _____	88
Figura 57	Espectro de diseño en el software _____	88
Figura 58	Asignación de la carga de sismo en el software _____	89
Figura 59	Obtención de modos de vibración _____	90
Figura 60	Obtención de masa participativa _____	90
Figura 61	Opciones para la obtención de las fuerzas internas _____	91
Figura 62	Obtención de las fuerzas internas _____	91
Figura 63	Nodos del arco _____	92
Figura 64	Opciones para la obtención de los desplazamientos _____	92
Figura 65	Obtención de las fuerzas internas _____	93



Figura 66	Primer caso de análisis _____	94
Figura 67	Segundo caso de análisis _____	94
Figura 68	Espectro Objetivo y registro sísmico El Centro 1940 sin escalar. _____	95
Figura 69	Comparación entre el registro sísmico sin escalar y el registro escalado al espectro objetivo. _____	96
Figura 70	Definición de la función TH del registro de Ica (E-W) 2007 en Midas Civil ____	96
Figura 71	Caso de carga para el sismo de México 1995, caso 1 _____	97
Figura 72	Registro sísmico Ica 2007, dirección E-W y N-S. _____	97
Figura 73	Registro sísmico Moyobamba 2005, dirección E-W y N-S. _____	98
Figura 74	Registro sísmico Moquegua 2001, dirección E-W y N-S. _____	98
Figura 75	Registro sísmico México 1995, dirección N-W y S-E. _____	99
Figura 76	Registro sísmico El Centro 1940, dirección E-W y N-S. _____	99
Figura 77	Definición del análisis no lineal geométrico en el software Midas Civil. ____	102
Figura 78	Definición de la plasticidad del material en el software Midas Civil. _____	103
Figura 79	Definición del análisis no lineal del material en el software Midas Civil. ____	103
Figura 80	Gráficos Fuerza vs Desplazamiento del nodo en la clave del arco para Resistencia y Servicio _____	105
Figura 81	Nodos y ejes locales para gráfico de desplazamientos y fuerzas internas ____	108
Figura 82	Gráfico de desplazamientos en X, Y y Z _____	108
Figura 83	Campo de desplazamiento para Resistencia, Servicio y Evento extremo en metros (m). _____	110
Figura 84	Gráfico de Fuerzas Internas _____	111
Figura 85	Campo de fuerzas internas para momento flector en toneladas metro (tonf.m)	114
Figura 86	Gráfico de desplazamientos. _____	115
Figura 87	Campo de desplazamiento de Evento extremo en metros (m). _____	116
Figura 88	Gráfico de Fuerzas Internas _____	117
Figura 89	Campo de fuerzas internas para momento flector en toneladas metro (tonf.m)	120
Figura 90	Desplazamiento no lineal geométrico _____	121
Figura 91	Campo de desplazamiento para Resistencia, Servicio y Evento extremo en metros (m). _____	122
Figura 92	Fuerzas internas en el arco mediante análisis no lineal geométrico _____	124
Figura 93	Campo de fuerzas internas para momento flector en toneladas metro (tonf.m)	127
Figura 94	Desplazamientos del arco mediante análisis no lineal del material _____	128



Figura 95	Campo de desplazamiento para Resistencia, Servicio y Evento extremo en metros (m).	130
Figura 96	Fuerzas internas en el arco mediante análisis no lineal del material	131
Figura 97	Campo de fuerzas internas para momento flector en toneladas metro (tonf.m)	134
Figura 98	Desplazamientos en el arco del modelo con carga peatonal vs sin carga peatonal	153
Figura 99	Verificación de deflexión por carga viva	154

CAPITULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Identificación del Problema

1.1.1 Descripción del Problema

Los puentes desde la antigüedad son construcciones de mucha importancia debido a que son estructuras cruciales para transportar vehículos, personas e incluso para conducir agua a largas distancias.

El actual puente Enrique P. Mejía que se tiene en la ciudad de Sicuani se construyó hace más de 50 años y debido el tiempo y uso (Ver Figura 1) el día 07 de febrero del año 2020 fue declarado en emergencia debido a que el tablero del puente se desniveló producto del asentamiento de uno de sus pilares impidiendo el uso de esta estructura y posteriormente clausurarse el acceso a este.

Figura 1

Vista actual (izquierda) y nueva propuesta (derecha) del puente Enrique P. Mejía.



La nueva propuesta para el Puente Enrique P. Mejía tiene una superestructura de tipo arco inclinado de acero estructural con tablero inferior de sección compuesta; el cual es considerado una propuesta especial e innovadora debido a que actualmente no se tiene mucha información y estudios que refiere a este tipo de puentes, mencionando también que en nuestra región y en nuestro país es muy escasa la existencia de este tipo de puentes.

Los trabajos de investigación en nuestro país y en nuestra región con respecto a la rama de puentes no están muy desarrolladas.

La rigidez, resistencia y estabilidad son las principales características de las estructuras de puentes, los desastres y pérdidas humanas que se producen después de la aplicación de fuerzas que sucede como por ejemplo en un sismo han creado una nueva noción de los riesgos que se tienen cuando una estructura no posee la capacidad suficiente para sobrellevar estas fuerzas,



esta es una de la principales razones por la cual se van generando nuevas técnicas y métodos de análisis cada vez con mayor aproximación a cómo se comporta esta estructura.

El nuevo puente Enrique P. Mejía está ubicado en la ciudad de Sicuani, distrito de Sicuani provincia de Canchis, departamento de Cusco, Perú; el cual atraviesa el río Vilcanota directamente en la misma población de Sicuani.

Tabla 1

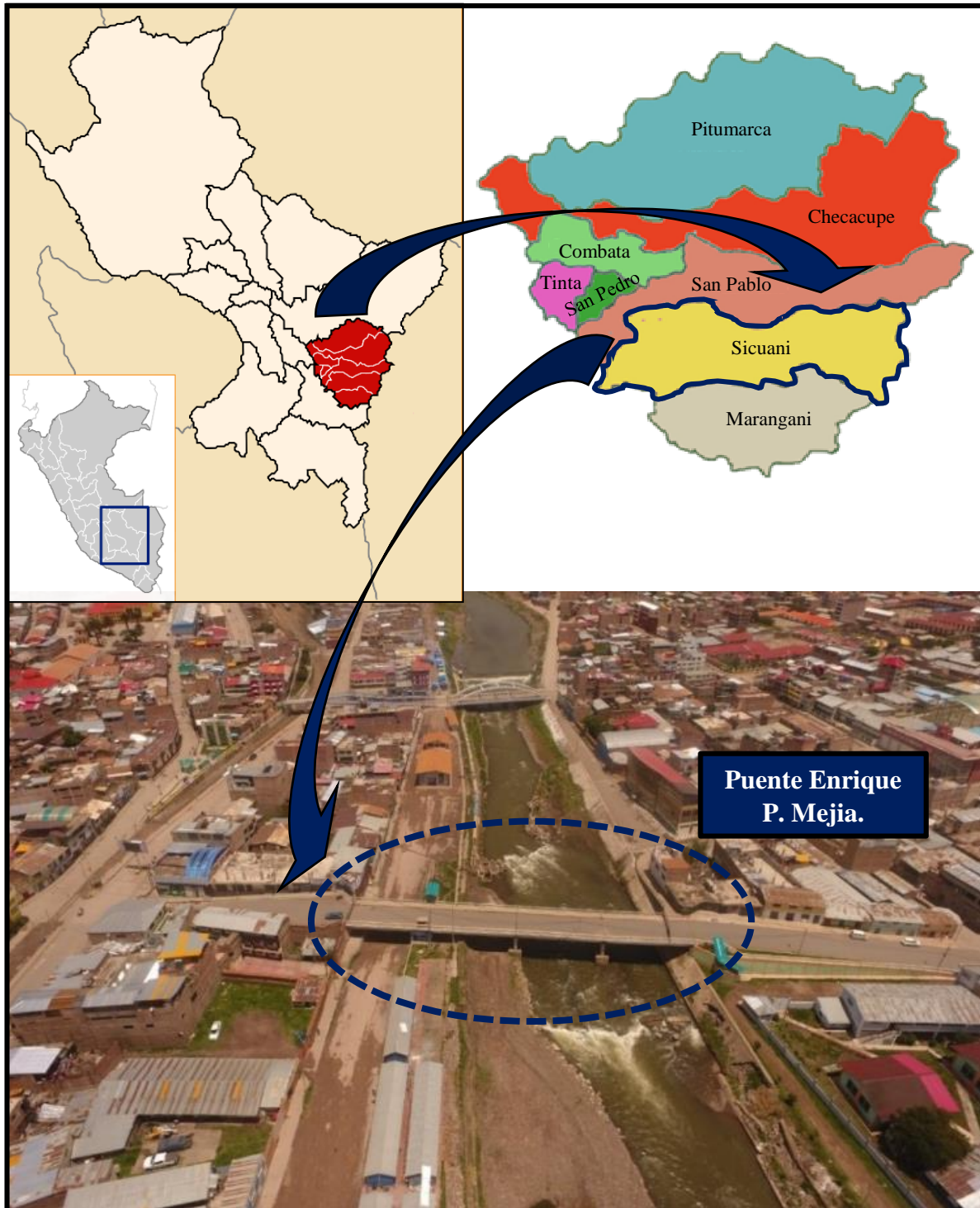
Ubicación Geográfica del Proyecto

Ubicación Geográfica	
Margen Derecha:	Latitud: 14°16'13.84"S
	Longitud: 71°13'43.54"O
Margen Izquierda:	Latitud: 14°16'13.72"S
	Longitud: 71°13'45.20"O
Altitud:	3,596.730 msnm
Código de Ubigeo:	80601 (Distrito de Sicuani)
Región Geográfica:	Sierra



Figura 2

Vista aérea de la ubicación del puente



Nota: Adaptada de Google Earth (2021)



1.1.2 Formulación interrogativa del problema

1.1.2.1 Formulación interrogativa del problema general

¿Cuál es el campo de desplazamientos y fuerzas internas obtenido mediante análisis lineal y no lineal del puente arco de acero estructural Enrique P. Mejia, Sicuani, Canchis, Cusco - Perú?

1.1.2.2 Formulación interrogativa de los problemas específicos

- a) ¿Cuánto es el factor de carga crítica calculado mediante un problema de autovalor y autovector para el puente arco de acero estructural Enrique P. Mejia, Sicuani, Canchis, Cusco - Perú?
- b) ¿Cuál es el campo de desplazamientos y fuerzas internas mediante el uso de un análisis modal espectral para el puente arco de acero estructural Enrique P. Mejia, Sicuani, Canchis, Cusco - Perú?
- c) ¿Cuál es el campo de desplazamientos y fuerzas internas mediante el uso de un análisis tiempo-historia para el puente arco de acero estructural Enrique P. Mejia, Sicuani, Canchis, Cusco - Perú?
- d) ¿Cuál es el campo de desplazamientos y fuerzas internas mediante el uso de un análisis de no linealidad geométrica para el puente arco de acero estructural Enrique P. Mejia, Sicuani, Canchis, Cusco - Perú?
- e) ¿Cuál es el campo de desplazamientos y fuerzas internas mediante el uso de un análisis de no linealidad del material (comportamiento elastoplástico) para el puente arco de acero estructural Enrique P. Mejia, Sicuani, Canchis, Cusco - Perú?

1.2 Justificación de la Investigación

1.2.1 Justificación Técnica

La presente investigación tiene un enfoque en la rama estructural de ingeniería de puentes, también se podría decir que posee una línea de ingeniería sismorresistente, donde se realizara un análisis de la respuesta de la estructura ante excitaciones producidas por acciones sísmicas mediante análisis lineales y no lineales por medio de un modelo estructural haciendo uso de los criterios que establecen las normas AASHTO LRFD 2020 y el Manual de Puentes 2018.

Esta investigación también busca consolidar las nociones que se tiene sobre análisis no lineal en estructuras de puentes otorgando soluciones sencillas y prácticas para apropiados mecanismos de colapso, obteniendo resultados que servirán para poder comprobar y asentar la teoría de análisis inelástico, teniendo así un precedente que pueda ser utilizado para futuras



investigaciones y así contribuir con nuevas ideas, hipótesis y recomendaciones de donde se podrá utilizar hipótesis más refinadas que produzcan resultados más exactos, logrando siempre la mejora constante de los procedimientos y métodos que se estudian.

1.2.2 Justificación Social

La presente investigación relacionada a la justificación social busca ser una pauta para que profesionales estudiantes de ingeniería civil, más específicamente en la especialidad de puentes, a futuro puedan realizar análisis no lineales teniendo en cuenta la no linealidad de los materiales y la no linealidad geométrica, esto para que los puentes puedan garantizar la capacidad de soportar las cargas y así formar apropiados mecanismos de colapso que reduzcan considerablemente el riesgo de posibles pérdidas humanas.

Esta investigación también tendrá un impacto social en la población de Sicuani, localidad del puente de la investigación, debido a que este nuevo puente propuesto mejorará las condiciones para que se puedan realizar distintas actividades como mercantiles, recreativas, turísticas, entre otras que a futuro generarán un desarrollo para la población.

1.2.3 Justificación por Viabilidad

La viabilidad de la presente investigación se muestra a continuación en los siguientes puntos:

- La estimación económica para el desarrollo de la investigación es posible debido a que éste demanda una inversión coherente.
- Se contó con los materiales a utilizar, en este caso equipo de cómputo capaz de soportar el software a utilizar para el modelado y por ende el análisis no lineal.
- Para el análisis de la estructura del puente se tuvo la accesibilidad al software Midas Civil 2022 v1.2
- Se tuvo la factibilidad para la obtención de los estudios básicos de ingeniería y los planos con la configuración y los detalles de la estructura del puente proporcionado por la empresa “VIDAL HERMANOS CONTRATISTAS GENERALES S.R.L.”
- También se cuenta con las normas vigentes principales para el desarrollo de la investigación, Manual de puentes 2018 y AASHTO LRFD 2020

1.2.4 Justificación por Relevancia

La importancia de la presente tesis se da a que hoy en día se tienen escasas investigaciones con respecto a este tipo de puentes, además de importarnos la respuesta de esta estructura a cargas, como es la de un sismo, ya que el Perú es un país que está ubicado en una zona potencialmente



sísmica y es necesario conocer cómo se comportara la estructura de una manera más exacta, por tanto la investigación considera alternativas de solución para el cálculo de dicho comportamiento y tener resultados más exactos como los son análisis no lineales, en este caso no linealidad del material y no linealidad geométrica, y a fin de cuenta la finalidad de todo esto es salvaguardar vidas teniendo la seguridad de la estructura no colapsara ante eventos sísmicos.

1.3 Limitación de la Investigación

- La presente investigación se encuentra limitada al sistema estructural del puente Enrique P. Mejia, el cual está ubicado en la ciudad del Sicuani, en el distrito de Sicuani, Provincia de Canchis, departamento del Cusco.
- Esta investigación se limita a lo estipulado en las siguientes normas o reglamentos:
 - Manual de puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018.
 - Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design 2013.
 - Manual AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2020.
 - Norma Técnica Peruana E. 030 Diseño Sismo Resistente 2018.
- Los datos y resultados están basados y procesados en un modelamiento estructural, y esto a su vez en los planos proporcionados por la entidad privada “VIDAL HERMANOS CONTRATISTAS GENERALES S.R.L.”, el cual se realizó en el software Midas Civil 2022.
- La presente tesis estará enmarcada en parámetros de enfoque netamente de la rama estructural, por lo que no se tratará aspectos como estudios de mecánica de suelos, estudios hidrológicos e hidráulicos, estudios de tráfico y topográficos.
- La investigación se limita a estudiar y analizar las magnitudes de las fuerzas internas y desplazamientos, solamente en el elemento estructural del arco y no en toda la estructura.
- El análisis no lineal que se realizó en la investigación abarcara el análisis no lineal del material y análisis no lineal geométrico; siendo así que para el análisis no lineal del material se considerara un análisis elastoplástico.
- Debido a que el objetivo de la investigación está referido a desplazamientos y fuerzas internas, no se consideran parámetros como tensiones y deformaciones o algún resultado que se basa en estos parámetros, ya que estos son comúnmente usados para diseño y verificación de elementos estructurales.



1.4 Objetivos de la investigación

1.4.1 Objetivo General

Determinar el campo de desplazamientos y fuerzas internas mediante análisis lineal y no lineal del puente arco de acero estructural Enrique P. Mejia, Sicuani, Canchis, Cusco – Perú.

1.4.2 Objetivos Específicos

- a) Analizar la estabilidad de la estructura calculando el factor de carga crítica mediante un problema de autovalor y autovector para el puente arco de acero estructural Enrique P. Mejia, Sicuani, Canchis, Cusco – Perú.
- b) Determinar los campos de desplazamientos y fuerzas internas mediante un análisis modal espectral para el puente arco de acero estructural Enrique P. Mejia, Sicuani, Canchis, Cusco – Perú.
- c) Determinar los campos de desplazamientos y fuerzas internas mediante un análisis tiempo-historia para el puente arco de acero estructural Enrique P. Mejia, Sicuani, Canchis, Cusco – Perú.
- d) Determinar los campos de desplazamientos y fuerzas internas mediante un análisis de no linealidad geométrica para el puente arco de acero estructural Enrique P. Mejia, Sicuani, Canchis, Cusco – Perú.
- e) Determinar los campos de desplazamientos y fuerzas internas mediante un análisis de no linealidad del material (comportamiento elastoplástico) para el puente arco de acero estructural Enrique P. Mejia, Sicuani, Canchis, Cusco – Perú.



CAPITULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes de la tesis

2.1.1 Antecedentes a Nivel Nacional

Céspedes (2019), en su tesis de maestría titulada “Respuesta sísmica no lineal de puentes de concreto armado para la obtención y control de desplazamiento” se basó teóricamente en las especificaciones CALTRANS (2013) y AASTHO LRFD (2017) para la aplicación del método Tiempo-Historia y el método Modal espectral comprando sus respuestas lineales y no lineales en puentes de concreto y como problema principal indica ¿En qué medida el análisis no lineal es más eficiente que un análisis lineal para la obtención de respuestas sísmicas basadas en desplazamientos en puentes viales de concreto armado.

Para esto se realizó un análisis lineal y no lineal para dos puentes, uno con un sistema estructural viga-losa y otro con un sistema estructural viga cajón, se aplicó el método Modal Espectral y el Tiempo historia en base a 5 registros sísmicos de estaciones ubicadas en la ciudad de Lima, obteniendo así capacidades de 17, 18, 18, 15 cm, así como demandas de 6 a 30.8 cm en sentido longitudinal y transversal, respectivamente.

La principal conclusión de esta tesis es que mediante el método tiempo historia y modal espectral se obtuvieron similares demandas siendo este último el que da valores más críticos; y en los análisis de no linealidad es cuando se presenta mayores desplazamientos.

Finalmente la información más relevante que brinda esta tesis radica en la utilización de la norma AASHTO-LRFD 2017 y CALTRANS (2013) para la aplicación de los procedimientos del método tiempo – historia y modal espectral, así también como la aplicación de un análisis no lineal regida por las condiciones de no linealidad del material y no linealidad geométrica.

Chancha (2018), en su tesis titulada “Evaluación del desempeño estructural mediante procedimiento no lineales en puentes de concreto reforzado”, indica como principal problema ¿Cómo se desempeña la estructura en puentes de concreto reforzados al considerar procedimientos no lineales?, utilizando así una metodología de evaluación por medio de análisis no lineales que se usaran para la estimación de la demanda sísmica en las partes más críticas del puente. Proponiendo el análisis no lineal estático Pushover donde la carga se incrementa de acuerdo a un patrón definido, un análisis tiempo historia no lineal el cual tiene en cuenta la disminución de la resistencia en los elementos de la estructura y un análisis dinámico no lineal.



Para este fin se utilizaron distintos periodos de diseño, tanto para el análisis Pushover y el análisis tiempo historia, resultando que para un $tr = 475$ años con la norma del MTC del 2003 en el eje X 18.23 cm y en Y 7.70 cm. para un $tr = 1000$ años como lo indica la actual norma en el eje X 21.24 cm y en Y 9.05cm, dando como resultados de la evaluación del puente $tr = 1000$ años la estructura está dentro de los límites de prevención del colapso, y con $tr = 475$ años la estructura está en los límites de seguridad de vida.

La información más relevante para el desarrollo del trabajo de investigación está referido a la metodología de comparación de los procedimientos no lineales que se aplica, en este caso el pushover y tiempo - historia, el cual será una referencia para la aplicación del análisis no lineal en la investigación.

Como tercer antecedente nacional se tiene a Blas y Sosa (2019) en su tesis titulada “Evaluación del desempeño sísmico bajo el método de análisis estático no lineal Pushover, caso puente Riecito ubicado en el distrito de Bellavista – Piura” posee como principal problema ¿Cuál es el comportamiento sísmico del puente Riecito según su nivel de desempeño evaluado bajo el Análisis Estático No Lineal Pushover? Se evaluó la estructura en base a un nivel de desempeño teniendo ya calculado la capacidad y demanda de desplazamiento requerida, llegando principalmente a que los resultados de la estructura sometida un sismo con un Tr de 1000 años son más críticos respecto a un tr de 475 años. Observando también que para un sismo de tr de 1000 años la estructura se encuentra en un estado límite de ocupación inmediata, y con un tr de 475 se encontrara en un punto de fluencia pero sin deformaciones en la rótula.

Como información relevante a usar de esta tesis se tiene la metodología utilizada para el cálculo de desplazamientos y deformaciones en la estructura realizado mediante un análisis no lineal la cual será una referencia para la aplicación de este en la presente investigación.

2.1.2 Antecedentes a Nivel Internacional

Chang-Fu et al. (2021) con el artículo de investigación “Sobre el comportamiento no lineal y el pandeo de estructuras de vigas en arco” publicada en la revista Engineering Structures.

Este artículo tiene como principal objetivo investigar las predicciones analíticas para el comportamiento no lineal y el pandeo de vigas en arco en estructuras con extremos de pasador. El equilibrio no lineal en el plano se deriva con base en el principio del trabajo virtual y las condiciones de equilibrio en los extremos de las estructuras de vigas en arco.

Los hallazgos de esta investigación son:



- La solución analítica del requisito de pandeo simétrico para las estructuras de vigas en arco es completamente diferente de las estructuras de un solo arco.
- El fenómeno de bifurcación estable se puede observar en el pandeo asimétrico no lineal de estructuras de vigas en arco, en el que el pandeo la carga aumenta a medida que se produce el pandeo asimétrico.
- El requisito de pandeo simétrico y el asimétrico, los requisitos de pandeo de las estructuras de vigas de arco son independientes entre sí y el pandeo asimétrico puede ocurrir antes del punto estacionario de inflexión.
- El comportamiento de pandeo no lineal de las estructuras de vigas de arco es más complicado que el comportamiento de las estructuras de un solo arco, y seis fenómenos de pandeo diferentes pueden ser observado cambiando los parámetros de la relación de rigidez a la compresión entre la viga y el arco, modificando esbeltez y relación entre la elevación y la envergadura.

Este artículo científico brinda información importante respecto al pandeo de estructura en arco el cual será utilizado para la aplicación de la presente tesis y por ende el desarrollo correcto de la investigación.

Qingxiong Wu et al. (2006) con el artículo de investigación “Propiedades sísmicas no lineales del segundo puente Saikai: un puente de arco tubular relleno de hormigón (CFT)” publicada en la revista *Engineering Structures*.

Como principal objetivo de este artículo es observar las respuestas sísmicas no lineales del Segundo Puente Saikai, que es el primer puente de carretera en Japón en ser un puente de arco CFT. Este puente tiene una luz principal de 240 m y se utilizó un modelo de elementos finitos tridimensional para el análisis de las características de vibración natural

Se realiza un análisis sísmico no lineal utilizando los fuertes movimientos del suelo observados en el terremoto de Hyogo-ken Nanbu en Japón. Las características sísmicas no lineales y la seguridad sísmica de este puente se examinan en detalle sometiendo el puente a terremotos en la dirección fuera del plano, dirección longitudinal y direcciones combinadas fuera del plano y longitudinal. Se encuentra que el análisis debe considerar las excitaciones combinadas fuera del plano y longitudinales.

Los hallazgos de esta investigación son:



- Cuando el puente está sujeto a un sismo en la dirección fuera del plano, las fuerzas axiales los miembros del cordón superior son predominantes, mientras que cuando el puente está sujeto a un sismo en la dirección longitudinal, las fuerzas axiales de los tres miembros del cordón son predominantes.
- Los terremotos de Tipo I generan respuestas más grandes que los del Tipo II.
- Se puede asegurar la seguridad sísmica del puente debido a que las deformaciones en la nervadura del arco relleno con concreto no alcanza las deformaciones de fluencia y las curvaturas de los elementos de compresión están dentro los rangos de curvatura permitidos.

Como información importante para el desarrollo de la presente tesis este artículo científico brinda conocimientos e información referido al análisis sísmico no lineal en estructuras de puentes utilizando el método de elementos finitos como base para dicho análisis.

Seung-Eock Kim et al. (2003) con el artículo de investigación “Diseño basado en el rendimiento de puentes de arco de acero utilizando análisis prácticos inelásticos no lineales” publicada en la revista Journal of Constructional Steel Research.

Un método de diseño basado en el rendimiento de puentes arco utilizando acero se tiene el análisis no lineal inelástico. La no linealidad geométrica se considera mediante el uso de la función de estabilidad para miembros viga-columna y la geometría matriz de rigidez para elementos de celosía. Se ha presentado como caso de estudio un puente de 61 m de luz, que los resultados de este análisis muestran que el método propuesto es adecuado para optar en la práctica profesional.

Las principales conclusiones a la cual llego este artículo son las siguientes:

- El método propuesto prácticamente puede dar cuenta de todos los factores clave que influyen en el comportamiento de la estructura: fluencia gradual asociada a la flexión, tensiones residuales y no linealidad geométrica.
- El método de diseño basado en el rendimiento propuesto supera las dificultades debidas a la incompatibilidad entre el análisis global elástico y el estado límite de diseño en el método LRFD convencional.
- El método propuesto no requiere tediosas verificaciones, chequeo de la capacidad de los miembros, incluidos los cálculos del factor K, y por lo tanto, es efectivo en el tiempo.

La información más importante de este artículo científico para utilizar en esta investigación es la utilización de métodos inelásticos no lineales para poder analizar la estructura del puente a investigar.

2.2 Aspectos teóricos Permanentes

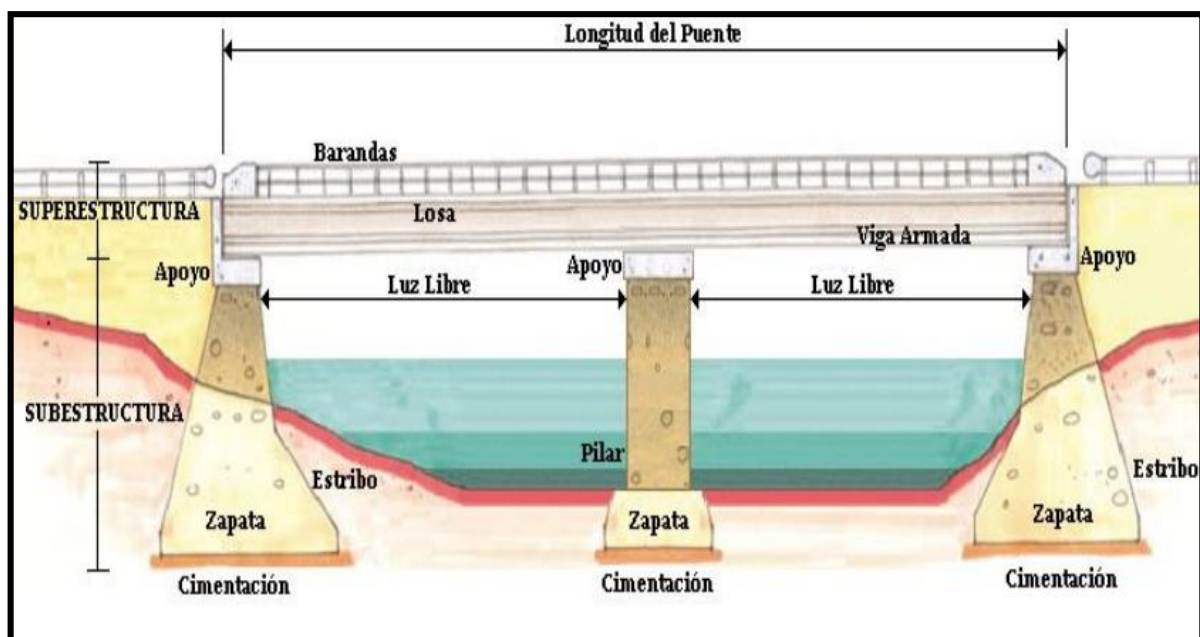
2.2.1 Puentes

Estas estructuras tienen como propósito principal salvar distintos obstáculos como pueden ser depresiones del relieve topográfico, cruces a desnivel, corrientes de agua, etc; garantizando la circulación continua y fluida ya sea de agua, peatones, ductos que servirán para diferentes servicios, vehículos y otros con el único fin de poder mejorar la calidad de vida de las personas en distintas poblaciones.

Los puentes pueden ser parte de distintas obras como por ejemplo caminos, carreteras, líneas ferroviarias, canalizaciones, etc. Estas estructuras están formadas por dos partes principales, la superestructura, el cual viene a ser el conjunto de tramos formados para salvar los vanos situados por la subestructura, y esta subestructura o infraestructura, el cual se encuentra formada por las pilas o estribos que se sitúan en los extremos del puente; los cuales tienen como principal tarea transmitir todas las cargas al suelo (Claros y Meruvia, 2004).

Figura 3

Partes generales de un puente



Nota: En la Figura se muestra las partes generales de un puente tipo losa, (Guillen, 2018)



2.2.1.1 Clasificación de Puentes

Se pueden clasificar de distintas maneras, según la naturaleza para la cual la vía soportará, según el material que predomine en este, según el principal sistema estructural, según el tiempo de vida previsto etc.; todo esto se puede encontrar en el Manual de Puentes 2018 proporcionado por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC, 2018)

A. Según la Naturaleza de la Vía Soportada

Con este tipo de clasificación los puentes pueden ser: para ferrocarril, para carreteras, para trenes eléctricos, para peatones, para acueductos, y para aviones

B. Según el Material

Tomando en cuenta el material constituyente de los principales elementos de la estructura puede ser: de madera, de piedra, de sogas, de acero, de hierro, de concreto armado o concreto preesforzado y/o de materiales compuestos (fibras de carbón, fibras de vidrio, etc.).

C. Según el Sistema Estructural Principal

Este tipo de clasificación de puentes es uno de los más importantes, debido a que a que en este se refiere al sistema estructural al cual está sujeto el puente, entre estos se tienen a:

a. *Los Puentes Tipo Viga*

En estos puentes se pueden encontrar de tramos simplemente apoyados, tipo cantiléver o Gerber y tramos continuos o hiperestáticos. En estos puentes como su nombre dice el elemento principal es una viga, la cual está sometida principalmente a cortante y flexión.

b. *Los Puentes Suspendidos*

Este tipo de puentes pueden llegar a ser puentes atirantados, puentes colgantes o una unión entre estos sistemas.

c. *Los Puentes Arco*

Debido a que el trabajo de investigación está constituido por un puente de tipo arco, es necesario alcanzar información más detallada sobre lo que es y lo que conlleva estos tipos de puentes.



2.2.1.2 Puentes tipo Arco

Arco es la forma resistente que se encontrara sujeta a cargas verticales, produciendo así reacciones o presiones oblicuas. Este tipo de puentes a diferencia de los puentes bóveda son estructuras más esbeltas, esto porque pretenden salvar mayores distancias.

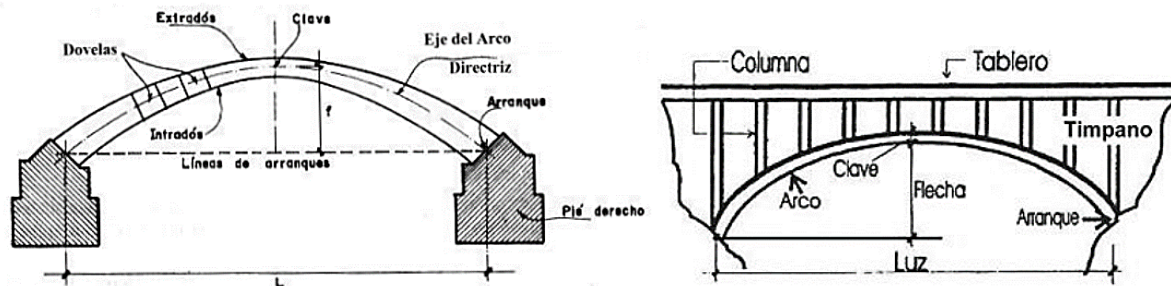
2.2.1.2.1 Partes constitutivas de un Arco

En un puente tipo arco se pueden distinguir tres principales partes:

- El arco propiamente dicho, el cual a su vez se encuentra constituido por distintos elementos mostrados en la Figura 4.
- Las péndolas, las cuales tienen como objetivo transmitir las cargas del arco
- El tablero, el cual se cuelga o apoya en las péndolas, las péndolas estarán trabajando a tracción principalmente.

Figura 4

Partes constituyentes de un puente tipo arco de tablero inferior (izquierda) y tablero superior (derecha)



Nota: Tomado de (Diseño de Puentes - AASHTO (n.d)).

Como algunas definiciones importantes tenemos:

- Clave: Se define como el corte perpendicular del arco en la parte más alta de su directriz.
- Directriz: Eje del arco el cual está representado por una línea imaginaria que junta los centros de gravedad de las sección a lo largo de todo el arco.
- Arranque: Corte perpendicular en el punto más bajo del eje del arco, siendo este una sección común entre el arco y el estribo.
- Intradós: Superficie interna del arco.
- Extradós: Superficie externa del arco.
- Dovela: Parte del arco que se encuentra entre el intradós y extradós,



- Tímpano: Volumen comprendido entre el tablero y el arco esto en los 2 lados de la clave (Diseño de Puentes – AASHTO, n.d.).

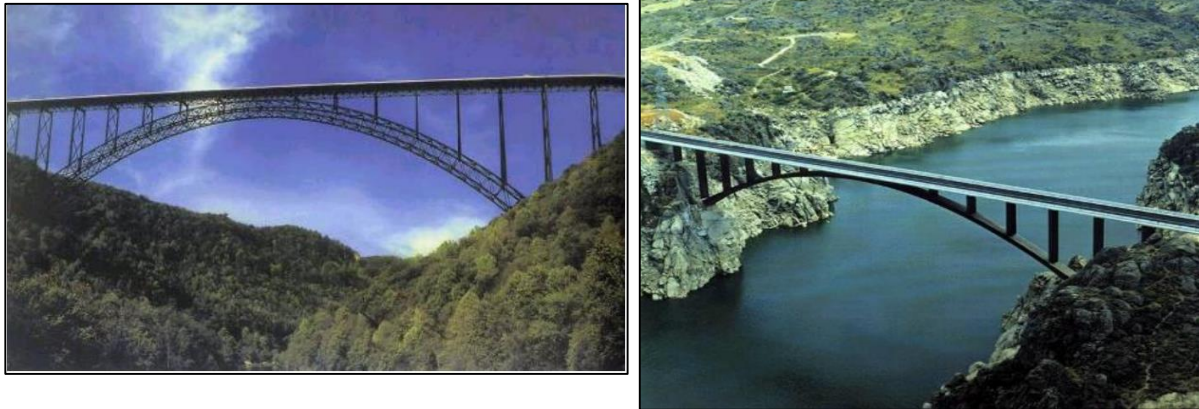
2.2.1.2.2 Tipos de Puentes Arcos.

Un arco verdadero, el cual es el tipo de arco más natural, es el arco donde la componente horizontal de las reacciones se lleva a un contrafuerte donde este también está sujeto a la reacción vertical, sin embargo, cuando se soporta el empuje mediante un tirante, miembro que trabaja a tensión, y va en los extremos de la luz, esta clase de puente se le conoce como un arco atirantado, el cual es semejante al pretensado con la diferencia que el cable está dispuesto al exterior.

Con respecto al cuerpo del arco este se llega a tener una estructura de vigas o armaduras, y debido a esto, estos puentes tipo arco se pueden clasificar como de sección sólida (sección simple) o armadura (celosía), ver Figura 5.

Figura 5

Puente de acero doble arco en celosía (izquierda) y de sección simple (derecha)



Nota: La parte de la izquierda muestra el puente New River George, W. Virginia (USA) del año 1976, este es un puente arco en celosía de tablero superior, con una longitud del vano de 518 m; la parte de la derecha muestra el puente sobre el embalse de Ricobayo del año 1995, este es un puente de acero de sección simple de Tablero superior y una longitud del vano de 168 m (Diseño de Puentes – AASHTO, n.d.).

Los puentes de tipo arco se pueden clasificar también según su grado de articulación:

- Arco empotrado, este tipo de arco tiene una construcción que impide en los extremos de la luz la rotación, y en lo que refiere a las reacciones externas se considerarán estáticamente indeterminadas de tercer grado.



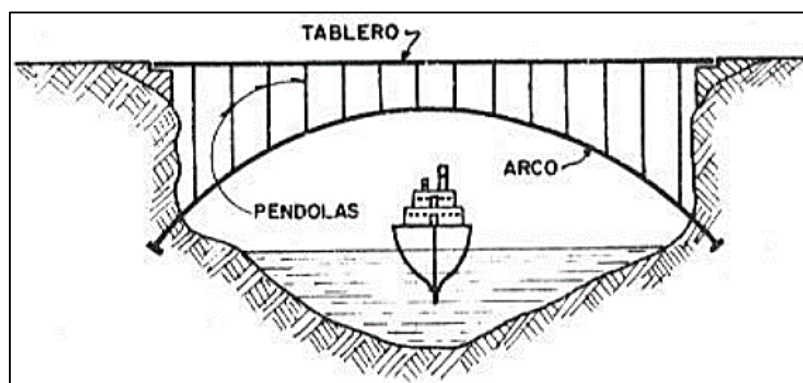
- Arco biarticulado, esto se refiere si la luz está articulada en los extremos y es estáticamente indeterminado de primer grado.
- Arco triarticulado, poseen en la clave una articulación adicional, por ende estáticamente determinado.

Los puentes tipo arco también se clasifican según donde se encuentra el tablero con relación al arco, teniendo así 3 posiciones:

- Los arcos de paso superior o tablero superior, se da cuando el tablero se encuentra por encima del arco, este tipo es el más usado en arcos verdaderos cuando el objetivo es atravesar un objeto profundo u otras cuando se necesita ganar gálibo para el paso de barcos, vehículos, etc; ver Figura 6. Es en este caso donde las péndolas están principalmente sometidas a compresión transmitiendo las cargas del tablero hacia el arco.
- Los arcos de paso inferior o tablero inferior, se usan especialmente cuando un camino, carretera, línea ferroviaria, etc; no posee cierta altura necesario y es necesario este tipo de arco, ver Figura 7, es en este caso donde las péndolas trabajan como tirantes, es decir están principalmente sometidas a tracción y por esto se denominan arcos atirantados.
- Los arcos de paso intermedio o tablero intermedio, el tablero se encuentra ubicado a una altura media entre la clave y los arranques del arco, poseen arquitectónicamente buen aspecto y se usan mayormente en zonas no muy profundas debido a que se tiene un gálibo. Ver Figura 8.

Figura 6

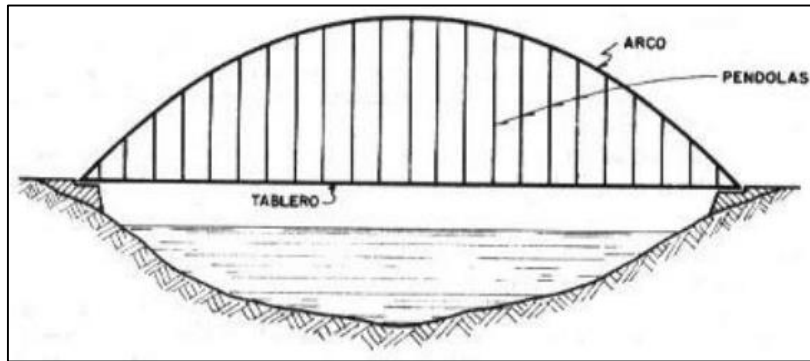
Arco de tablero Superior



Nota: La Figura muestra las partes principales de un arco de tablero superior (Diseño de Puentes – AASHTO, n.d.).

Figura 7

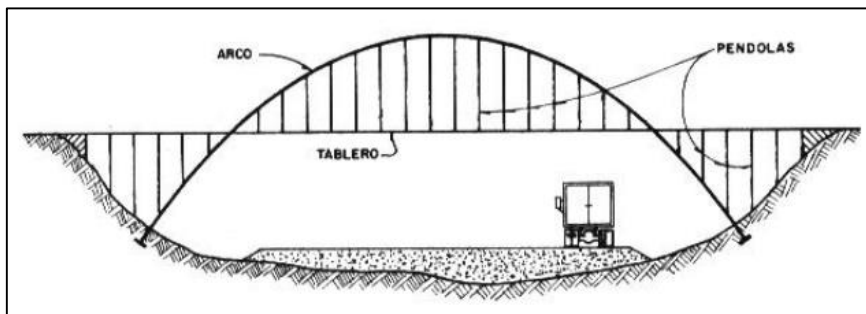
Arco de tablero Inferior



Nota: La Figura muestra las partes principales de un arco de tablero inferior (Diseño de Puentes – AASHTO, n.d.).

Figura 8

Arco de tablero Intermedio.



Nota: La Figura muestra las partes principales de un arco de tablero intermedio (Diseño de Puentes – AASHTO, n.d.).

Los arcos son estructuras que trabajan de mejor manera, y cuando el arco se encuentra sometido a cargas verticales da lugar a reacciones oblicuas o presiones, estos se descomponen en sus componentes, teniendo como nombre de empuje, la componente horizontal, y es la existencia de este empuje lo que distingue a un arco (Diseño de Puentes – AASHTO, n.d.).

2.2.2 Líneas de influencia

Se llama línea de Influencia al diagrama con ordenadas perpendiculares al eje longitudinal del elemento de una estructura, esto para una magnitud estática, ya sea fuerza o momento, donde los valores de las ordenadas son iguales a la magnitud estudiada, y cuando una carga unitaria concentrada se ejerce donde se mide la ordenada del diagrama, y para estructuras de puentes, la demanda regularmente resulta una fuerza unitaria gravitacional (Romo, 2018). Para el caso de estas líneas de influencia en arcos se presentan los siguientes ítems.



2.2.2.1 Línea de influencia de reacciones

Para poder calcular la línea de influencia para las reacciones de un arco es necesario ubicar una carga unitaria vertical $P = 1$ a una x distancia del apoyo izquierdo y se procede a efectuar respecto a los apoyos la adición de momentos:

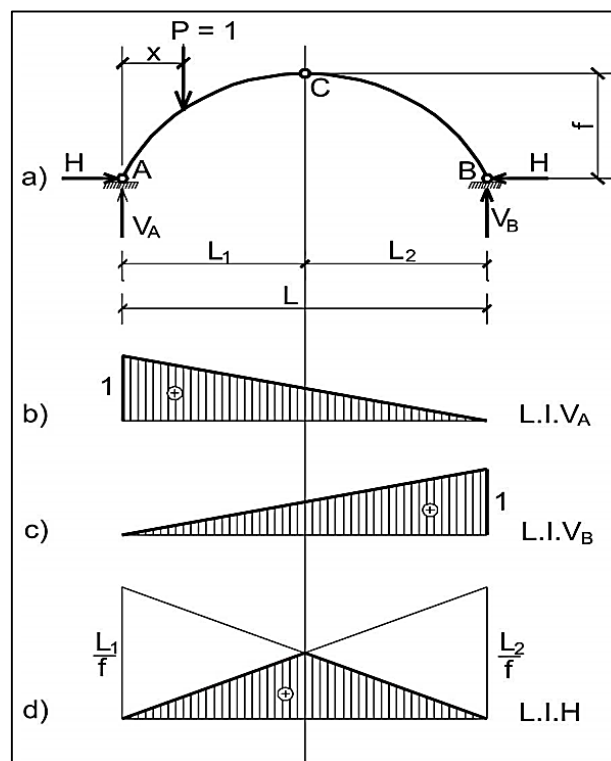
$$\sum M_B = 0; \quad V_A L - 1(L-x) = 0; \quad \Rightarrow \quad V_A = \frac{L-x}{L} \quad (1)$$

$$\sum M_A = 0; \quad V_B L - 1 \times x = 0; \quad \Rightarrow \quad V_B = \frac{x}{L} \quad (2)$$

Las expresiones V_A y V_B corresponden también a las reacciones de una viga simplemente apoyada, por ende para V_A y V_B , sus líneas de influencia no poseen diferencias con las líneas de influencia de las reacciones en los apoyos para una viga simple, ver Figura 9.

Figura 9

Líneas de influencia de las reacciones de un arco triarticulado



Nota: La Figura a) muestra la configuración de una viga en arco con una carga unitaria, b) muestra la línea de influencia de la viga con respecto a la reacción en el apoyo "A", c) muestra la línea de influencia de la viga con respecto a la reacción en el apoyo "B", d) muestra la línea de influencia de la viga con respecto a la carga "H", (Villareal, 2009).

Dónde:

V_A : Reacción vertical en el apoyo A (parte izquierda de la viga en arco),



- V_B : Reacción vertical en el apoyo B (parte derecha de la viga en arco),
- P : Carga unitaria,
- C : Punto central de la viga en arco,
- H : Reacción horizontal en los apoyos de la viga en arco,
- L : Longitud horizontal de la viga en arco,
- $L.I.V_A$: Línea de influencia de la viga en arco con respecto a V_A
- $L.I.V_B$: Línea de influencia de la viga en arco con respecto a V_B
- $L.I.H$: Línea de influencia de la viga en arco con respecto a H
- f : Longitud vertical de la viga en arco,

Con la Ecuación 3 se puede determinar la reacción H :

$$H = \frac{M_C^v}{f} \quad (3)$$

La fórmula puede variar de la siguiente manera si la fuerza unitaria $P = 1$ se llega desplazar

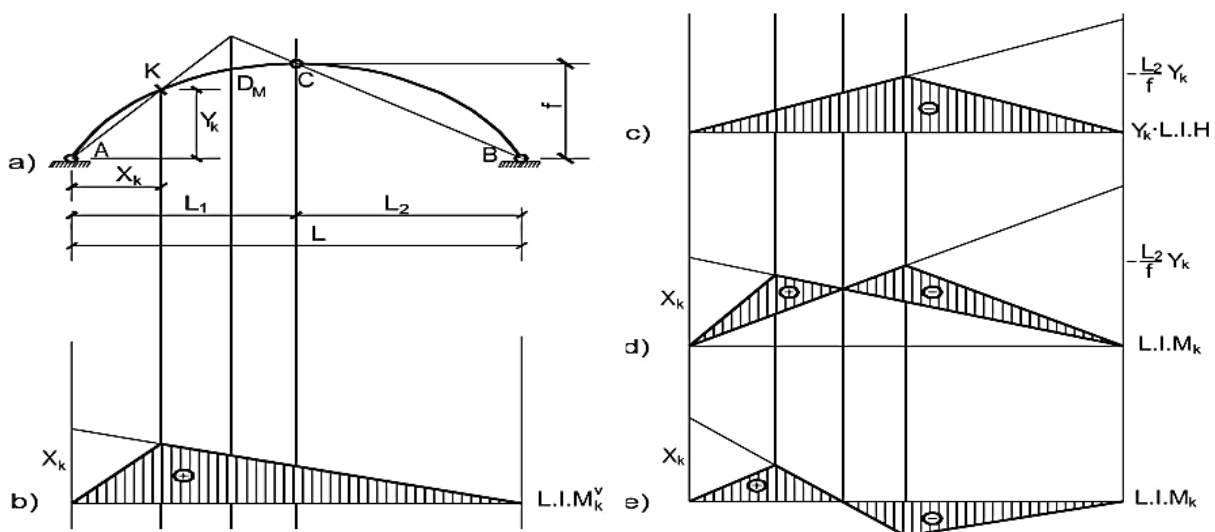
$$L.I.H = \frac{1}{f} \times L.I.M_C^v \quad (4)$$

Es así que la línea de influencia de la reacción H se puede formar multiplicando las ordenadas de la línea de influencia del momento flector en el punto C de la viga por $\frac{1}{f}$, ver Figura 9 d.

2.2.2.2 Línea de influencia de momento flector

Figura 10

Líneas de influencia Momento flector de un arco triarticulado





Nota: La Figura a) muestra la configuración de la misma viga en la Figura 9 b) muestra la línea de influencia de momento de la viga en “K”, c) muestra la línea de influencia de momento debido a la carga “H”, d) y e) muestra la sumatoria de Momentos” (Villareal, 2009).

Para determinar el momento flector en la sección “K” se calcula por la siguiente fórmula:

$$M_K = M_K^v - H \times y_k \quad (5)$$

Si se desplaza la fuerza unitaria $P = 1$, tendríamos que:

$$L.I.M_K = L.I.M_K^v - y_k \times L.I.H \quad (6)$$

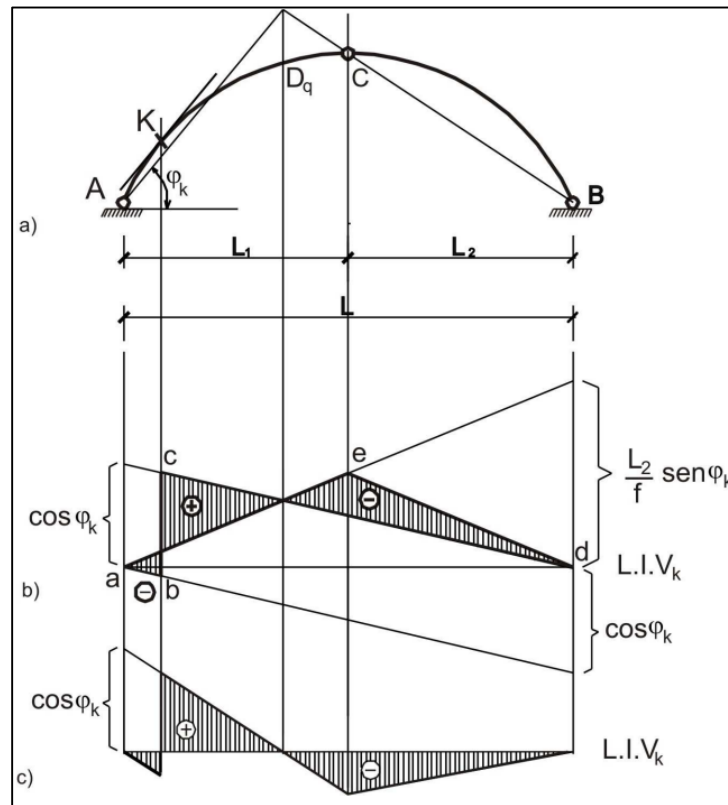
Entonces la línea de influencia M_k será equivalente a la sumatoria de dos líneas de influencia, la primera es la línea de influencia producida por el momento flector M_K^v en punto “K” de la viga simple (Figura 10 b), la segunda será la línea de influencia producida por la reacción H, donde sus ordenadas se multiplicaran por $-y_k$ (Figura 10 c). Al sumar los 2 gráficos se obtendrá la línea de influencia M_k (Figura 10 d y e).

El punto D_M se puede designar como punto cero de la línea de influencia M_k . Si la carga P se situara en el punto D_M , entonces el momento flector M_k en el punto “K” equivaldría a cero, ya que por el punto K pasa la línea de acción de la reacción (Figura 10 a). El hecho de igualar a cero la línea de influencia producida por el momento M_k en el punto D_M , se denomina como la validación de la obtención de la línea de influencia M_k . Esta validación es siempre necesaria y tendrá como nombre comprobación del punto cero (Villareal, 2009).

2.2.2.3 Línea de influencia de fuerza cortante

Figura 11

Líneas de Influencia Fuerza Cortante de un Arco triarticulado



Nota: La Figura a) muestra la configuración de la misma viga en la Figura 9, b) y c) muestra la línea de influencia debido a fuerzas cortantes debido a la carga “H” (Villareal, 2009).

Para poder graficar la línea de influencia en el punto “K” producida por la fuerza cortante V_k se emplea expresión siguiente:

$$V_K = V_K^V \cos \varphi_K - H \sin \varphi_k \quad (7)$$

Cuando se desplaza la fuerza unitaria $P = 1$, tenemos que:

$$L.I.V_K = \cos \varphi_K \times L.I.V_K^V - \sin \varphi_k \times L.I.H \quad (8)$$

Entonces la línea de influencia V_k será equivalente la sumatoria de dos líneas de influencia, la primera es la línea de influencia V_K^V , donde sus ordenadas serán multiplicadas por $\cos \varphi_K$ (Figura 11 b, línea abcd), y la segunda será la línea de influencia producida por la reacción H, donde sus ordenadas serán multiplicadas por $-\sin \varphi_K$ (Figura 11 b, línea aed). La misma línea de influencia con las ordenadas ubicadas a partir del eje de la abscisa se muestra en la Figura 11 c.

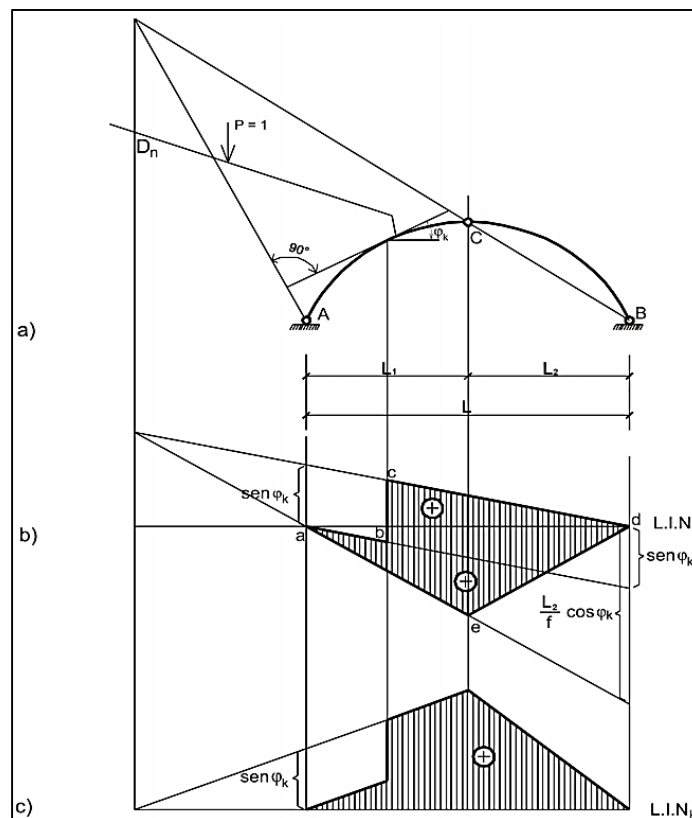
El punto D_q se puede designar como punto nulo de la línea de influencia V_k . Si la carga P se situara en el punto D_q , entonces la fuerza cortante V_k en el punto “K” equivaldría a cero (línea de acción de la reacción R_A paralela a la tangente al arco en el punto “K”, por ende, sería cero la proyección a la cortante del arco en el punto “K” sería cero) (Figura 11 a).

Esta equivalencia a cero de la ordenada es la correcta validación de la línea de influencia V_k la cual lleva por nombre comprobación del punto cero, y esta es obligatoria (Villareal, 2009)

2.2.2.4 Línea de influencia de la fuerza axial o normal

Figura 12

Líneas de influencia Fuerza Axial de un arco triarticulado



Nota: La Figura a) muestra la configuración de la misma viga en la Figura 9, b) y c) muestra la línea de influencia debido a la fuerza axial debido a la carga “H”, (Villareal, 2009)

Para poder graficar la línea de influencia en el punto “K” de la fuerza normal o axial N_k , se utilizara la fórmula siguiente:

$$N_K = V_K^v \sin \varphi_K - H \cos \varphi_K \quad (9)$$

Si se desplaza la fuerza unitaria $P = 1$, entonces se tendrá:



$$L.I.N_k = \sin \varphi_K \times L.I.V_K^v - \cos \varphi_K \times L.I.H \quad (10)$$

Entonces la línea de influencia N_k será equivalente a la sumatoria de dos líneas de influencia, la primera es la línea de influencia V_K^v , cuyas ordenadas serán multiplicadas por $\sin \varphi_K$ (Figura 12 b, línea abcd), y la segunda es la línea de influencia producida por la reacción H, donde sus ordenadas serán multiplicadas por $\sin \varphi_K$ (Figura 12 b, línea aed). La misma línea de influencia con las ordenadas ubicadas a partir del eje de la abscisa se muestra en la Figura 12 c.

El punto D_n se puede designar como punto nulo de la línea de influencia N_k , tal punto cero será imaginario, porque se encontrara fuera del arco la carga P. En dicho punto la ordenada de la línea de influencia es también imaginaria. Esta equivalencia a cero de la ordenada es la validación de la línea de influencia N_k . La cual será siempre necesaria y se llamara comprobación del punto cero.

2.2.3 Análisis lineal y no lineal

El análisis de una estructura puede ser dividida generalmente entre análisis lineal y no lineal, el análisis lineal se refiere a que cuando el desplazamiento o deformación de un cuerpo sometido a un proceso de carga mantiene un relación lineal, en cambio cuando alguna de las pautas no se cumple, los desplazamientos y las cargas seguirán una relación no lineal (*U.N.L.P, 2019*).

2.2.3.1 Análisis lineal

Si se dice que la variación de la rigidez es mínima, lo racional seria que las propiedades del material y la forma no cambian durante el proceso de carga, a esta hipótesis se le puede definir como el principio elemental del análisis lineal.

Esta suposición indica que, a lo largo del proceso de deformación, la rigidez se mantendrá igual tanto al final como previo a la aplicación de las cargas; indistintamente cuánto y cómo se llegue a deformar el modelo, si las cargas son aplicadas gradualmente o en un paso, y sin importar las fuerzas que se tendrán en la respuesta debido a la carga, se mantendrá la rigidez inicial en el modelo.

Esta hipótesis simplifica de manera amplia la solución y formulación del problema usando el método de los elementos finitos.

Las propiedades del material, la geometría y las restricciones son parámetros de los cuales depende la matriz de rigidez [K], al suponer un análisis lineal la rigidez del modelo no será afectado, las ecuaciones que se usan son agrupadas y solucionadas todas a la vez, sin la



necesidad ser actualizada mientras el modelo se encuentra en el proceso de deformación, es decir, el análisis lineal tiene una solución inmediata desde que se formula el problema hasta que este concluye, dando resultados en pocos segundos o minutos, inclusive si se trata de modelos muy grandes.

Todo este panorama cambia cuando se entra en el análisis no lineal, debido a que este análisis desecha la idea que se tiene de rigidez constante, es entonces que la rigidez se altera en toda la deformación y la matriz de rigidez [K] se actualizará constantemente debido a la solución iterativa que tiene este solucionador no lineal. Son por estas iteraciones que el tiempo aumenta en este análisis, todo esto para obtener resultados precisos (SOLIDWORKS, 2018; U.N.L.P, 2019).

2.2.3.2 Análisis no lineal

El análisis de la estructura de un puente se realiza mediante modelo matemático el cual, con una adecuada emulación de la estructura, actividad del terreno y las propiedades del material; siendo este modelo regido por un análisis lineal, se llegan a obtener los comportamientos dinámicos y estáticos con una gran precisión, eso sin superar el límite plástico (Aviram y Stojadinovic, 2008).

Entonces se podría decir que el análisis no lineal es la predicción de la respuesta de estructuras no lineales mediante una simulación basada en modelos, dicha simulación implica una combinación de un modelado matemático con una discretización mediante el método de elementos finitos y técnicas numéricas. En la Tabla 2 se muestra diversas aplicaciones de ingeniería del análisis estructural no lineal.

Para las estructuras en puentes las normas y manuales recomiendan el uso de 2 condiciones para el análisis no lineal, la primera condición que se tiene considera el comportamiento inelástico de las secciones y elementos, la existencia de pequeños huecos y resorte o elementos disipadores en ciertos elementos del puente. La segunda condición supone la no linealidad geométrica la cual involucra algunos peligros de inestabilidad como el efecto $P-\Delta$ (Aviram y Stojadinovic, 2008).



Tabla 2

Aplicaciones de ingeniería del análisis estructural no lineal

Aplicación	Explicación
Análisis de fuerza	¿Cuánta carga puede soportar la estructura antes que se produzca una falla global?
Análisis de deflexión	Cuando el control de deflexión es de primordial importancia
Análisis de estabilidad	Encontrar puntos críticos (puntos límite o bifurcación puntos) más cercanos al rango operativo
Análisis de configuración de servicios	Encontrar la forma de equilibrio "operacional" de ciertas estructuras delgadas cuando la fabricación y el servicio las configuraciones son bastante diferentes (por ejemplo, cables, estructuras inflables, helicoides)
Análisis de fuerza de reserva	Encontrar la capacidad de carga más allá de los puntos críticos para evaluar la seguridad en condiciones anormales.
Análisis progresivo de fallas	Una variante de análisis de estabilidad y resistencia en la que se considera el deterioro progresivo (por ejemplo, agrietamiento).
Análisis de envolventes	Una combinación de análisis previos en los que múltiples parámetros son variados y la información de fuerza así obtenido se condensa en envolventes de falla.

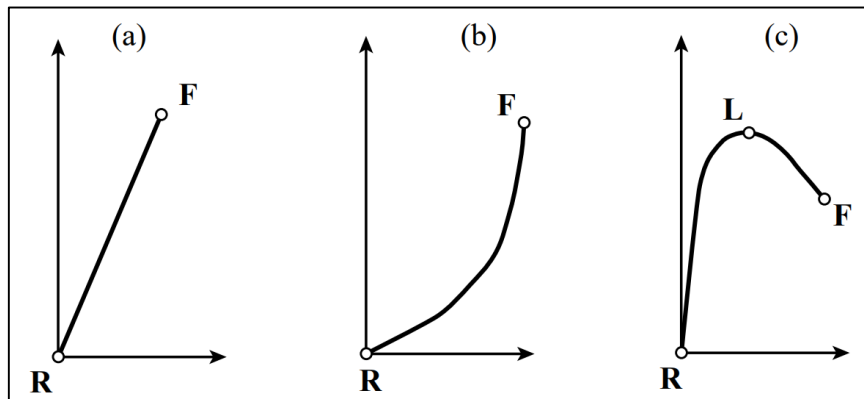
Nota: La tabla fue adaptada de Felippa (2004).

Para las estructuras en puentes las normas y manuales recomiendan el uso de 2 condiciones para el análisis no lineal, la primera condición que se tiene considera el comportamiento inelástico de las secciones y elementos, la existencia de pequeños huecos y resorte o elementos disipadores en ciertos elementos del puente. La segunda condición supone la no linealidad geométrica la cual involucra algunos peligros de inestabilidad como el efecto P- Δ (Aviram y Stojadinovic, 2008).

A menudo es útil poder generalizar la curva carga-desplazamiento en la respuesta de estos análisis. Un diagrama como el que se muestra en la figura 13 se denomina las respuestas generalizadas para el control de estos.

Figura 13

Tipos de respuesta no lineal



Nota: Tipos de respuesta no lineal: (a) Lineal hasta falla fragil, (b) Rigidez o endurecimiento, (c) Ablandamiento

Los diagramas de respuesta de la Figura 13 ilustran tres tipos de respuesta "monótonas": lineal, endurecimiento y ablandamiento. Los símbolos F y L identifican los puntos de falla y límite, respectivamente.

Una respuesta como la de (a) es característica de los cristales puros, vítreos y de ciertos materiales compuestos de alta resistencia.

Una respuesta como la de (b) es típica de estructuras de cable, redes y neumáticas (inflables), que pueden llamarse colectivamente estructuras de tracción. El efecto de rigidez proviene de la "adaptación" de la geometría a las cargas aplicadas. Algunos ensamblajes de placas planas también muestran este comportamiento inicialmente.

Una respuesta como en (c) es más común en estructuras que las dos anteriores. Una respuesta lineal es seguida por un régimen de ablandamiento que puede ocurrir lenta o repentinamente. (Felippa, 2001)

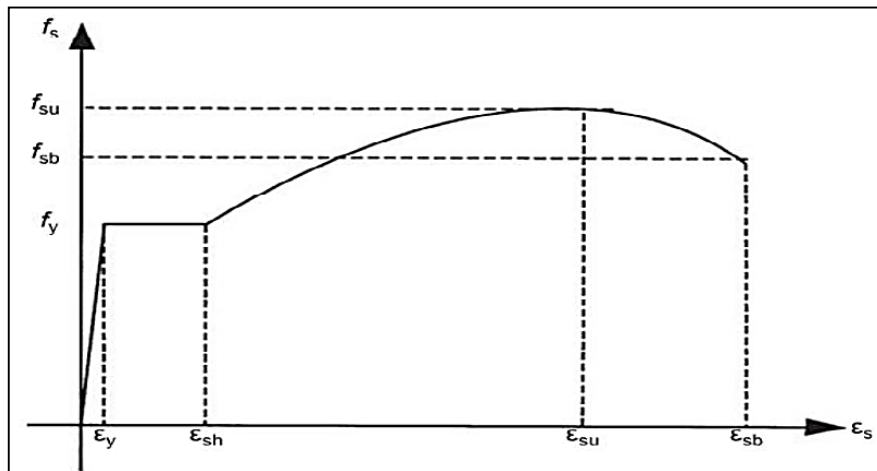
2.2.3.2.1 No linealidad del material

A. Acero

En el caso del material de acero se puede encontrar 4 estados los cuales pueden ser idealizados, en la primera sección se tiene un comportamiento totalmente elástico, el segundo está referido a una sección donde se observa un comportamiento plástico, zona la cual se endurece por la deformación, y finalmente la zona en la cual se suaviza la curva por deformación, estas cuatro zonas se pueden distinguir en la Figura 14.

Figura 14

Curva de tensión y deformación idealizada para el acero

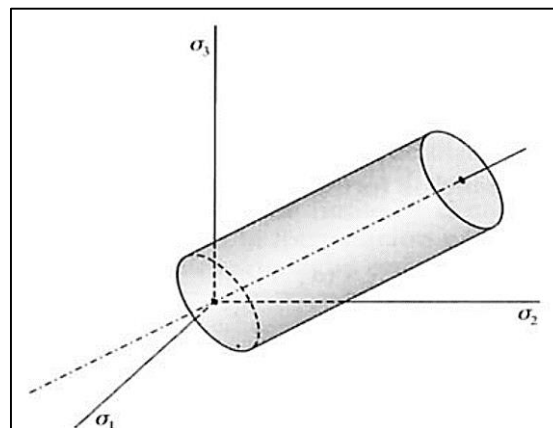


Nota: El eje de las abscisas refiere a la deformación y el eje de las ordenadas a la tensión (Chen y Duan, 2014).

El criterio optado para dicho comportamiento plástico del material podría ser por el criterio de máxima tensión de Von Mises, basado en la teoría de Von Mises-Hencky o también conocida como teoría de la energía de cortadura o teoría de la energía de distorsión máxima. La teoría expone que un material dúctil comienza a ceder en una ubicación cuando la tensión de Von Mises es igual al límite de tensión, en la mayoría de los casos, el límite elástico se utiliza como el límite de tensión.

Figura 15

Superficie de fluencia de von Mises



Nota: Figura extraída de (Luna Juárez, 2010).

$$\sqrt{\frac{1}{2}((\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2)} < S_y \quad (11)$$

Siendo σ_1 , σ_2 , σ_3 las tensiones principales y $S_y > 0$ es el límite de fluencia a tracción unidimensional.

2.2.3.2.2 No linealidad geométrica

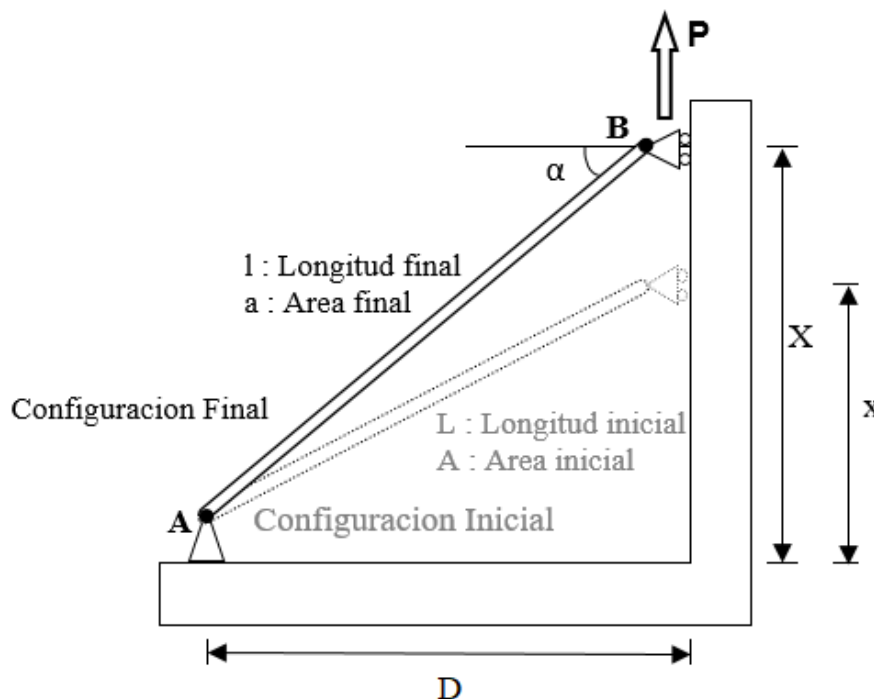
Esta no linealidad se manifiesta cuando en el cuerpo está sujeto desplazamientos o deformaciones considerables, y esto produce importantes cambios en su configuración geométrica a lo largo del proceso de carga.

Esta no linealidad se fundamenta en el estudio de las consecuencias que produce una carga sobre una columna, en este caso serán los arcos de la estructura del puente, también se toma en consideración que al realizar un análisis no lineal se deberá acatar con que la sección no presentará deformaciones longitudinales ni transversales, es decir, este permanece llana antes y después de producirse el doblado, y que se despreciara por completo las deformaciones producidas por cizalladura y torsión (Chen y Duan, 2014).

La no linealidad geométrica se produce siempre que la magnitud de los desplazamientos afecta a la respuesta de la estructura, es decir, esto causado por grandes deformaciones o rotaciones. Para entender mejor este concepto, se toma como ejemplo la estructura mostrada en la Figura 16.

Figura 16

Ejemplo para la aplicación de no linealidad geométrica



Donde se hallara el desplazamiento producido por la carga P mediante un análisis lineal y un análisis no lineal. Partiendo del concepto del trabajo virtual para realizar análisis lineal se tiene:



$$1x\Delta = \sum f \left(\frac{FL}{AE} \right) = 1.912m \quad (12)$$

Donde se tiene:

- Carga aplicada (P) = 15000 tn
- Area (A) = 0.10 m x 0.10 m = 0.01 m
- Modulo de Elasticidad (E) = 2118800 tn/m²
- Longitud inicial (L) = $1x\sqrt{2} = 1.4142$
- Fuerza interna (F) = 21213.2 tn (Tension)
- Fuerza interna por carga unitaria (f) = 1.4142 tn (Tension)

Para el analisis del mismo caso mediante un analisis no lineal se empieza utilizando ecuaciones de cinetica:

$$l = \sqrt{x^2 + D^2} = L \sqrt{\left(\frac{x}{L}\right)^2 + \left(\frac{D}{L}\right)^2}, \quad \text{donde: } \text{sen}(\alpha) = \frac{x}{l} \quad (13)$$

Aplicando el principio de incompresibilidad:

$$al = AL, \quad \frac{1}{a} = \frac{1}{A} \sqrt{\left(\frac{x}{L}\right)^2 + \left(\frac{D}{L}\right)^2} \quad (14)$$

Y por relaciones constitutivas del material se puede obtener:

$$\frac{N}{a} = E\varepsilon, \quad \frac{FL}{Ax} \left[\left(\frac{x}{L}\right)^2 + \left(\frac{D}{L}\right)^2 \right] = E\varepsilon \quad (15)$$

Donde las deformaciones ε estan dadas por:

$$\varepsilon = \frac{l-L}{L} = \sqrt{\left(x/L\right)^2 + \left(D/L\right)^2} - 1 \quad (16)$$

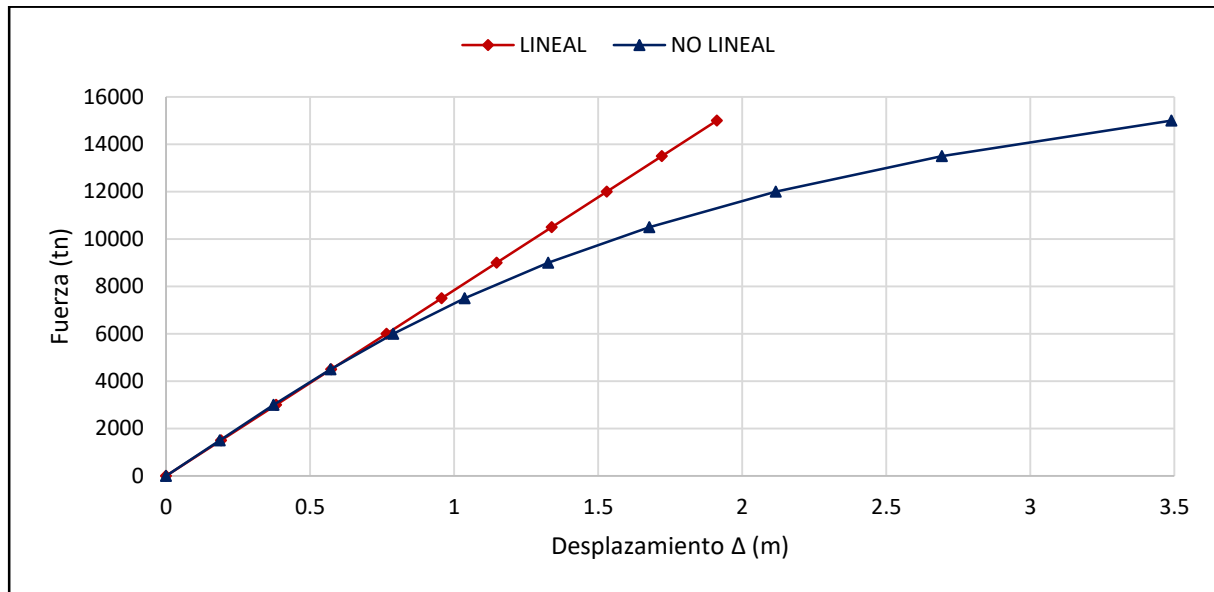
Y finalmente sustituyendo la ecuacion (17) en la ecuacion (16) se llega a:

$$\frac{F}{EA} \left(\left(\frac{X+\Delta}{L}\right)^2 + \left(\frac{D}{L}\right)^2 \right) = \frac{X+\Delta}{L} \left(\sqrt{\left(\frac{X+\Delta}{L}\right)^2 + \left(\frac{D}{L}\right)^2} - 1 \right) \quad (17)$$

Resolviendo esta esta ecuacion en el proceso de carga producida en la estructura se obtiene el siguiente grafico comparando el analisis lineal con el analisis no lineal geometrico.

Figura 17

Gráfico de proceso de carga del análisis lineal y no lineal geométrico

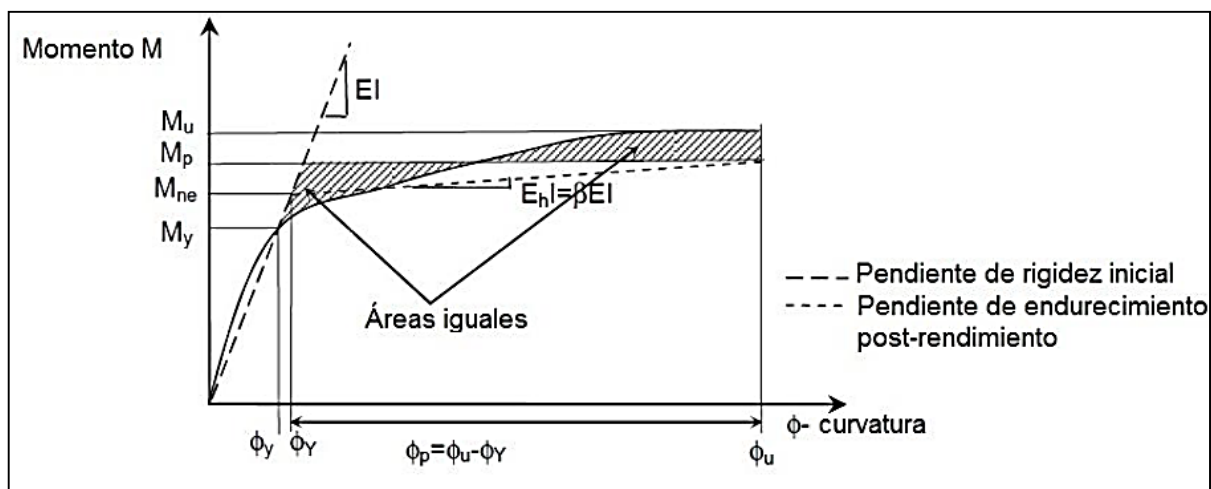


2.2.3.2.3 Diagrama de momento-curvatura (M- ϕ)

Según Aviram y Stojadinovic (2008) al analizar una columna, en este caso arcos, se calcula por medio de un análisis de momento curvatura (M- ϕ), el cual se basa en las propiedades que se esperan del material y así poder calcular la capacidad de la sección transversal del miembro a un momento plástico, el modelo que se toma para el análisis será una curva que idealiza como una respuesta elástica perfectamente plástica (modelo elasto-plastico perfecto), ver Figura 18.

Figura 18

Relación momento-curvatura



Nota: Figura extraída de (Chancha, 2018).



2.2.4 Método de elementos Finitos (MEF)

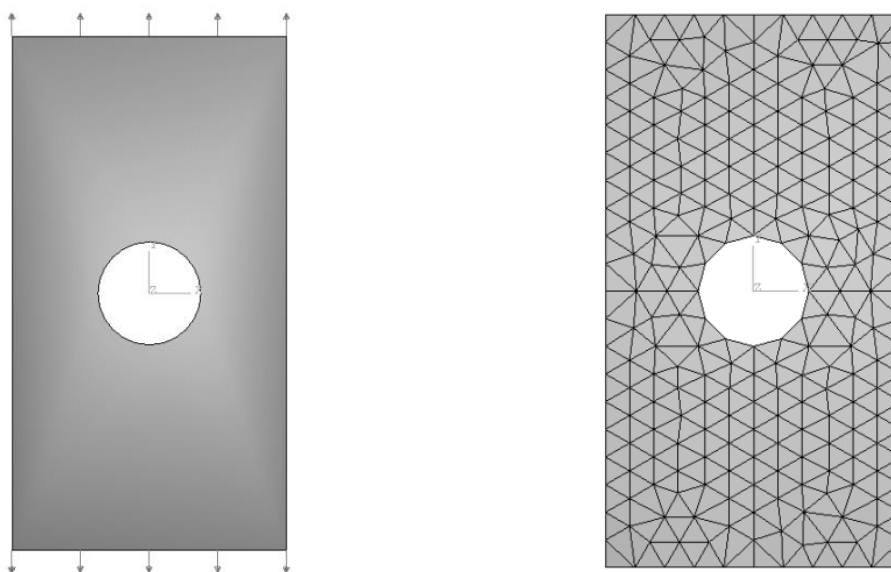
El Método de los Elementos Finitos (MEF) es un método numérico usado para la resolución de problemas en Mecánica de Sólidos y es de suma importancia por la utilidad práctica que posee. Esta potente herramienta de cálculo permite al ingeniero estructuralista resolver infinidad de problemas, sin embargo, este método no proporciona la solución “exacta” al problema dado, sino que, en realidad, obtiene una solución aproximada que con el juicio ingenieril puede ser suficiente para la resolución de un problema práctico.

El MEF está basado en la idea de poder dividir un objeto con una complicada geometría a elementos más pequeños con geometrías básicas, y el campo de desplazamientos en el interior de cada elemento puede expresarse en función de los desplazamientos que sufren los nudos del elemento (desplazamientos nodales); para después determinar la matriz de rigidez de cada elemento, las cuales una vez ensambladas (siguiendo los pasos del análisis matricial de estructuras), permitirán la obtención de los desplazamientos en los nudos de cada elemento. De esa manera, una vez conocidos dichos desplazamientos, podríamos determinar, de una forma aproximada, las tensiones y las deformaciones en el interior del elemento.

Se puede ver en la Figura 19 un ejemplo que corresponde a un problema de una placa de dimensiones finitas, sometida a tracción en sus lados superior e inferior, y que posee un agujero circular, de un determinado radio, en su centro (Navarro y Pérez, 2015).

Figura 19

Ejemplo de la aplicación del MEF



Nota: la imagen fue extraída de Navarro y Pérez (2015)



Como se ve en la Figura 19, la placa ha sido subdividida con elementos triangulares, de tal manera que estos elementos se encuentran interconectados a través de sus vértices, y evidentemente dado el número de elementos utilizados, el agujero circular de la realidad, por ejemplo, ya no es circular en el modelo, sino que es un dodecágono (Navarro y Pérez, 2015).

En el método de los elementos finitos basados en desplazamientos, las incógnitas primarias son los giros y desplazamientos, se plantea entonces un sistema de ecuaciones resultado de aplicar las ecuaciones de equilibrio a los nodos de la estructura. Este sistema de ecuaciones se esquematiza de la siguiente manera:

$$F = K \times u \quad (18)$$

Donde las incógnitas son los desplazamientos en los nodos (vector u) que se hallan a partir de las "fuerzas" o "solicitaciones" en los nodos (vector F) y de la rigidez del elemento (matriz de rigidez K).

Los programas de elementos finitos, generalmente, tienen incorporados bibliotecas con varios tipos de elementos finitos. Sin embargo, probablemente los problemas de la ingeniería pueden ser resueltos con elementos básicos de estos. Los tipos de elementos pueden agruparse como:

- Elementos unidimensionales (líneas)

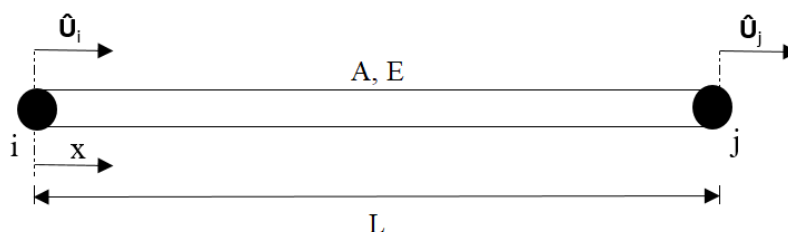
Son, generalmente, elementos uniaxiales que pueden sufrir cargas de tracción, compresión, torsión, cortante y flexión. Con estos elementos se modela, generalmente, las armaduras, etc.

Estos elementos pueden aplicarse en 2 o 3 dimensiones. En el caso de elementos tipo beam los grados de libertad de cada nodo para 3 dimensiones son 6 y para 2 dimensiones son 3.

En el caso de una barra en el sistema local de coordenadas, esta posee un solo grado de libertad por nodo (Figura 20), por lo tanto, su matriz de rigidez será de 2 filas por 2 columnas, cuya formulación se muestra a continuación.

Figura 20

Elementos Frame





Donde:

- E: Modulo de Young
- A: área de la sección
- L: Longitud del elemento
- \hat{u} : Desplazamiento en nodo
- $u(x)$: Desplazamientos

Se definen dos funciones de forma para el caso del elemento:

$$N_i(x) = 1 - \frac{x}{L} \text{ y } N_j(x) = \frac{x}{L} \quad (19)$$

Y los desplazamientos se definen como:

$$u(x) = \begin{bmatrix} N_i & N_j \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \hat{u}_i \\ \hat{u}_j \end{Bmatrix} = N \hat{u} \quad (20)$$

Por consiguiente:

$$N = \begin{bmatrix} 1 - \frac{x}{L} & \frac{x}{L} \end{bmatrix} \quad (21)$$

$$B = \frac{d}{dx} N = \begin{bmatrix} -\frac{1}{L} & \frac{1}{L} \end{bmatrix} \quad (22)$$

Y finalmente las matrices de rigidez y masa vienen a ser:

$$K_l = \int_{x=0}^L \begin{bmatrix} -\frac{1}{L} \\ \frac{x}{L} \end{bmatrix} E \begin{bmatrix} 1 - \frac{x}{L} & \frac{x}{L} \end{bmatrix} A dx = \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \quad (23)$$

$$M_l = \int_{x=0}^L \rho \begin{bmatrix} 1 - \frac{1}{L} \\ \frac{x}{L} \end{bmatrix} E \begin{bmatrix} 1 - \frac{x}{L} & \frac{x}{L} \end{bmatrix} A dx = \rho A \begin{bmatrix} \frac{L}{3} & \frac{L}{6} \\ \frac{L}{6} & \frac{L}{3} \end{bmatrix} \quad (24)$$

- Elementos bidimensionales (planos)

Las estructuras modeladas con estos elementos tienen que tener el espesor mucho menor que las otras dimensiones. Con estos elementos se modelan los recipientes a presión, losas, paredes, etc.



Los elementos tipo shell pueden ser triangulares o cuadriláteros. De modo general los elementos cuadriláteros son más precisos que los triangulares. Estos elementos generalmente tienen 6 grados de libertad por nodo.

Suponiendo el campo de desplazamiento bilineal:

$$\begin{aligned} u &= \alpha_1 x + \alpha_2 y + \alpha_3 x^2 \\ v &= \alpha_4 x + \alpha_5 y + \alpha_6 x^2 \end{aligned} \quad (25)$$

Teniendo así las relaciones tensión-desplazamiento:

$$e = \begin{Bmatrix} e_{xx} \\ e_{yy} \\ 2e_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial x} \\ \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \end{Bmatrix} \quad (26)$$

Se establece la matriz B_k para el k-ésimo elemento

$$e_k = B_k q_k \quad (27)$$

Donde:

$$q_k^T = (u_1, v_1, u_2, v_2, u_3, v_3, u_4, v_4) \quad (28)$$

La matriz de rigidez sigue entonces como:

$$K_K = \int_{L_k} B_K^T D B_K dA \quad (29)$$

Donde la rigidez de la placa D para una placa ortotrópica se da como:

$$D = \begin{bmatrix} D_X & D_{XY} & 0 \\ D_{xy} & D_Y & 0 \\ 0 & 0 & H_{xy} \end{bmatrix}$$

Para una placa isotrópica del tipo de tensión plana

$$D_X = D_Y = \frac{Eh}{1-\nu^2}, D_{xy} = Eh \frac{\nu}{1-\nu^2}, H_{xy} = \frac{Eh}{2(1-\nu)} \quad (30)$$

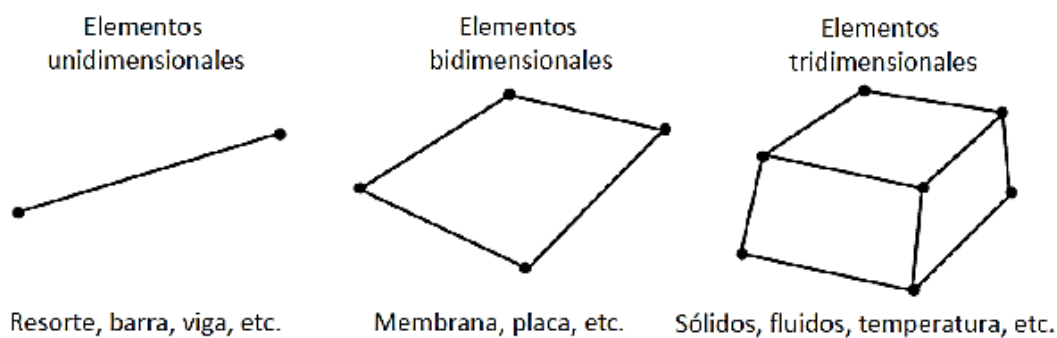
Donde h = espesor de la placa, y E y ν son los Módulo de Young y la relación de Poisson, respectivamente. La integración en el lado derecho de la ecuación (27) se realiza exactamente para los componentes de deformación normales exx y eyy ; para el componente de esfuerzo cortante exy , la integración de un punto se realiza con el integrando siendo evaluado en el centro del elemento. Este tratamiento aparentemente menos preciso de la contribución al esfuerzo cortante contiene, de hecho, una estimación más realista del papel de la cizalla en un elemento utilizado en un modelado de vigas de malla gruesa.

- Elementos tridimensionales (sólidos)

Son usados para modelar estructuras y componentes en los que el espesor es sustancial cuando se compara con las otras dimensiones. Usando un grupo de elementos sólidos a través del espesor se puede obtener con precisión la distribución de tensiones en este. Los elementos sólidos generalmente tienen 8 nodos con tres grados de libertad en cada uno, aunque hay programas que pueden soportar elementos sólidos con hasta 21 nodos.

Figura 21

Principales tipos de elementos finitos



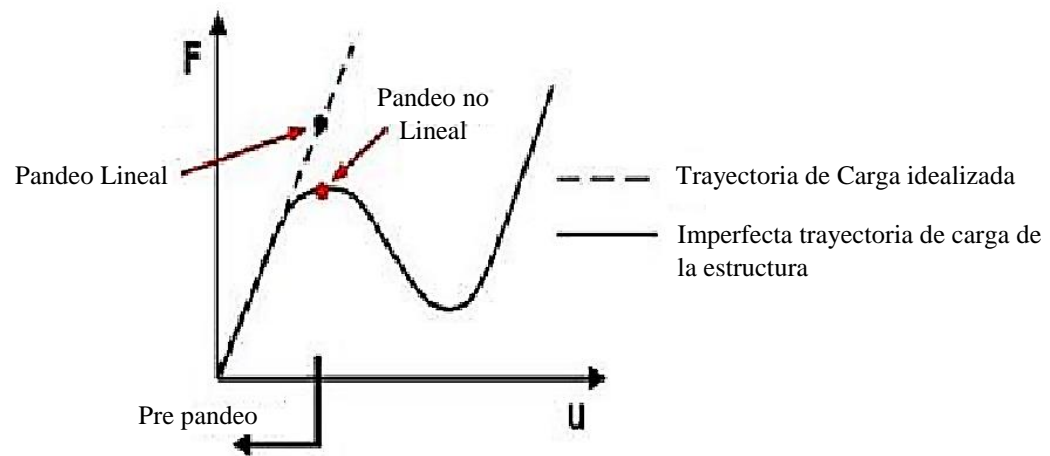
Nota: La imagen fue extraída de Valer Chalco (2019)

2.2.5 Inestabilidad

El mecanismo resistente en lo que refiere al arco posee una desventaja importante, el pandeo, este fenómeno de inestabilidad está ligado a elementos comprimidos, el método que usaremos es el método matricial de cálculo de autovalores y autovectores. El análisis de pandeo de autovalores y autovectores predice la carga crítica de pandeo de una estructura ideal y el modo en el cual este se pandea. La Figura 22 muestra el punto de bifurcación en un diagrama carga-desplazamiento.

Figura 22

Curva Pandeo lineal y pandeo no lineal



Cabe indicar que las imperfecciones y otras no linealidades hacen que la mayoría de las estructuras que podemos encontrar en la vida real no alcancen esta carga crítica clásica de pandeo, sino que la carga real de pandeo será menor de la prevista por el análisis no lineal.

2.2.5.1 Pandeo

El pandeo se puede definir como una inestabilidad elástica que se produce en esbeltos elementos al estar sometidos a una compresión, este suceso se da por la existencia de significativos desplazamientos transversales en la dirección principal de compresión. Este fenómeno ocurre cuando el elemento llega a su configuración de equilibrio inestable.

Se tienen distintos modos o maneras de fallo por pandeo en los distintos elementos estructurales dependientes de su configuración:

- Pandeo torsional.
- Pandeo flexional.
- Pandeo lateral-torsional
- Pandeo flexo-torsional (Pacheco, 2016).

2.2.5.1.1 Elementos de directriz recta

Este punto para ser explicado se partirá por la teoría para un ejemplo muy simple, una columna, teniendo este el nombre más conocido como la teoría de pandeo de Euler.

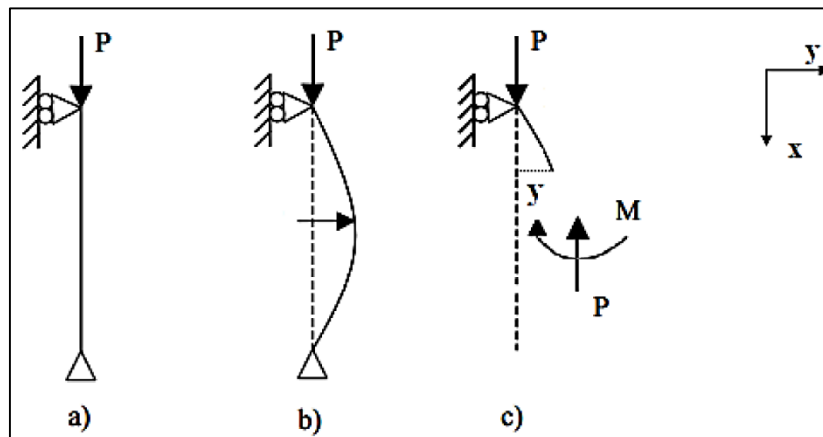
Esta suposición está apoyada en la siguiente lista de conjeturas:

- La ley de Hooke rige al comportamiento del material

- El elemento está completamente recto cuando al aplicar la carga está alineado con su eje longitudinal.
- Pequeñas deformaciones.

Figura 23

Barra biapoyada sometida a compresión



Nota: La figura a) muestra la barra en estado inicial, b) muestra la configuración deformada y c) fuerzas internas, (Pacheco, 2016)

Como se puede ver en la Figura, cuando se considera una barra biapoyada sometida a compresión al aplicar equilibrio en la deformada (c) se puede conseguir la carga que produciría la inestabilidad, esta carga se conoce como la carga crítica de Euler y se puede definir como el mínimo valor que para que se pueda producir una inestabilidad en el elemento.

$$P_{critica.euler} = \frac{\pi^2 EI}{l^2} \quad (31)$$

2.2.5.1.2 Elementos de directriz curva (pandeo en el plano)

El anterior punto se aplica a elementos con una directriz recta, en cambio, para cuando se tiene elementos con una directriz curva la ecuación con la cual se rige el problema de pandeo es similar a la de Euler para barras rectas:

$$\frac{d^2 w}{ds^2} + \left(\frac{1}{R^2} + \frac{P}{EI} \right) w = 0 \quad (32)$$

Donde:

- W : Deflexión normal al arco
- R : Radio de curvatura
- S : Longitud del arco.

La ecuación anterior se puede reescribir como:

$$\frac{d^2w}{ds^2} + (k^2w) = 0 \quad \text{Donde:} \quad k^2 = \frac{1}{R^2} + \frac{P}{EI} \quad (33)$$

Esta última ecuación se diferencia de la ecuación de Euler para barras rectas, solamente en que se añade un nuevo término el cual considera el radio de curvatura del arco. Independientemente de colocar condiciones diversas de borde se obtienen distintas soluciones al problema anterior de pandeo.

Se debe tener en cuenta que la misma geometría del arco tiende a producir una natural inestabilidad, debido a que si disminuimos la deformación se producirá un aumento de esfuerzos axiales. Esta inestabilidad se puede decir que es menos crítica que la que se produce en barras rectas puesto que los apoyos del arco están fijos y este pandea de una mejor forma que en el caso de una columna.

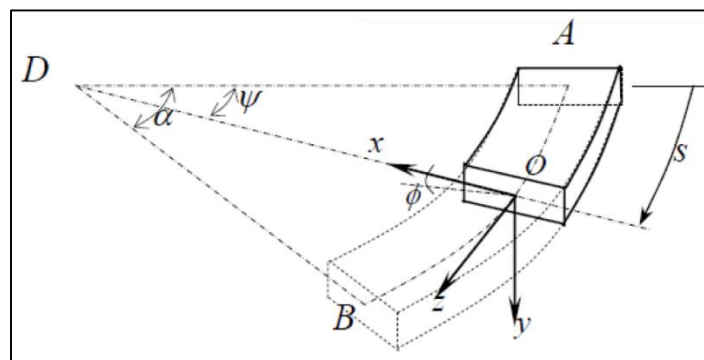
Es por esto que la utilización de modelos numéricos como lo es el método de elementos finitos se convierte en imprescindibles para la solución del pandeo en elementos de directriz curva, debido a la presencia de la no linealidad en estas estructuras (Pacheco, 2016).

2.2.5.1.3 Elementos de directriz curva (pandeo fuera del plano)

Uno de los principales problemas con los diseños actuales que se basan en arcos más esbeltos es la inestabilidad que se produce fuera del plano en estas estructuras, donde aparece en la sección torsión y la flexión lateral, Timoshenko y Gere (1961) plantean esta barra de directriz curva en la Figura 24.

Figura 24

Configuración geométrica de una barra de directriz curva



Nota: Figura extraída de Timoshenko y Gere (1961).



La deformación que tendrá el elemento de barra curva se deberá a la flexión en todos los principales planos de este, del mismo modo que la torsión en el eje z.

A partir de este punto se puede obtener la carga crítica para el pandeo de arcos bajo compresión uniforme (biarticulado):

$$P_{critica} = \frac{EI}{R^2} \frac{(\pi^2 - \alpha^2)^2}{\alpha^2 \left[\pi^2 - \alpha^2 \left(\frac{EI_x}{GJ} \right) \right]} \quad (34)$$

Donde:

- E : Modulo de Elasticidad
- I : Inercia
- S : Longitud del arco.
- G : Modulo de elasticidad transversal
- J : Inercia Torsional
- α : Angulo ADB

Como se puede observar, la inestabilidad lateral del arco a través de la carga crítica, va a depender de la inercia a flexión lateral, la inercia a torsión, y del radio de curvatura del elemento (Pacheco, 2016).

2.2.5.2 Tipos de inestabilidad en arcos

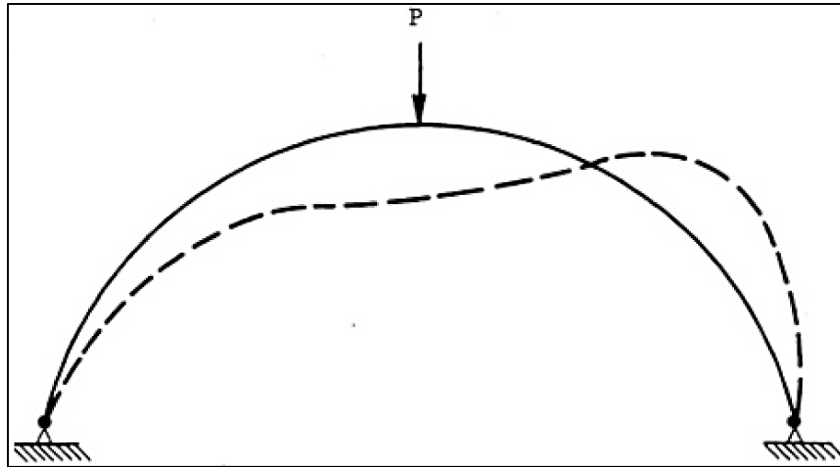
2.2.5.2.1 Pandeo en el plano del arco

En su propio plano del arco pueden existir dos tipos de pandeo, la aparición de estos depende principalmente de la geometría y la esbeltez del elemento

- Pandeo asimétrico

Figura 25

Pandeo asimétrico de un arco

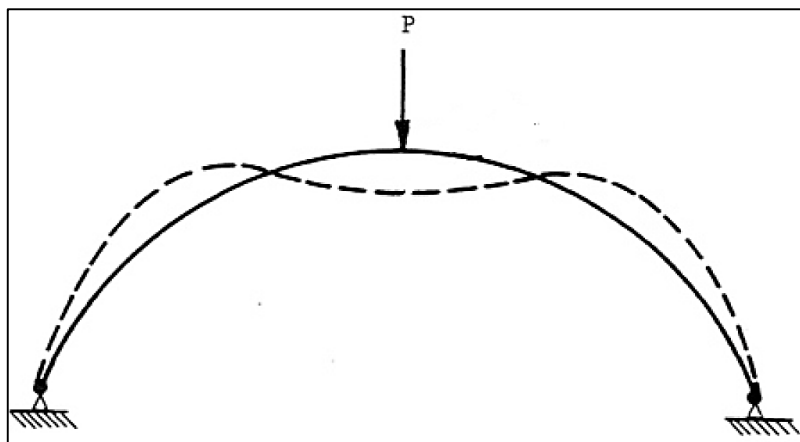


Nota: la imagen muestra un pandeo asimétrico del arco debido a una carga "P" central (Pacheco, 2016).

- Pandeo simétrico

Figura 26

Pandeo simétrico de un arco



Nota: la imagen muestra un pandeo simétrico del arco debido a una carga "P" central (Pacheco, 2016).

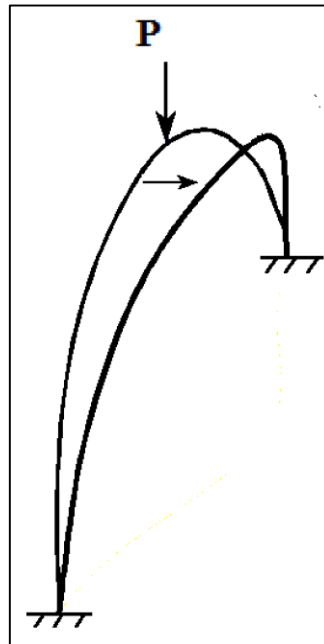
2.2.5.2.2 Pandeo fuera del plano del arco

Este pandeo es producido cuando aparece la flexión y torsión lateral en la sección, ocurriendo estos en arcos con una baja resistencia a la flexión lateral.



Figura 27

Pandeo fuera del plano de un arco



Nota: la imagen muestra un pandeo fuera del plano del arco debido a una carga "P" central (Pacheco, 2016).

2.2.6 Filosofía de Análisis y Diseño

Según la filosofía de diseño de AASHTO LRFD una estructura deberá cumplir con los objetivos de constructibilidad, serviciabilidad y seguridad, para lo cual en el análisis estructural de los elementos y conexiones del presente proyecto se tuvo en cuenta los siguientes estados límites:

2.2.6.1 Estado Límite de Servicio

Este estado límite es considerado como una restricción en las deformaciones, esfuerzos, y grosor de grietas en una situación de servicio, proponiendo algunos requisitos que se basan en la práctica y no se derivan a partir de consideraciones de resistencia o estadísticas.

2.2.6.2 Estado Límite de Fatiga y Fractura

Este estado límite se toma en cuenta como un conjunto de requerimientos de tenacidad del material. Este intenta poder limitar la extensión de grietas debido a cargas cíclicas o repetitivas con el fin de prevenir la fractura durante la vida de diseño de la estructura.



2.2.6.3 Estado Límite de Resistencia

Este estado límite se considera para poder asegurar la estabilidad y resistencia global y local de la estructura, estas serán dadas para soportar las combinaciones de cargas que sufrirá un puente a lo largo de su vida.

En este estado se llegan a producir daños estructurales y tensiones elevadas, sin embargo se espera que la estructura se mantenga.

2.2.6.4 Estado Límite de Evento Extremo

Este estado límite deberá ser considerado para poder garantizar la supervivencia estructural de la estructura mientras está sometido a fuertes sismos, inundaciones, colisiones por un vehículo, buque o flujos de hielo, probablemente en graves condiciones de socavación.

Para componentes estructurales y conexiones se deberá cumplir:

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad (35)$$

Donde, η_i es el factor que relaciona la redundancia, ductilidad e importancia operativa; γ_i es el factor de carga y Q_i el efecto de la fuerza, ambos para el caso de carga i (MTC, 2018).

2.2.7 Cargas y Factores de Carga

En esta apartado se otorga los requerimientos mínimos para las fuerzas y cargas, factores de carga, sus límites de aplicación, y combinaciones de cargas que se usan para el diseño de nuevos puentes. Estos requisitos de carga son también factibles para aplicar a las evaluaciones estructurales de puentes que ya existen (MTC, 2018).



Tabla 3

Combinaciones de carga para estados limites analizados.

Combinación de Cargas Estado Límite	DC																					
	DD	DW	EH	EV	ES	EL	PS	CR	SH	LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	EQ	BL	IC	CT	CV
RESISTENCIA I A menos que se especifique lo contrario	γ_P	1.75	1.00	--	--	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
RESISTENCIA II	γ_P	1.35	1.00	--	--	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
RESISTENCIA III	γ_P	--	1.00	1.40	--	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
RESISTENCIA IV	γ_P	--	1.00	--	--	1.00	0.50/1.20	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
RESISTENCIA V	γ_P	1.35	1.00	0.40	1.00	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
EVENTO EXTREMO I	1.0	γ_{EQ}	1.00	--	--	1.00	--	--	--	1.00	--	--	--	--	--	--	1.00	--	--	--	--	--
EVENTO EXTREMO II	γ_P	0.50	1.00	--	--	1.00	--	--	--	--	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	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	γ_{TG}	γ_{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	γ_{TG}	γ_{SE}	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
SERVICIO IV	1.00	--	1.00	0.70	--	1.00	1.00/1.20	--	1.00	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
FATIGA I Solamente LL,IM & CE	--	1.50	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
FATIGA II- Solamente LL,IM & CE	--	0.75	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

Nota: El grafico fue extraído del MTC (2018)



Tabla 4

Factores de carga para cargas permanentes

Tipo de Carga, Tipo de Fundaciones, y Métodos Usados para Fuerza de Arrastre Hacia Abajo (Downdrag)	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Componentes y Auxiliares.	1.25	0.90
DC: Resistencia IV Solamente.	1.50	0.90
DD: Downdrag Pilotes, α Método de Tomlinson.	1.40	0.25
Pilotes, λ Método.	1.05	0.30
Pilotes Perforados, (Drilled Shaft) Método de O'Neill and Reese (1999).	1.25	0.35
DW: Superficie de rodadura y accesorios.	1.50	0.65
EH: Presión Horizontal de la tierra.		
• Activa.	1.50	0.90
• En reposo.	1.35	0.90
• AEP Para paredes ancladas.	1.35	N/A
EL: Esfuerzos residuales acumulados resultantes del proceso constructivo, (Locked- in construction Stresses.)	1.00	1.00
EV: Presión vertical de la tierra		
• Estabilidad global.	1.00	N/A
• Muros y estribos de retención.	1.35	1.00
• Estructura rígida enterrada.	1.30	0.90
• Pórticos rígidos.	1.35	0.90
• Estructuras flexible enterradas		
○ Alcantarillas cajón metálicas, placas estructurales con corrugaciones y alcantarillas de fibra de vidrio.	1.50	0.90
○ Alcantarillas termoplásticas.	1.30	0.90
○ Entre otros.	1.95	0.90
ES: Carga superficial(Sobrecarga) en el terreno	1.50	0.75

Nota: El grafico fue extraído del MTC (2018).

Los factores de resistencia ϕ serán tomados como:

Para tracción - controlada Secciones de concreto reforzado	0.90
Para tracción - controlada Secciones de concreto pre-esforzado	1.00
Para corte y torsión:	
Concreto de densidad normal	0.90
Concreto de baja densidad	0.80
Para compresión controlada Secciones con espirales y estribos, excepto como se especifica para zonas sísmicas 2, 3 y 4 en el Estado Límite de Evento	0.75
Para apoyos sobre concreto	0.70
Para compresión en modelos de bielas y tirantes	0.70



Para compresión en zonas de anclaje:

Concreto densidad normal 0.80

Concreto baja densidad 0.65

Para tracción en el acero en zonas de anclaje 1.00

Para resistencia durante el hincado de pilo 1.00

2.2.7.1 Cargas Permanentes

Estas cargas van a actuar en toda la vida útil de la estructura sin tener variaciones importantes, en este se encuentra el peso propio de la estructura y las cargas muertas que se adicionan como por ejemplo la carga de la superficie de rodadura, los rieles y durmientes de ferrocarriles, esto dependiente de la función del puente (MTC, 2018).

2.2.7.1.1 Cargas Muertas: DC, DW y EV

Todos los elementos que son importantes para la funcionabilidad de la estructura se denominan peso propio (DC), en el caso de las cargas muertas (DW) considera el peso de los elementos no estructurales como por ejemplo veredas, balasto, superficies de rodadura, durmientes, rieles, barandas, tuberías, postes, cables y ductos.

Las cargas muertas y pesos propios se estimaron de acuerdo a la configuración que se indica en los planos, caso contrario estos datos se pueden considerar los pesos específicos del MTC (2018).



Tabla 5

Pesos Específicos

MATERIAL		Unidad de Peso
		(Kcf)
Aleaciones de aluminio		0.175
Superficies de desgaste bituminosos		0.140
Hierro fundido		0.450
Relleno de ceniza		0.060
Arena, limo o arcilla compactado		0.120
Concreto	Ligero	0.110
	Liviano	0.120
	Con peso normal $f'_c \leq 5.0$ ksi	0.145
	Con peso normal $5.0 < f'_c \leq 15.0$ ksi	$0.140 + 0.001f'_c$
Arena, limo o grava suelto		0.100
Arcilla blanda		0.100
Laminados grava, macadam, o de lastre		0.140
Acero		0.490
Mampostería de piedra		0.170
Madera	Dura	0.060
	blanda	0.050
Agua	Dulce	0.0624
	Salada	0.0640
Artículo		peso por unidad de longitud (klf)
Rieles de tránsito, union y fijación por pista		0.200

Nota: La tabla fue extraída del MTC (2018).

Debido a que el concreto utilizado para el tablero de la estructura es un concreto 350 kg/cm³ equivalente a 5.0 ksi y utilizando la tabla anterior, el peso de este material será de 0.145 kcf que equivale aproximadamente a 2322 kg/m³. Por ende el peso utilizado para el concreto en el modelo se considerará de 2400 kg/m³.

2.2.7.2 Cargas Variables

Estas cargas son aquellas que están sujetas a variaciones frecuentes, estas incluyen los pesos de las personas y vehículos, los efectos dinámicos correspondientes, las fuerzas de aceleración y frenado, las fuerzas centrífugas, las fuerzas laterales sobre rieles. En este también encuentran las fuerzas que se aplican en su construcción, la fuerza producida por el empuje de agua y subpresiones, las acciones sísmicas, las variaciones de temperatura, y las acciones de viento.

2.2.7.2.1 Cargas Vivas de Vehículos (LL)

Para el análisis por cargas vehiculares se ha aplicado la carga viva HL-93 del artículo 3.6.1.2 de la norma AASHTO LRFD, donde se tiene la combinación de:

- Sobrecarga distribuida.
- Camión tándem o de diseño, tomando aquello que produzca en cada caso las solicitaciones más críticas.

Los mayores efectos de las cargas vivas fueron calculados al considerar todas las combinaciones posibles del número de vías cargadas (1.20 para una vía y 1.00 para dos vías cargadas), según artículo 3.6.1.1.2. de la norma AASHTO LRFD.

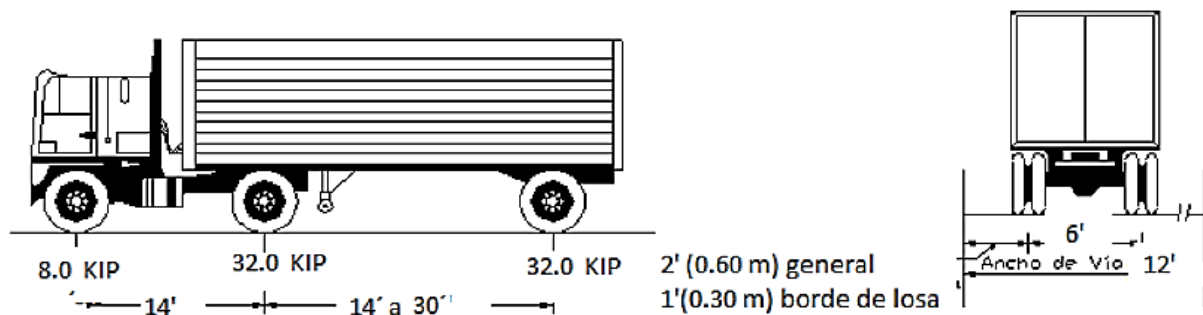
En el cálculo de deflexiones se tomó el resultado mayor que se obtiene con la sumatoria de la sobrecarga distribuida más el 25% del camión de diseño o con el camión de diseño solo (MTC, 2018).

a. Camión de diseño

Las cargas por eje de este camión y las distancias entre ejes son los considerados en la Figura 28, el espacio que separa los ejes de 32.0 KIP son aquellas que entre los límites de 14' a 30' resultan en los efectos más críticos (MTC, 2018).

Figura 28

Camión de Diseño



Nota: El grafico fue extraído del MTC (2018).

b. Tándem de diseño

Este tándem se refiere a un grupo de dos ejes, con una carga cada uno de 25.0 kip (11.4 tn), a una distancia de 4.0' (1,20 m). El espacio entre cada eje, en dirección transversal, es de 6.0' (1.80 m) (MTC, 2018).

c. Sobrecarga distribuida (LS).



0.64 klf (954 kgf/m) se consideró la carga que se distribuirá uniformemente en dirección longitudinal en las partes del puente que se tenga efectos contraproducentes. Esta sobrecarga se distribuyó uniformemente sobre un ancho de 10' (3.00 m) en dirección transversal, también se tomara en cuenta las zonas donde esté ubicado el tándem de diseño o el camión.

d. Presencia múltiple de sobrecargas.

Las solicitaciones correspondientes a la sobrecarga se calculó tomando en cuenta todas las posibles combinaciones del número de carriles cargados, este multiplicado por un factor de presencia múltiple el cual tomará en consideración la posibilidad de que los carriles estén simultáneamente ocupados por la totalidad de la sobrecarga de diseño HL93. En caso de que no exista datos específicos del sitio, se puede utilizar los valores de la siguiente proporcionada por el MTC (2018).

Tabla 6

Factor de Presencia múltiple

Numero de Vías cargadas	Factor Presencia Múltiple, m
1	1.2
2	1.0
3	0.85
> 3	0.65

Nota: La tabla fue extraída del MTC (2018).

Cuando la carga incluye las cargas peatonales especificadas, las cargas peatonales se pueden tomar como un carril cargado.

e. Aplicación de las Cargas Vivas Vehiculares

El puente se carga en la dirección longitudinal de una manera discontinua o continua, el más crítico entre estos, considerando los siguientes casos:

- Camión de diseño más carga distribuida. A una distancia entre ejes de 32.0 kips (14.55 tnf), ver Artículo 2.4.3.2.2.2 (MTC, 2018), aquella que produzca los efectos más desfavorables en cada caso.
- Tándem de diseño más carga distribuida.

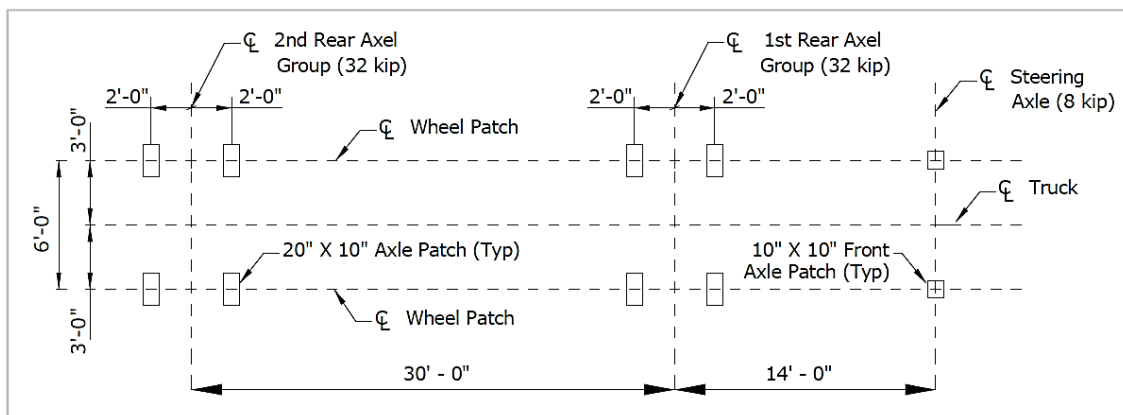
El ancho cargado de 10.0 ft (3.00 m) y los carriles de diseño se ubican de modo que se tenga los requerimientos más críticos, el tándem de diseño y el camión son ubicados transversalmente, de modo que ni una de las cargas de rueda se encuentre a menos de:

- Para el diseño de todos los demás componentes – 2.0 ft. (0.60 m.) empezando del borde del carril de diseño, y
- Para el diseño del voladizo del tablero – 1.0 ft. (0.30 m.) empezando e la baranda o de la cara del sardinel.

Para el diseño de tableros de características ortotrópicas y superficie de rodadura sobre tableros ortotrópicas, se usó el patrón de cargas mostrado en la Figura 29 (MTC, 2018).

Figura 29

Dibujo detallado de la posición del camión para el diseño de fatiga



Nota: La figura fue extraída del MTC (2018).

2.2.7.2.2 Cargas Peatonales sobre Veredas (PL)

Se aplicó una carga peatonal de 0.075 ksf en las veredas que tengan más de 2.0 ft de ancho, considerando a la misma vez la sobrecarga vehicular de diseño, incluso se considera que estos vehículos lleguen a subir a la vereda. Esta carga no se considera a la misma vez con la vehicular. Si la vereda en un futuro deberá ser retirada, la sobrecarga vehicular se considera a 1.0 ft del borde del tablero para el diseño del volado del mismo, a 2.0 ft del borde del tablero para diseñar otros componentes. Para los vehículos no se considera los incrementos de carga dinámica (MTC, 2018).



2.2.8 Demanda sísmica

Actualmente se tienen muchas maneras para determinar la demanda sísmica, esto dependerá del nivel de importancia que posea el puente, las condiciones del tipo de suelo del sitio, de los estudios del riesgo sísmico del lugar, y de los métodos de cálculo que se emplean para determinar los desplazamientos y las fuerzas.

2.2.8.1 Coeficiente de aceleración PGA, Ss, S1

El coeficiente PGA se define como la aceleración máxima del terreno, el coeficiente Ss, para aceleraciones cortas menores a 0.2 segundos y el coeficiente de aceleraciones largas mayores a 1 segundo (S1). Estos valores se basarán en estudios de riesgo sísmico de 75 años, una probabilidad de excedencia de 7% y un periodo de retorno de 1000 años (Chen y Duan, 2014).

2.2.8.2 Factores de sitio

Los factores de sitio tienen un papel muy importante al momento de calcular el espectro de respuesta, por esta razón que para el diseño en la normativa LRFD existen 6 clases, las cuales poseen diferentes efectos de sitio. Estos efectos son interpretados por 3 coeficientes de sitio: Fpga, Fa y Fv.

Tabla 7

Clasificación del tipo de sitio

Tipo de sitio	Definición de tipo de suelo			
	Tipo de suelo	V(ft/s)	N(golpes/ft)	Su (psf)
A	Roca dura	$V_s > 5000$	N/A	N/A
B	Roca suave	$2500 < V_s \leq 5000$	N/A	N/A
C	Suelo muy denso y roca blanda	$1200 < V_s \leq 2500$	$N > 50$	$Su \geq 2000$
D	Perfil de suelo rígido	$600 < V_s \leq 1200$	$15 \leq N \leq 50$	$1000 \leq Su \leq 2000$
E	Perfil de suelo blando	$V_s < 600$	$N < 15$	$Su < 1000$
F	Requiere evaluación de la respuesta sísmica del terreno en sitios específicos			

Nota: N = Resistencia penetración estándar, Su = Resistencia al corte de suelo no drenado, Vs = velocidad de honda de corte (MTC, 2018).

Tabla 8

Valores de FPGA como función de clase de sitio

Clase de sitio	PGA < 0.1	PGA = 0.2	PGA = 0.3	PGA = 0.4	PGA = 0.5
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0



<i>C</i>	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
<i>D</i>	1.6	1.4	1.2	1.0	1.0
<i>E</i>	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
<i>F</i>	Investigación específica de la respuesta de sitio				

Nota: La tabla fue extraída del MTC (2018).

Tabla 9

Valores de Fa como función de clase de sitio para periodos cortos

Clase de sitio	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s \geq 1.25$
<i>A</i>	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
<i>B</i>	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
<i>C</i>	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
<i>D</i>	1.6	1.4	1.2	1.0	1.0
<i>E</i>	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
<i>F</i>	Investigación específica de la respuesta de sitio				

Nota: La tabla fue extraída del MTC (2018).

Tabla 10

Valores de Fv como función de clase de sitio para periodos largos

Clase de sitio	$S_1 \leq 0.10$	$S_1 = 0.20$	$S_1 = 0.30$	$S_1 = 0.40$	$S_1 \geq 0.50$
<i>A</i>	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
<i>B</i>	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
<i>C</i>	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
<i>D</i>	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
<i>E</i>	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
<i>F</i>	Investigación específica de la respuesta de sitio				

Nota: La tabla fue extraída del MTC (2018).

2.2.8.3 Coeficiente elástico de respuesta sísmica (Csm).

Según las especificaciones de la norma AASTHO LRFD (2020), el coeficiente sísmico Csm se puede calcular utilizando la siguiente fórmula para un modo de vibración “m”.



$$C_{sm} = \begin{cases} A_s + (S_{SD} - A_s) \frac{T}{T_0} & T \leq T_0 \\ S_{DS} & T_0 \leq T \leq T_s \\ \frac{S_{D1}}{T} & T_s \leq T \end{cases} \quad (36)$$

Para $T_0 = 0.2T_s$, $T_s = \frac{S_{D1}}{S_{SD}}$, A_s será el coeficiente de aceleración en el periodo cero, que se determina usando la ecuación.

$$A_s = F_{pga} * PGA \quad (37)$$

S_{DS} Es el coeficiente de aceleración espectral para 0.2 segundos de periodo, que se determina por medio de la siguiente ecuación.

$$S_{DS} = F_a * S_s \quad (38)$$

S_{D1} Es el coeficiente de aceleración espectral para 1 segundo de periodo, este se determina por medio de la siguiente ecuación

$$S_{D1} = F_v * S_1 \quad (39)$$

Donde:

- PGA = Coeficiente de aceleración pico en el sitio
- S_{DS} = Es el coeficiente de aceleración espectral para 0.2 s
- S_s = Coeficiente de aceleración horizontal para 0.2 s
- S_{D1} = Coeficiente de aceleración espectral para 1 s
- T_m = Periodo de vibración en el modo "m"
- T_0 = Periodo de referencia usado con $0.2T_s$
- T_s = Periodo donde la curva del espectro cambia

2.2.8.4 Espectro de respuesta

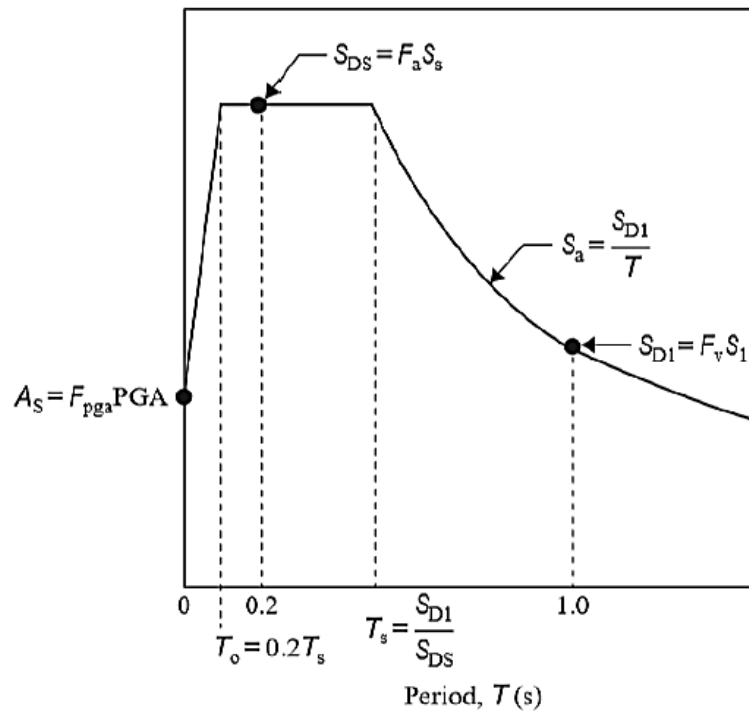
El espectro de respuesta se determina mediante el uso de mapas de isoaceleraciones pico del terreno y los coeficientes que se indicaron en tablas anteriores. Este espectro se focaliza en el



periodo corto, debido a que la curva de periodos largos se convierte inversamente proporcional al periodo T , teniendo una mínima variación, el espectro de respuesta que recomienda la norma AASTHO LRFD se muestra en la Figura 30.

Figura 30

Espectro de respuesta elástico



Nota: La figura fue extraída de Chen y Duan (2014)

2.2.8.5 Métodos de análisis sísmico

2.2.8.5.1 Análisis sísmico modal espectral

Autores como Salinas Basualdo (2014) indican que este procedimiento combina los valores máximos con un promedio ponderado entre la media y la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de tales valores máximos; otro de los métodos de combinación que se usa es la combinación cuadrática completa (CQC), el cual toma en cuenta la relación entre los valores modales máximos. De esta manera se obtendrá los probables valores de fuerzas y desplazamientos.

Este método CQC, combinación cuadrática completa, se puede decir que es una generalización de la regla SRSS y se puede aplicar a más clases de estructuras (Datta T., 2010). La siguiente ecuación da la respuesta x .



$$x = \sqrt{\sum_{i=1}^m X_i^2 + \sum_{i=1}^m \sum_{i=1}^m \rho_{ij} x_i x_j} \quad (40)$$

Según Datta T. (2010) el segundo término de la ecuación solamente es válida para $i \neq j$, por ende, en el segundo término tiene una influencia el efecto de la correlación entre las respuestas pico modales a través de los términos del coeficiente de correlación ρ_{ij} eso es obvio $0 \leq \rho_{ij} \leq 1$.

Si x_i y x_j tienen signos opuesto, entonces $\rho_{ij} x_i x_j$ se vuelve negativo, es por esto que el método CQC proporcione menos respuesta que en el método por SRSS.

En la literatura se tiene expresiones para el coeficiente de correlación ρ_{ij} , a continuación se dan dos expresiones que son muy utilizadas suponiendo que todas las amortiguaciones modales son iguales.

$$\rho_{ij} = \frac{\xi^2 (1 + \beta_{ij})^2}{(1 + \beta_{ij})^2 + 4\xi^2 \beta_{ij}} \quad (41)$$

El autor Salinas Basualdo (2014) nos dice que para aplicar este método es necesario conocer primeramente los modos y frecuencias naturales, es decir, que se conozcan las frecuencias ω_i y de los modos Φ_i que caracterizan al sistema global.

2.2.8.5.2 Análisis sísmico Tiempo-Historia

El análisis tiempo-historia es un método donde los modos obtenidos tienen una independencia con la ecuación desacoplada obteniendo así desplazamientos en el tiempo y para poder realizarlo se necesitara como mínimo 5 registros sísmicos en la historia

En otras palabras este procedimiento estará basado en el modelo de respuesta de vibración libre para un sistema de múltiples grados de libertad (MDOF). Esta respuesta se utilizara para un esfuerzo de ajuste de curva contra un modelo matemático definido con el fin de derivar los parámetros modales, y todo esto descrito por la siguiente ecuación (Fu, Z., y He, J., 2001).

$$x(t) = \sum_{i=1}^n e^{-n_i t} (a_i \sin w_{di} t + b_i \cos w_{di} t) \quad (42)$$

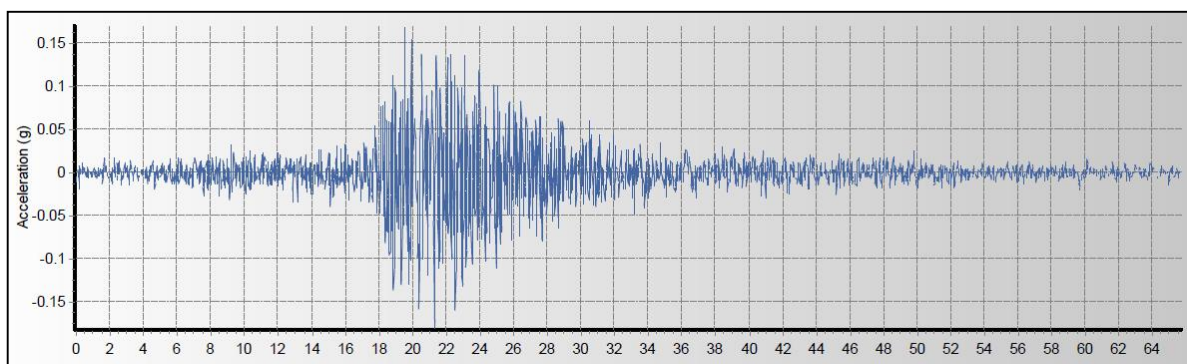
Aquí, a_i y b_i serán los componentes de w_{di} , amplitud de vibración, y son la frecuencia natural amortiguada y no estará relacionada con la relación de amortiguamiento. Si se toman muestras de la respuesta con una serie temporal t_j ($j = 1, 2, \dots, P$) y la resolución temporal Δt , entonces

los datos medidos se pueden señalar como $X(t \sim j)$ o X_j para corto. Los datos correspondientes del modelo matemático dado en la ecuación se pueden denotar como $X(t_j)$ o X_j " (Fu, Z., y He, J., 2001).

Fu, Z., y He, J. (2001) también plantean que la respuesta en la ecuación será una función trascendental y no lineal para los parámetros que necesitamos identificar, por lo tanto de esta manera se estaría aplicando fácilmente este método tiempo- historia, reduciéndose así a un registro de aceleraciones respecto del tiempo, ver Figura 31.

Figura 31

Acelerograma del sismo de 1966 en Lima, componente EW.



2.2.9 Normativa utilizada en el cálculo estructural de puentes

El análisis sísmico que se usó para el puente tipo arco Enrique P. Mejia está basado principalmente a las normas siguientes:

- Manual de puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018.
- Manual AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2020.
- Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design.
- Norma Técnica Peruana E. 060 Concreto Armado 2017.
- Sistema de contención de vehículos tipo barreras de seguridad.
- Norma Técnica Peruana E. 030 Diseño Sismo Resistente 2018.
- Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures, FEMA 440

2.3 Hipótesis

2.3.1 Hipótesis general

El campo de desplazamientos y fuerzas internas obtenido mediante un análisis no lineal es mayor al campo de desplazamientos y fuerzas internas obtenido mediante un análisis lineal para el puente arco de acero estructural Enrique P. Mejia, Sicuani, Canchis, Cusco – Perú.



2.3.2 Sub Hipótesis

- a) Los factores de carga crítica calculados mediante un análisis de autovalor y autovector para el puente arco de acero estructural Enrique P. Mejia, Sicuani, Canchis, Cusco – Perú; tendrá valores mayores que 10.
- b) Los campos de desplazamientos y fuerzas internas son obtenidos mediante un análisis modal espectral para el puente arco de acero estructural Enrique P. Mejia, Sicuani, Canchis, Cusco – Perú.
- c) Los campos de desplazamientos y fuerzas internas son obtenidos mediante un análisis tiempo-historia para el puente arco de acero estructural Enrique P. Mejia, Sicuani, Canchis, Cusco – Perú.
- d) Los campos de desplazamientos y fuerzas internas obtenidos mediante un análisis de no linealidad geométrica para el puente arco de acero estructural Enrique P. Mejia, Sicuani, Canchis, Cusco – Perú.
- e) Los campos de desplazamientos y fuerzas internas son obtenidos mediante un análisis de no linealidad del material (comportamiento elastoplástico) para el puente arco de acero estructural Enrique P. Mejia, Sicuani, Canchis, Cusco – Perú.

2.4 Variables e Indicadores

2.4.1 Variables Independientes

- VARIABLES INDEPENDIENTES
 - Características de la estructura
 - Condiciones del lugar
- INDICADORES INDEPENDIENTES
 - Densidad
 - Módulo de elasticidad
 - Módulo de Poisson
 - Esfuerzo de fluencia
 - Largo
 - Ancho
 - Espesor

2.4.2 Variables Dependientes

- VARIABLE DEPENDIENTE
 - Campo de desplazamiento en los arcos



- Campo de fuerzas internas en los arcos
- Inestabilidad estructural
- INDICADORES DEPENDIENTES
 - Longitud
 - Fuerza
 - Momento



2.4.3 Cuadro de operacionalización de variables

CUADRO DE OPERACIONALIZACION DE VARIABLES					
TIPO	VARIABLES	DEFINICION	DIMENSION O NIVEL	INDICADOR	UNIDAD
VARIABLES DEPENDIENTES	CAMPO DE DESPLAZAMIENTOS EN LOS ARCOS	Conjunto de desplazamientos obtenidos mediante análisis lineal y análisis no lineal	Desplazamiento en X	Longitud	(m)
			Desplazamiento en Y		
			Desplazamiento en Z		
	CAMPO DE FUERZAS INTERNAS EN LOS ARCOS	Conjunto de fuerzas internas obtenidos mediante análisis lineal y análisis no lineal	Fuerzas axiales	Fuerzas	(kgf)
			Fuerzas cortantes		
			Momentos flectores	Momento	(kgf.m)
			Momentos torsores		
	INESTABILIDAD ESTRUCTURAL	Incapacidad de una estructura sometida a fuerzas de alcanzar un equilibrio mecánico	Inestabilidad Lineal	Factor de carga crítica	(Adimensional)
			Inestabilidad no Lineal		
VARIABLES INDEPENDIENTES	CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA	Se refiere al conjunto de atributos que caracterizan a la estructura para posteriormente poder analizarlo	Geometría de la estructura	Largo	(m)
				Ancho	
				Espesor	
			Propiedades de los materiales	Inercia	(m ⁴)
				Densidad	(Kg/m ³)
				Modulo de elasticidad	(Kg/m ²)
				Modulo de Poisson	(Adimensional)
	CONDICIONES DEL LUGAR	Serie de características y condiciones que distinguen a un lugar y que serán de importancia para el análisis de la estructura	Viento	Velocidad del viento	(Km/h)
			Gradiente de Temperatura	Temperatura	(C°)
			Ubicación	Factores de clase de sitio	(g)
Tipo de suelo	(A, B, C, D, E, F)				



CAPITULO III: METODOLOGÍA

3.1 Metodología de la investigación

3.1.1 Enfoque de la Investigación

La presente tesis es una investigación cuantitativa debido a que para probar la hipótesis se usa la recopilación de datos, con base al análisis estadístico y la medición numérica, para poder probar teorías y establecer patrones de comportamiento (Hernández, et al., 2014).

3.1.2 Nivel o alcance de la investigación

La presente investigación es de carácter descriptiva con alcance correlacional porque se busca la obtención de los resultados de la estructura del puente al ser sometida a la acción de la fuerza sísmica mediante distintos métodos de aplicación, este tipo de investigaciones tendrá como finalidad especificar las características, las propiedades, los perfiles de personas y/o grupos, comunidades, procesos, objetos, etc. sometidos a un análisis” (Hernández, et al., 2014).

Tiene cierta connotación correlacional debido a que se buscara la comparación de los resultados obtenidos entre los distintos métodos de análisis sísmicos aplicados a la estructura. La finalidad de este tipo de estudios es asociar variables por medio de un patrón predecible para una población o grupo (Hernández, et al., 2014).

3.1.3 Método de investigación

El método utilizado para la investigación es de carácter hipotético-deductivo, debido a que se busca establecer la falsedad o veracidad de las hipótesis, las cuales no pueden ser comprobadas directamente siendo necesario un proceso de estudio y ensayos para demostrarlos (Salomón, 2008).

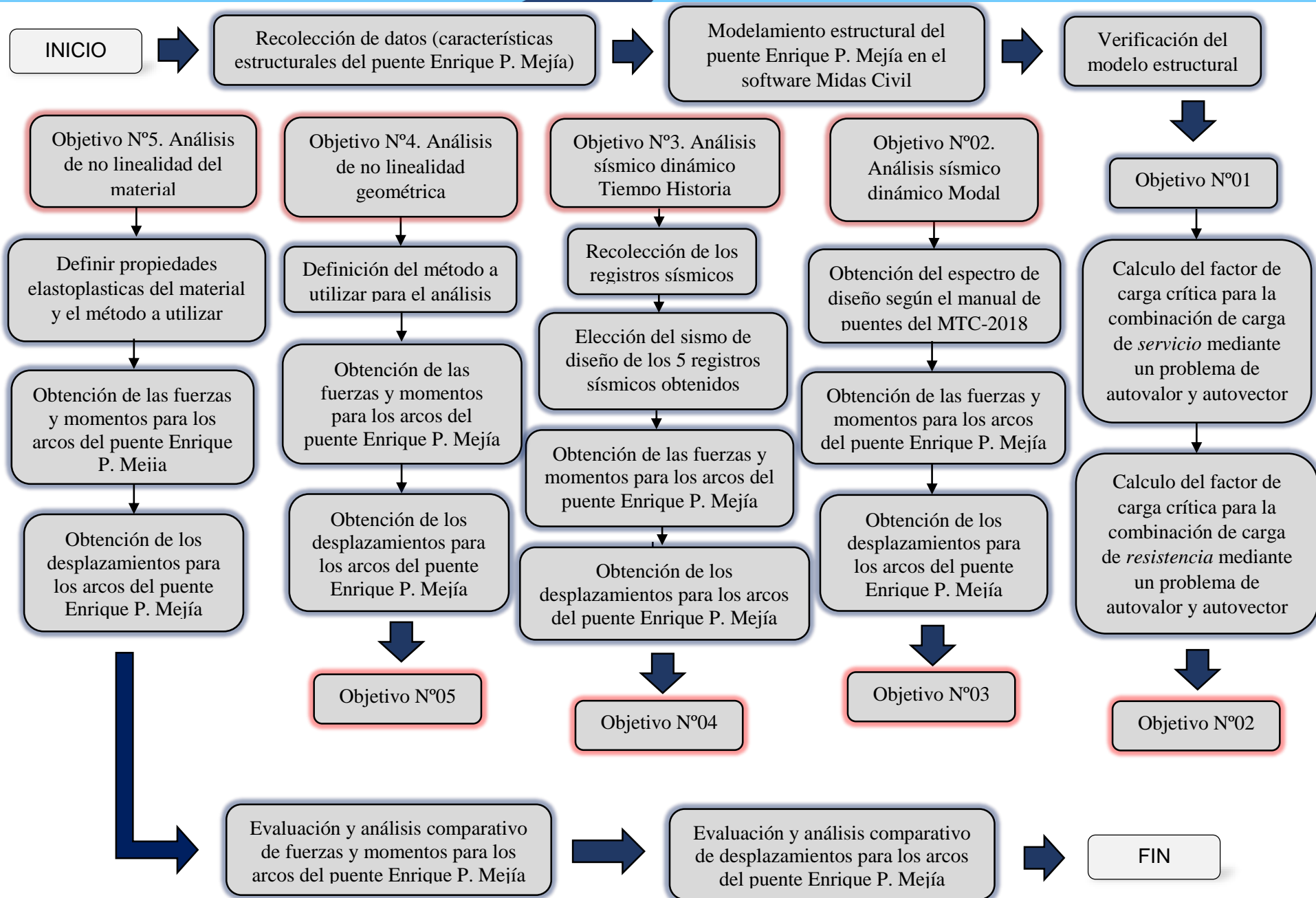
3.2 Diseño de la investigación

3.2.1 Diseño metodológico

El diseño metodológico de la presente tesis es de un carácter no experimental ya que las variables independientes ya ocurrieron, y no se manipularan durante el proceso de recolección de datos, y se centra más al estudio de los fenómenos tal cual ocurrirán.

3.2.2 Diseño de ingeniería

El procedimiento a seguir para la presente investigación desde el punto de vista ingenieril se detalla en el siguiente flujo grama, donde muestra el inicio de la investigación, el proceso y hasta llegar al final de este.





3.3 Población y muestra

3.3.1 Población

3.3.1.1 Descripción de la población

La población está referida al puente tipo arco con tablero inferior de acero estructural y péndolas de acero denominado puente Enrique P. Mejia, el cual cruza el río Vilcanota en la misma población de Sicuani con una longitud de 50 metros, siendo este de doble vía y diseñado para la sobrecarga vehicular HL-93.

Este puente ubicado en el distrito de Sicuani, provincia de Canchis; consiste en dos arcos simétricos inclinados de acero estructural, teniendo una sección tubular constante, el tablero consta de 2 vigas tirantes y 16 vigas transversales separadas cada 3.33 metros

3.3.1.2 Cuantificación de la población

La presente investigación posee una población que está conformada por el grupo de todos los elementos estructurales que conforman este puente Enrique P. Mejia como: arco, péndolas, vigas tirantes, vigas transversales, losa, carpeta de rodadura, etc.

3.3.2 Muestra

3.3.2.1 Descripción de la muestra

La muestra de la presente tesis posee un carácter de tipo censal, es decir que esta investigación considera todo el universo de estudio, donde la población es equivalente a la muestra (Ramirez, 1999).

Por lo tanto la muestra para esta investigación está constituida también por la estructura tipo arco con tablero inferior de acero estructural y péndolas de acero denominado puente Enrique P. Mejia.

3.3.2.2 Cuantificación de la muestra

Debido a que la muestra es de tipo censal existe una similitud entre la muestra y la población, por ende, la muestra está dada por los elementos estructurales que constituyen la estructura del puente Enrique P. Mejia.



3.3.2.3 Método de muestreo

El método de muestreo para la presente investigación es de tipo no probabilística debido a que la probabilidad no es indispensable en la elección de los elementos, sino de causas relacionadas con las características de la investigación o de quien hace la muestra (Hernández, et al., 2014).

3.3.2.4 Criterios de evaluación de muestra

La muestra que se seleccionó para la presente investigación fue evaluada bajo distintos criterios los cuales se muestran a continuación:

- Para determinar las cargas de la estructura se calculó en base a la Norma Técnica Peruana de Metrados de Cargas E-020 y al Manual de Puentes 2018.
- Los parámetros sísmicos de diseño fueron evaluados con el Manual de Puentes 2018 y la norma AASHTO 2017
- Para la validación de las propiedades de los materiales se utilizó la Norma Técnica Peruana de Acero E-090 y la Norma AISC.

3.3.2.5 Criterios de inclusión

Debido a que la muestra de la presente investigación tiene un carácter de tipo censal, no se mantendrá un criterio de inclusión ya que la muestra es igual a la población.



3.4 Instrumentos

3.4.1 Instrumentos metodológicos

3.4.1.1 Formato de recolección de datos de parámetros sísmicos según el manual de puentes MTC-2018

	UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	
Tesis:	"Determinación del campo de desplazamientos y fuerzas internas mediante un análisis lineal y no lineal para el puente arco de acero estructural Enrique P. Mejía, Sicuani, Canchis, Cusco – Perú"	
Autor:	Rodrigo Gamarra Morveli	
Fecha:		

Parámetros sísmicos según el manual de puentes MTC-2018

Clase de sitio : _____

Clasificación de puente : _____ Periodo de retorno : _____

Datos de los mapas de isoaceleraciones espectrales :

Pico de aceleración (Pga) = _____ g,

Periodo corto (Ss) = _____ g,

Periodo largo (S1) = _____ g,

Datos de las tablas :

Factor de clase de sitio :

Fpga = _____ g,

Fa = _____ g,

Fv = _____ g,

$A_s = F_{pga} PGA$	As = _____ g,
$S_{DS} = F_s S_s$	SDs = _____ g,
$S_{D1} = F_v S_1$	SD1 = _____ g,

Periodos :

$T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$	T0 = _____ s,
$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$	Ts = _____ s,



3.4.1.2 Formato para la elaboración del espectro de diseño de acuerdo al manual de puentes MTC-2018.

	UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL																																																																															
Tesis:	"Determinación del campo de desplazamientos y fuerzas internas mediante un análisis lineal y no lineal para el puente arco de acero estructural Enrique P. Mejia, Sicuani, Canchis, Cusco – Perú"																																																																															
Autor:	Rodrigo Gamarra Morveli																																																																															
Fecha:																																																																																
Elaboracion del espectro de diseño según el manual de puentes del MTC-2018.																																																																																
	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th><i>T_m</i> (seg)</th> <th><i>C_{sm}</i> elastico</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0.00</td><td></td></tr> <tr><td>0.02</td><td></td></tr> <tr><td>0.04</td><td></td></tr> <tr><td>0.06</td><td></td></tr> <tr><td>0.08</td><td></td></tr> <tr><td>0.10</td><td></td></tr> <tr><td>0.12</td><td></td></tr> <tr><td>0.14</td><td></td></tr> <tr><td>0.16</td><td></td></tr> <tr><td>0.18</td><td></td></tr> <tr><td>0.20</td><td></td></tr> <tr><td>0.22</td><td></td></tr> <tr><td>0.24</td><td></td></tr> <tr><td>0.26</td><td></td></tr> <tr><td>0.28</td><td></td></tr> <tr><td>0.30</td><td></td></tr> <tr><td>0.32</td><td></td></tr> <tr><td>0.34</td><td></td></tr> <tr><td>0.36</td><td></td></tr> <tr><td>0.38</td><td></td></tr> <tr><td>0.40</td><td></td></tr> <tr><td>0.42</td><td></td></tr> <tr><td>0.44</td><td></td></tr> <tr><td>0.46</td><td></td></tr> <tr><td>0.96</td><td></td></tr> <tr><td>0.98</td><td></td></tr> <tr><td>1.00</td><td></td></tr> </tbody> </table>	<i>T_m</i> (seg)	<i>C_{sm}</i> elastico	0.00		0.02		0.04		0.06		0.08		0.10		0.12		0.14		0.16		0.18		0.20		0.22		0.24		0.26		0.28		0.30		0.32		0.34		0.36		0.38		0.40		0.42		0.44		0.46		0.96		0.98		1.00		<p>Datos previos :</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>PGA</td><td>=</td></tr> <tr><td>S_s</td><td>=</td></tr> <tr><td>S₁</td><td>=</td></tr> <tr><td>F_{pga}</td><td>=</td></tr> <tr><td>F_a</td><td>=</td></tr> <tr><td>F_v</td><td>=</td></tr> <tr><td>A_s</td><td>=</td></tr> <tr><td>S_{DS}</td><td>=</td></tr> <tr><td>S_{D1}</td><td>=</td></tr> <tr><td>T₀</td><td>=</td></tr> <tr><td>T_s</td><td>=</td></tr> </table> <p>Coeficiente de respuesta sísmica elástica :</p> $\left\{ \begin{array}{l} C_{sm} = (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s \Rightarrow \boxed{T \leq T_0} \\ C_{sm} = S_{DS} \Rightarrow \boxed{T_0 \leq T \leq T_s} \\ C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T} \Rightarrow \boxed{T \geq T_s} \end{array} \right.$	PGA	=	S _s	=	S ₁	=	F _{pga}	=	F _a	=	F _v	=	A _s	=	S _{DS}	=	S _{D1}	=	T ₀	=	T _s	=
<i>T_m</i> (seg)	<i>C_{sm}</i> elastico																																																																															
0.00																																																																																
0.02																																																																																
0.04																																																																																
0.06																																																																																
0.08																																																																																
0.10																																																																																
0.12																																																																																
0.14																																																																																
0.16																																																																																
0.18																																																																																
0.20																																																																																
0.22																																																																																
0.24																																																																																
0.26																																																																																
0.28																																																																																
0.30																																																																																
0.32																																																																																
0.34																																																																																
0.36																																																																																
0.38																																																																																
0.40																																																																																
0.42																																																																																
0.44																																																																																
0.46																																																																																
0.96																																																																																
0.98																																																																																
1.00																																																																																
PGA	=																																																																															
S _s	=																																																																															
S ₁	=																																																																															
F _{pga}	=																																																																															
F _a	=																																																																															
F _v	=																																																																															
A _s	=																																																																															
S _{DS}	=																																																																															
S _{D1}	=																																																																															
T ₀	=																																																																															
T _s	=																																																																															
<h3>Espectro de Diseño</h3>																																																																																



3.4.2 Instrumentos de Ingeniería

3.4.2.1 Manuales, normas y herramientas

- Manual de puentes del ministerio de transportes y comunicaciones MTC-2018
- AASHTO LRFD Bridge Desing (American Association of State Highway and Transportation Officials) – 2020
- Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design - 2013.
- Reglamento Nacional de Estructuras – Norma Técnica de Edificación - Cargas E-020 - 2020.
- Reglamento Nacional de Estructuras – Norma Técnica de Edificación – Diseño Sismoresistente E-030 – 2020.
- Reglamento Nacional de Estructuras – Norma Técnica de Edificación – Estructuras metalicas E-090 – 2020.
- Norma AISC (American Institute of Steel Construction) - 2016.

3.4.2.2 Software de Ingeniería

- Programa de análisis y cálculo estructural de puentes Midas CIVIL 2022 v.2.1
- Microsoft Excel 2016.
- AutoCAD 2020.
- SeismoMatch 2016.

3.5 Procedimientos de recolección de datos

La recolección de datos para la presente tesis se dio a partir de los planos del proyecto “Mejoramiento de la transitabilidad vehicular y peatonal del puente Enrique P. Mejia y vías de acceso, del distrito Sicuani, provincia de Canchis – departamento Cusco”, donde se obtuvieron las características principales de los elementos estructurales y no estructurales del puente, para posteriormente realizar análisis sísmicos con distintas metodologías y hacer una comparación de los resultados de los campos de desplazamientos y fuerzas internas entre estas.

3.5.1 Descripción del Proyecto

El puente utilizado para investigación fue el puente Enrique P. Mejia, el cual es un puente de tipo arco inclinado de acero estructural con tablero inferior de sección compuesta; de doble vía con una longitud de 50 metros. Este puente se encuentra en etapa de proyecto.

El proyecto consiste en dos arcos simétricos inclinados de acero estructural separados a 19.90 m en la clave y 14.50 m en la base, cada arco es de sección tubular de 0.80 m de ancho, peralte de 0.70 m y espesores de plancha el arco de 25 mm y 32 mm.

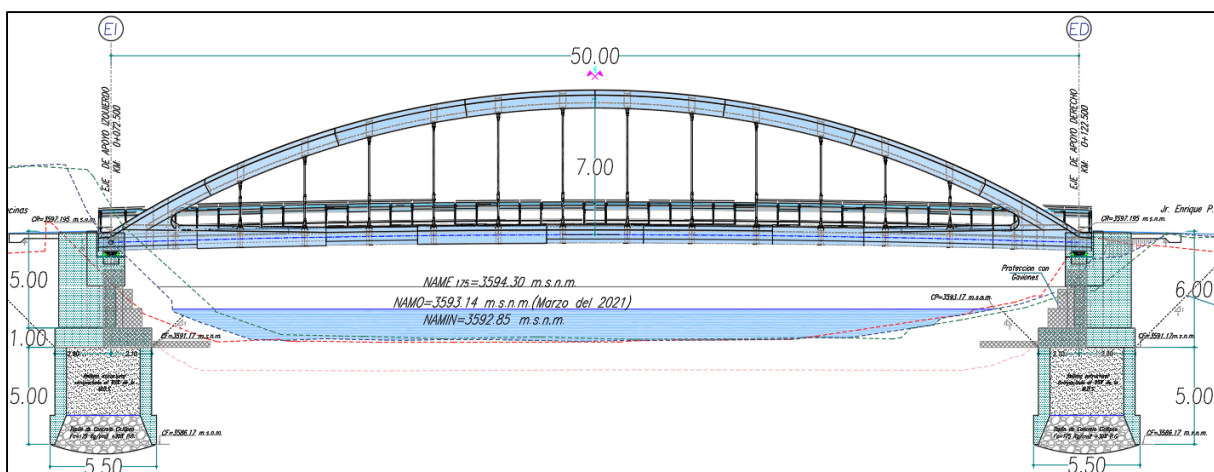
Las vigas transversales de acero estructural, 16 en total, serán de 14.00 m de longitud donde en sus extremos se encontrarán las vigas longitudinales de sección irregular (vigas tirantes), estas vigas descansan en el arco mediante péndolas de acero separados a cada 3.33 m.

La sección transversal se definió en base al diseño geométrico de los accesos, el tablero es de tipo losa de concreto armado de 0.25m de espesor de losa el cual será continuo a lo largo del puente y apoyado a cada 3.33m sobre las vigas transversales, la calzada tiene 8.40 m de ancho y un bombeo del 2% del centro a los sardineles para el drenaje de la calzada.

Se proponen barreras separadoras de protección de concreto armado a ambos lados de la calzada de 0.40 m de ancho y las veredas son de 2.40 m de ancho útil (a cada lado). La suma del ancho de las barreras, veredas y la superficie de rodadura (con dos carriles, uno de ida y el otro de retorno) hacen un total del tablero de 14.00 m.

Figura 32

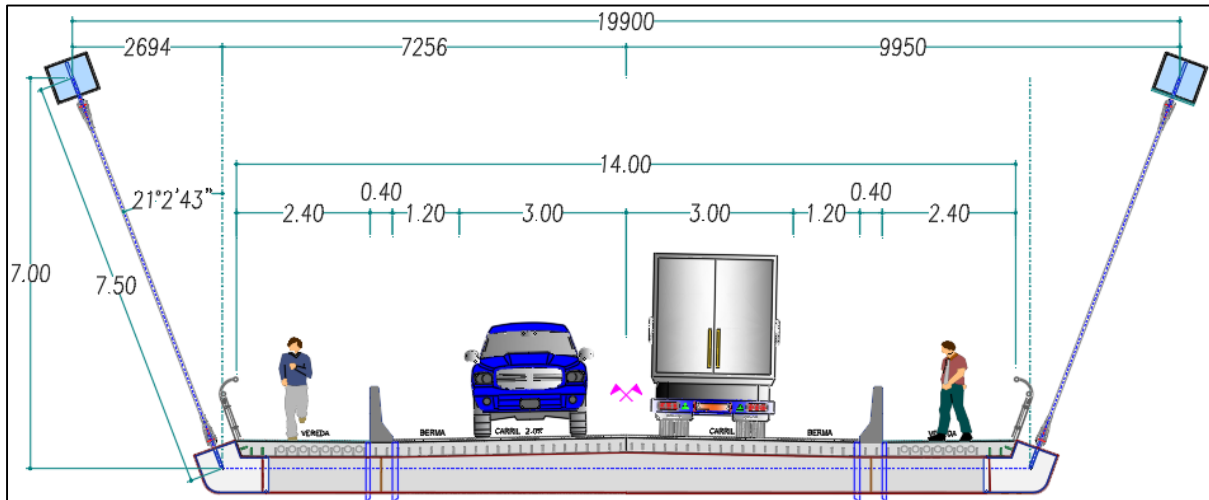
Elevación longitudinal



Nota: La Figura muestra la elevación principal del puente, este fue extraída de los planos del proyecto “Mejoramiento de la transitabilidad vehicular y peatonal del puente Enrique P. Mejía y vías de acceso, del distrito Sicuani, provincia de Canchis – departamento Cusco”

Figura 33

Sección transversal



Nota: La Figura muestra la sección transversal en el centro de la luz del puente, esta fue extraída de los planos del proyecto “Mejoramiento de la transitabilidad vehicular y peatonal del puente Enrique P. Mejia y vías de acceso, del distrito Sicuani, provincia de Canchis – departamento Cusco”

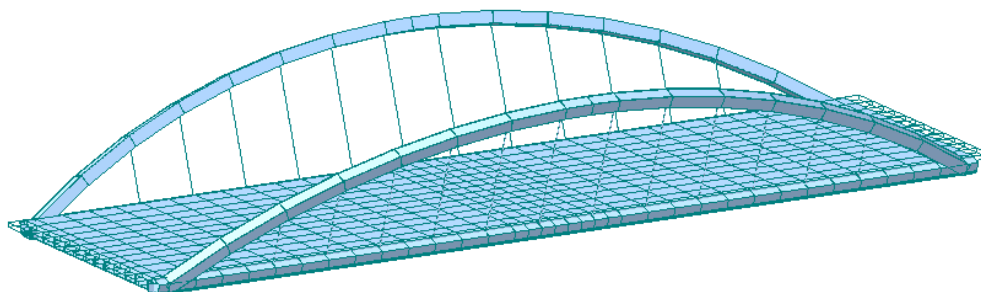
3.5.2 Consideraciones para el modelamiento estructural en Midas Civil

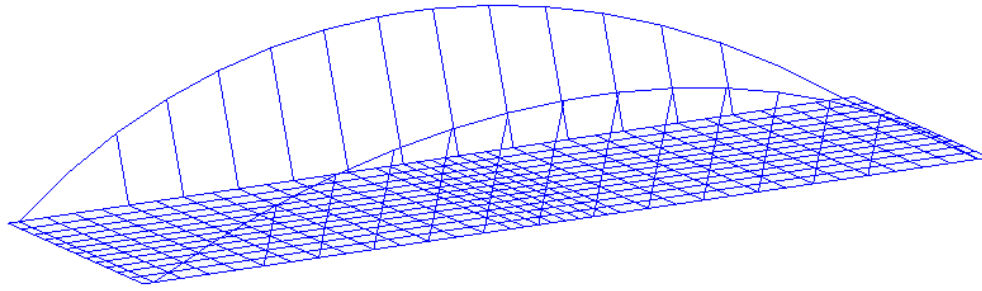
3.5.2.1 Modelo estructural

El modelo optado para la investigación está formulado en el método de elementos finitos basado en pequeños desplazamientos, utilizándose elementos tipo frame y tipo shell para dicho modelado. Los arcos, péndolas, vigas tirantes y vigas transversales se han modelado usando elementos tipo frame; mientras que la losa y el apoyo en los arranques del arco han sido modelados usando elementos tipo shell.

Figura 34

Vista del modelo en perspectiva





Además el modelo en total cuenta con 788 elementos, esto distribuido en todos los elementos de la superestructura y repartidos entre elementos tipo shell y tipo frame.

Tabla 11

Cantidad de elementos y nodos del modelo

	Tipo de elemento	N° de Elementos	N° de Nudos
Arcos	Frame: Elemento unidimensional de 2 nodos y 6 grados de libertad por nodo	32	34
Péndolas	Frame: Elemento unidimensional de 2 nodos y 6 grados de libertad por nodo	60	84
Vigas tirante	Frame: Elemento unidimensional de 2 nodos y 6 grados de libertad por nodo	72	74
Vigas transversales	Frame: Elemento unidimensional de 2 nodos y 6 grados de libertad por nodo	192	208
Tablero	Shell: Elemento bidimensional de 4 nodos (cuadriláteros) y 6 grados de libertad por nodo	432	481
	Total	788	546

Figura 35

Numeración de elementos y nodos (arco)

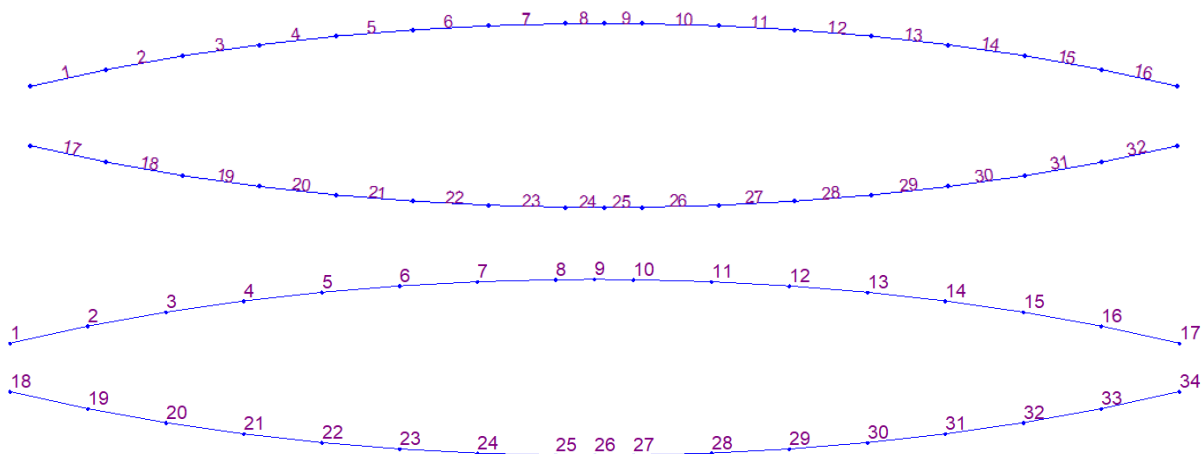




Figura 36

Numeración de elementos y nodos (péndolas)

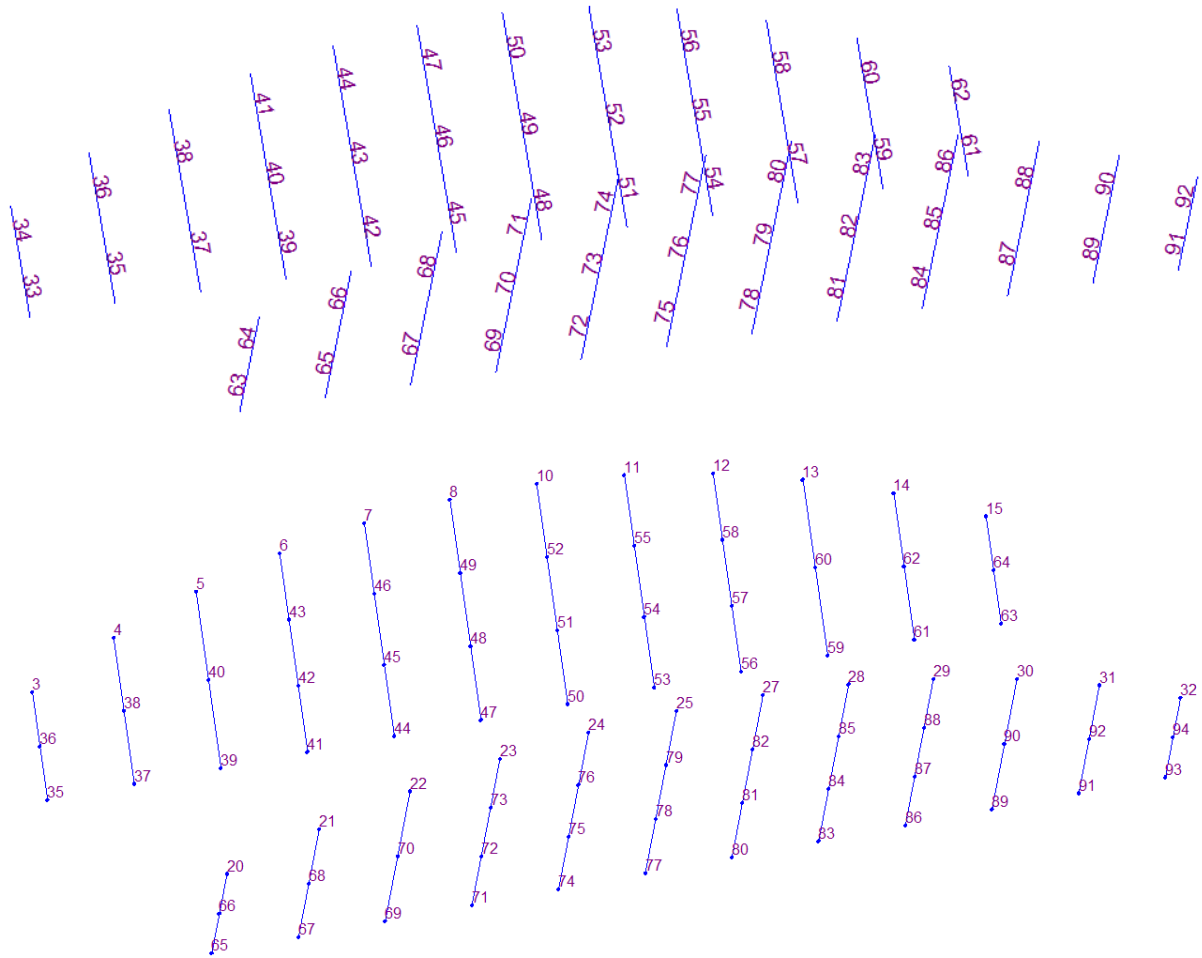


Figura 37

Numeración de elementos y nodos (vigas tirantes)

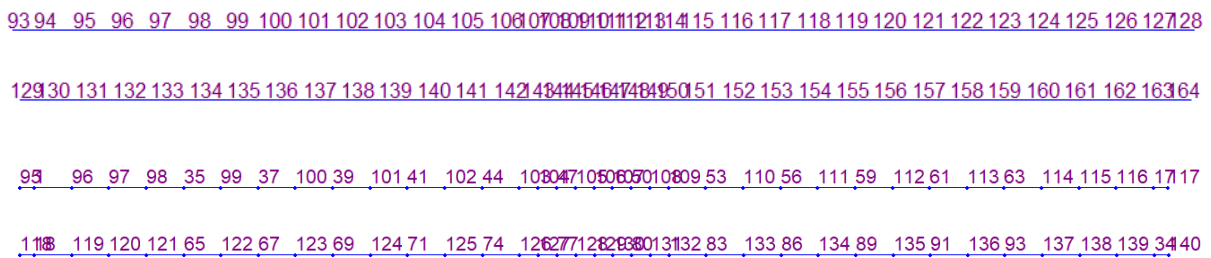




Figura 38

Numeración de elementos y nodos (vigas transversales)

<u>165</u>	<u>166</u>	<u>167</u>	<u>168</u>	<u>169</u>	<u>170</u>	<u>171</u>	<u>172</u>	<u>173</u>	<u>174</u>	<u>175</u>	<u>176</u>	<u>177</u>	<u>178</u>	<u>179</u>	<u>180</u>	<u>181</u>	<u>182</u>	<u>183</u>	<u>184</u>	<u>185</u>	<u>186</u>	<u>187</u>	<u>188</u>	<u>189</u>	<u>190</u>	<u>191</u>	<u>192</u>	<u>193</u>	<u>194</u>	<u>195</u>	<u>196</u>	<u>197</u>	<u>198</u>	<u>199</u>	<u>200</u>	<u>201</u>	<u>202</u>	<u>203</u>	<u>204</u>	<u>205</u>	<u>206</u>	<u>207</u>	<u>208</u>	<u>209</u>	<u>210</u>	<u>211</u>	<u>212</u>	<u>213</u>	<u>214</u>	<u>215</u>	<u>216</u>	<u>217</u>	<u>218</u>	<u>219</u>	<u>220</u>	<u>221</u>	<u>222</u>	<u>223</u>	<u>224</u>	<u>225</u>	<u>226</u>	<u>227</u>	<u>228</u>	<u>229</u>	<u>230</u>	<u>231</u>	<u>232</u>	<u>233</u>	<u>234</u>	<u>235</u>	<u>236</u>																																																																																																																																								
1	97	35	37	39	41	44	47	50	53	56	59	61	63	115	17	151	162	173	184	195	206	217	228	239	250	261	272	283	294	305	316	150	161	172	183	194	205	216	227	238	249	260	271	282	293	304	315	149	160	171	182	193	204	215	226	237	248	259	270	281	292	303	314	148	159	170	181	192	203	214	225	236	247	258	269	280	291	302	313	147	158	169	180	191	202	213	224	235	246	257	268	279	290	301	312	146	157	168	179	190	201	212	223	234	245	256	267	278	289	300	311	145	156	167	178	189	200	211	222	233	244	255	266	277	288	299	310	144	155	166	177	188	199	210	221	232	243	254	265	276	287	298	309	143	154	165	176	187	198	209	220	231	242	253	264	275	286	297	308	142	153	164	175	186	197	208	219	230	241	252	263	274	285	296	307	141	152	163	174	185	196	207	218	229	240	251	262	273	284	295	306	18	120	65	67	69	71	74	77	80	83	86	89	91	93	138	34

Figura 39

Numeración de elementos y nodos (tablero)

368	380	392	404	416	428	440	452	464	476	488	500	512	524	536	548	560	572	584	596	608	620	632	644	656	668	680	692	704	716	728	740	752	764	776	788
367	379	391	403	415	427	439	451	463	475	487	499	511	523	535	547	559	571	583	595	607	619	631	643	655	667	679	691	703	715	727	739	751	763	775	787
366	378	390	402	414	426	438	450	462	474	486	498	510	522	534	546	558	570	582	594	606	618	630	642	654	666	678	690	702	714	726	738	750	762	774	786
365	377	389	401	413	425	437	449	461	473	485	497	509	521	533	545	557	569	581	593	605	617	629	641	653	665	677	689	701	713	725	737	749	761	773	785
364	376	388	400	412	424	436	448	460	472	484	496	508	520	532	544	556	568	580	592	604	616	628	640	652	664	676	688	700	712	724	736	748	760	772	784
363	375	387	399	411	423	435	447	459	471	483	495	507	519	531	543	555	567	579	591	603	615	627	639	651	663	675	687	699	711	723	735	747	759	771	783
362	374	386	398	410	422	434	446	458	470	482	494	506	518	530	542	554	566	578	590	602	614	626	638	650	662	674	686	698	710	722	734	746	758	770	782
361	373	385	397	409	421	433	445	457	469	481	493	505	517	529	541	553	565	577	589	601	613	625	637	649	661	673	685	697	709	721	733	745	757	769	781
360	372	384	396	408	420	432	444	456	468	480	492	504	516	528	540	552	564	576	588	600	612	624	636	648	660	672	684	696	708	720	732	744	756	768	780
359	371	383	395	407	419	431	443	455	467	479	491	503	515	527	539	551	563	575	587	599	611	623	635	647	659	671	683	695	707	719	731	743	755	767	779
358	370	382	394	406	418	430	442	454	466	478	490	502	514	526	538	550	562	574	586	598	610	622	634	646	658	670	682	694	706	718	730	742	754	766	778
357	369	381	393	405	417	429	441	453	465	477	489	501	513	525	537	549	561	573	585	597	609	621	633	645	657	669	681	693	705	717	729	741	753	765	777

951	96	97	98	35	99	37	100	39	101	41	102	44	103	47	105	106	107	108	109	53	110	56	111	59	112	61	113	63	114	115	116	171	17			
327	151	338	162	349	173	360	184	371	195	382	206	393	217	404	122	229	243	257	271	285	299	313	250	480	261	491	272	502	283	513	294	524	305	535	316	466
326	150	337	161	348	172	359	183	370	194	381	205	392	216	403	121	228	242	256	270	284	298	312	249	479	260	490	271	501	282	512	293	523	304	534	315	465
325	149	336	160	347	171	358	182	369	193	380	204	391	215	402	120	227	241	255	269	283	297	311	248	478	259	489	270	500	281	511	292	522	303	533	314	464
324	148	335	159	346	170	357	181	368	192	379	203	390	214	401	119	226	240	254	268	282	296	310	247	477	258	488	269	499	280	510	291	521	302	532	313	463
323	147	334	158	345	169	356	180	367	191	378	202	389	213	400	118	225	239	253	267	281	295	309	246	476	257	487	268	498	279	509	290	520	301	531	312	462
322	146	333	157	344	168	355	179	366	190	377	201	388	212	399	117	224	238	252	266	280	294	308	245	475	256	486	267	497	278	508	289	519	300	530	311	461
321	145	332	156	343	167	354	178	365	189	376	200	387	211	398	116	223	237	251	265	279	293	307	244	474	255	485	266	496	277	507	288	518	299	529	310	460
320	144	331	155	342	166	353	177	364	188	375	199	386	210	397	115	222	236	250	264	278	292	306	243	473	254	484	265	495	276	506	287	517	298	528	309	459
319	143	330	154	341	165	352	176	363	187	374	198	385	209	396	114	221	235	249	263	277	291	305	242	472	253	483	264	494	275	505	286	516	297	527	308	458
318	142	329	153	340	164	351	175	362	186	373	197	384	208	395	113	220	234	248	262	276	290	304	241	471	252	482	263	493	274	504	285	515	296	526	307	457
317	141	328	152	339	163	350	174	361	185	372	196	383	207	394	112	219	233	247	261	275	289	303	240	470	251	481	262	492	273	503	284	514	295	525	306	456
118	119	120	121	85	122	87	123	89	124	71	125	74	126	277	128	280	130	132	83	133	86	134	89	135	91	136	93	137	138	139	34	140				



3.5.2.2 Propiedades de los materiales

El concreto y acero usado en la superestructura del puente en los elementos como el arco, arriostres, vigas transversales y las péndolas tienen las siguientes propiedades:

Tabla 12

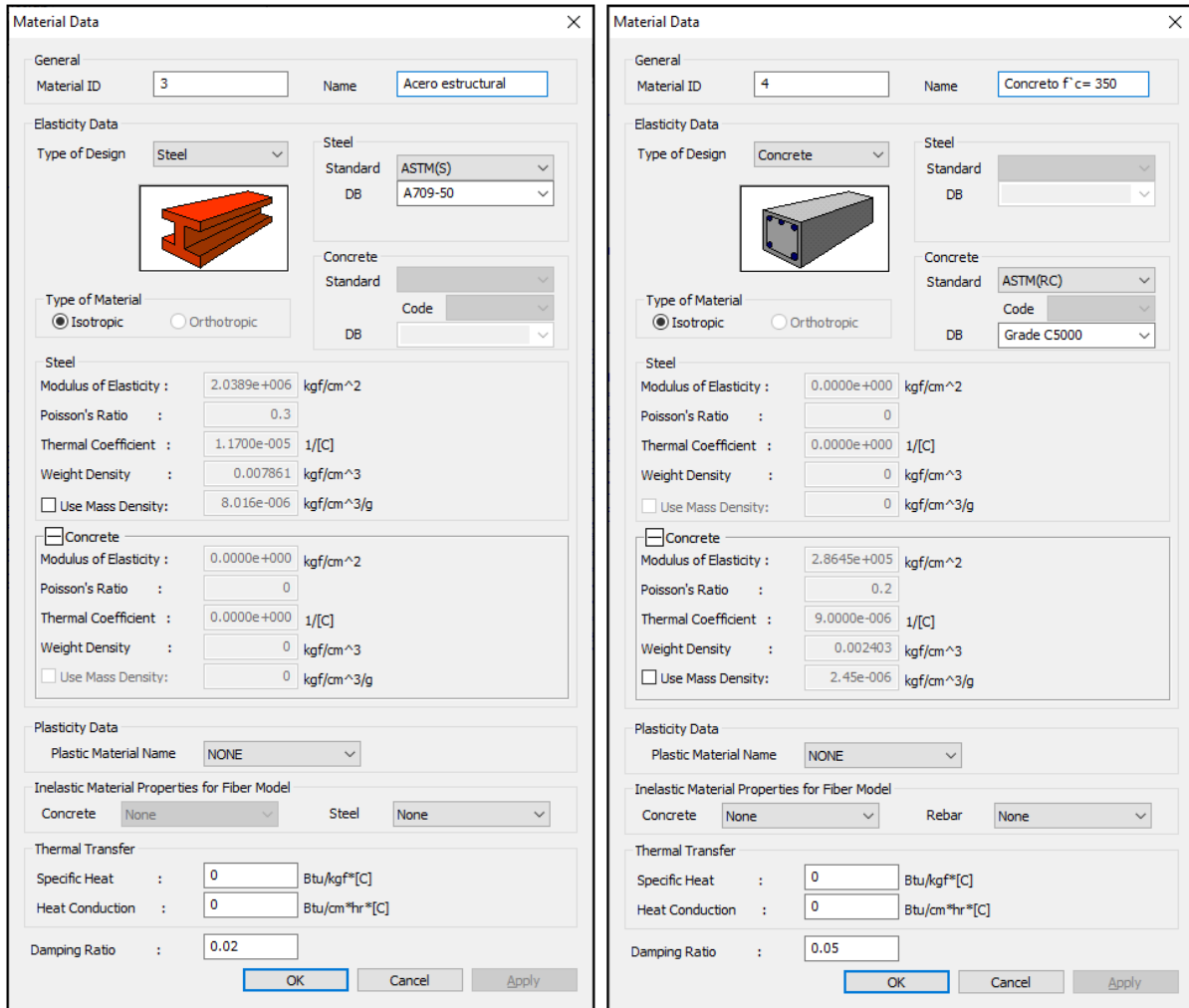
Propiedades de los materiales

Elemento	Material
Arcos	
Vigas Transversales	ASTM A709 grado 50
Vigas Longitudinales	
Péndolas	Acero ASTM A722
Losa del tablero	Concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$
Propiedades del concreto	
Peso específico del concreto (γ)	2400 kg/m^3
Módulo de elasticidad (E_c)	$15000 \times \sqrt{f'c}$
Coefficiente de Poisson del concreto (μ)	0.20 (Norma ASTM)
Propiedades del acero de refuerzo	
Esfuerzo de Fluencia del Acero (F_y)	4200 kg/cm^2
Módulo de elasticidad del acero (E_s)	2000000 kg/cm^2
Propiedades del acero de péndolas (ASTM A722)	
Esfuerzo de Fluencia del Acero (F_y)	8964.13 kg/cm^2
Módulo de elasticidad del acero (E_s)	2000000 kg/cm^2
Propiedades del acero estructural (ASTM A709 grado 50)	
Esfuerzo de Fluencia del Acero (F_y)	3515.35 kg/cm^2
Módulo de elasticidad del acero (E_s)	2038902.41 kg/cm^2



Figura 40

Propiedades de los materiales en el software



Nota: La Figura muestra la colocación de las propiedades de los materiales de los principales elementos estructurales en el software Midas Civil



3.5.2.3 Cargas consideradas para el análisis

3.5.2.3.1 Carga Muertas (DC, DW y EV)

La carga muerta está constituida principalmente por la carga del peso propio de los elementos estructurales, las veredas, las barandas combinadas y el asfalto de la superficie de rodadura.

Tabla 13

Metrado de cargas

	Elemento		Ancho (m)	Espesor (m)	Area Neta (m ²)	Longitud (m)	Cantidad	P.U (tn/m ³)	PESO (tn)
ARCOS	(ARC-01) Seccion Cajon tubular	Superior e inferior	0.736	0.025	0.0184	53.24	4	7.85	30.76
		Laterales	0.700	0.032	0.0224	53.24	4	7.85	37.45
									68.21

	Elemento		Area (m ²)	Longitud (m)	Cantidad	P.U (tn/m ³)	PESO (tn)
PENDOLAS	(PE-01) Seccion Circular	1 (Extremos)	0.0028274	2.63	4	7.71	0.230
		2	0.0028274	3.96	4	7.71	0.345
		3	0.0028274	4.98	4	7.71	0.435
		4	0.0028274	5.74	4	7.71	0.500
		5	0.0028274	6.23	4	7.71	0.543
		6 (Medio)	0.0028274	6.47	4	7.71	0.564
							2.617

	Elemento		Ancho (m)	Espesor (m)	Area (m ²)	Longitud (m)	Cantidad	P.U (tn/m ³)	PESO (tn)
VIGAS TRANSVERSALES	(VT-01) Seccion I	Ala Superior	0.300	0.019	0.006	13.00	14	7.85	8.14
		Alma	0.705	0.016	0.011	13.00	14	7.85	16.12
		Ala Inferior	0.300	0.025	0.008	13.00	14	7.85	10.72
	(VT-02) Seccion Cajon tubular	Superior	0.650	0.025	0.016	13.00	2	7.85	3.32
		Central	0.705	0.025	0.018	13.00	4	7.85	7.19
		Inferior	0.600	0.025	0.015	13.00	2	7.85	3.06
									48.55

	Elemento	Area (m ²)	Longitud Neta (m)	Cantidad	P.U (tn/m ³)	PESO (tn)
VIGA LONGITUDINAL	(VL-01) Seccion Tubular irregular	0.0954	51.3	2	7.85	76.84
						76.84

	Elemento	Base (m)	Altura (m)	Area (m ²)	Longitud (m)	Cantidad	P.U (tn/m ³)	PESO (tn)
ELEMENTOS COMPLEMENTARIOS	Losa	14.12	0.25	3.53	51.30	1	2.40	434.61
	Revestimiento de vereda	2.40	0.02	0.048	51.30	1	2.30	5.66
	Barrera de proteccion			0.233	51.30	2	2.40	57.37
	Baranda Metalica				51.30	2	0.03	3.08
	Asfalto	8.40	0.05	0.42	51.3	1	2.25	48.48
								549.21

PESO TOTAL								745.41 Tn
-------------------	--	--	--	--	--	--	--	------------------



3.5.2.3.2 Carga vehicular (LL)

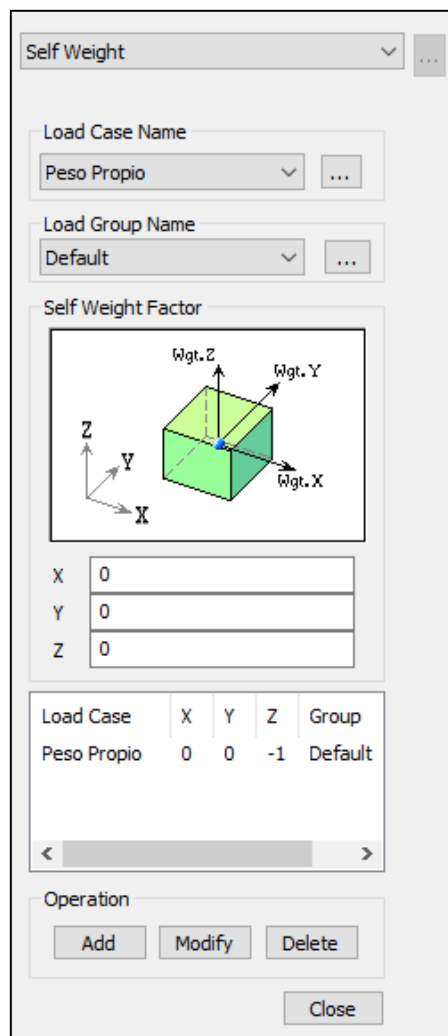
Las cargas vivas las cuales se emplearon consisten solamente en las cargas vehiculares, es decir, ha sido aplicado la carga viva HL-93 del artículo 3.6.1.2 de la norma AASHTO LRFD.

3.5.2.4 Asignación de Cargas

Las cargas que se consideraron debido al peso propio de la estructura fueron añadidas al software con un factor de 1.0 (de modo a coincidir con el metrado de cargas) actuando en el eje vertical (z).

Figura 41

Asignación del peso propio (DC)

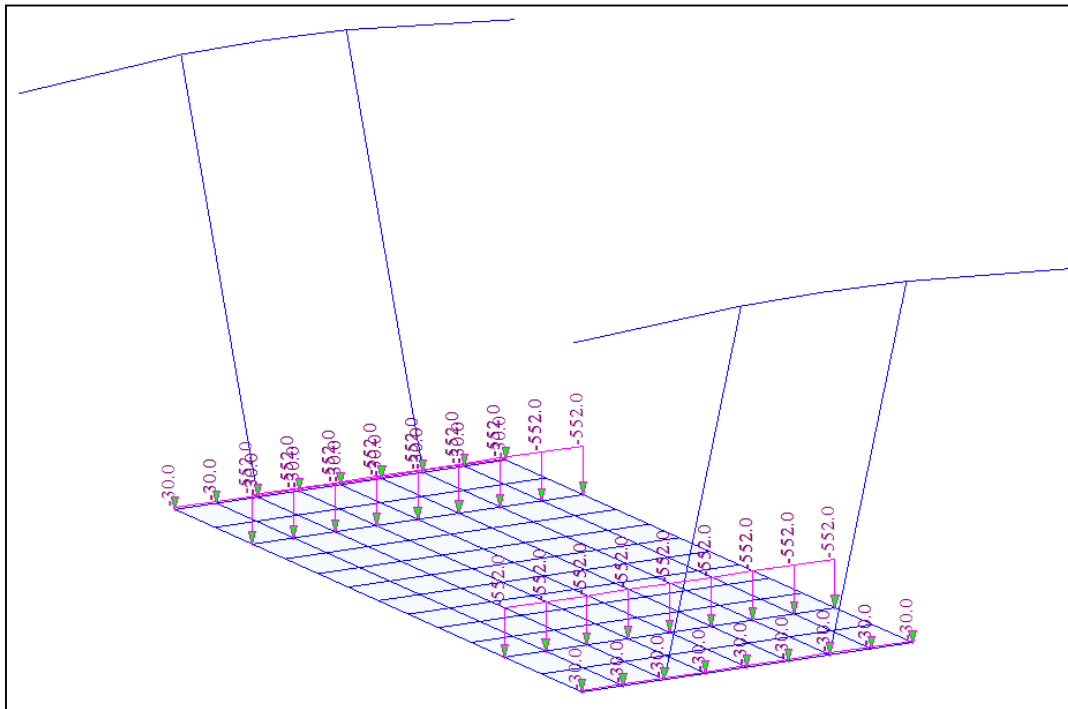


Nota: La imagen muestra la colocación de la carga del peso propio en el software Midas Civil

Las cargas equivalentes consideradas para la barrera de protección y barandas metálicas fueron asignadas como cargas distribuidas por unidad de longitud (kgf/m). La Figura 42 muestra la aplicación de la carga en el tablero en un tramo de 6.66 m.

Figura 42

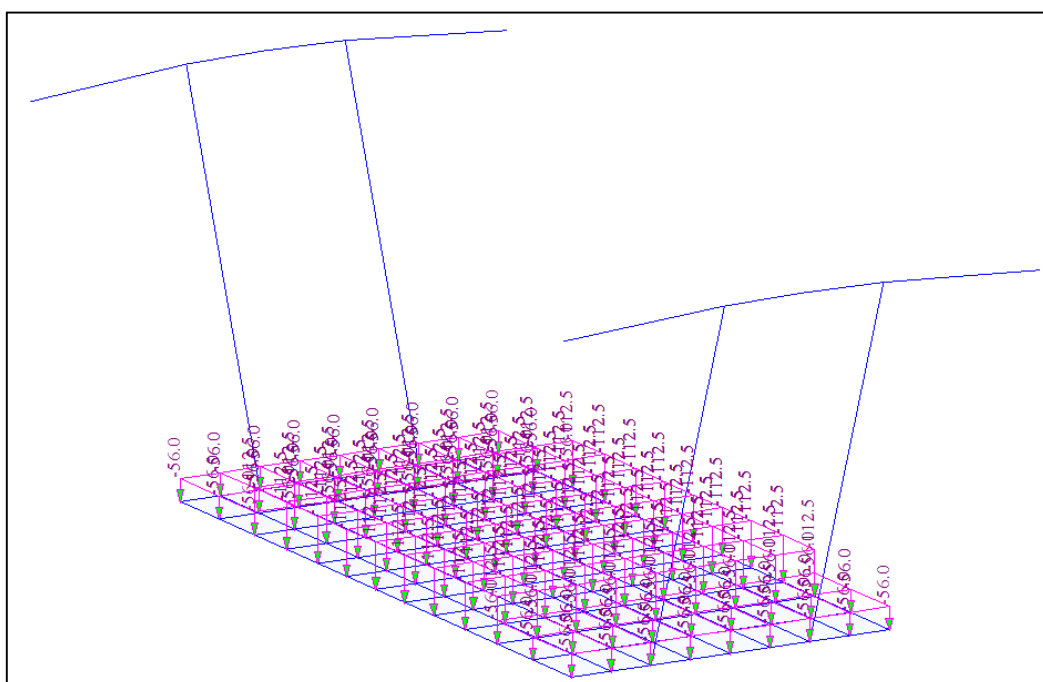
Asignación de carga muerta (DC)



La carga debido a la superficie de rodadura y el revestimiento de la vereda fueron asignadas como distribuida por unidad de área (kgf/m^2). La Figura 43 muestra la aplicación de la carga en el tablero en un tramo de 6.66 m.

Figura 43

Asignación de superficie de rodadura y revestimiento de vereda (DW)

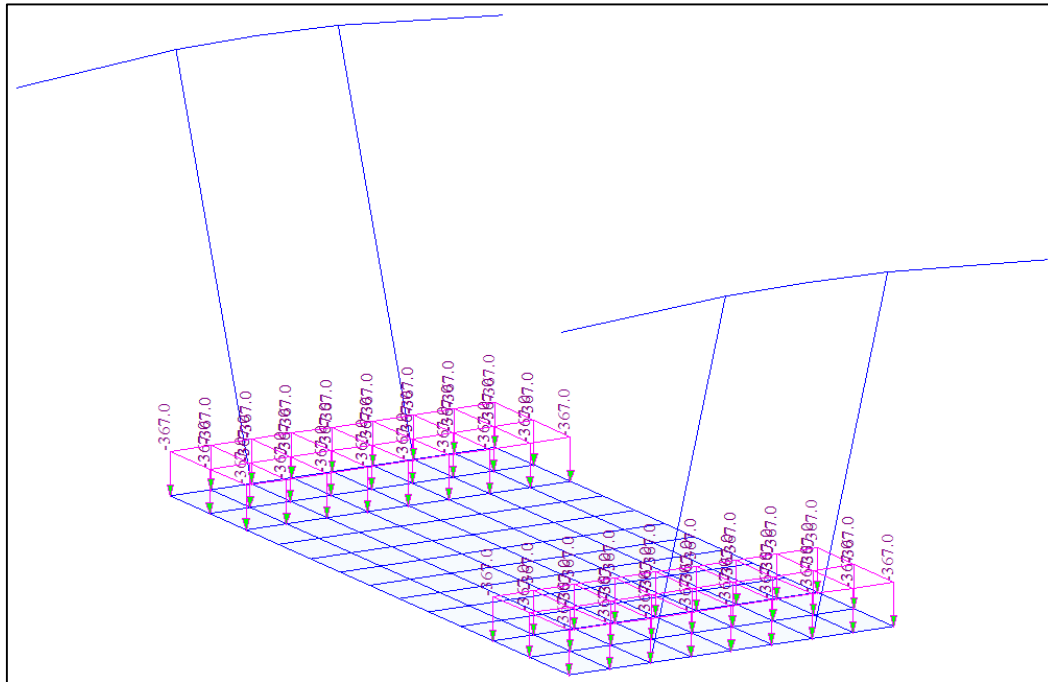




La carga viva peatonal se ha considerado 2 carriles de carga asignadas como distribuida por unidad de área (kgf/m²). La Figura 44 muestra la aplicación de la carga en un tramo de 23.3 m.

Figura 44

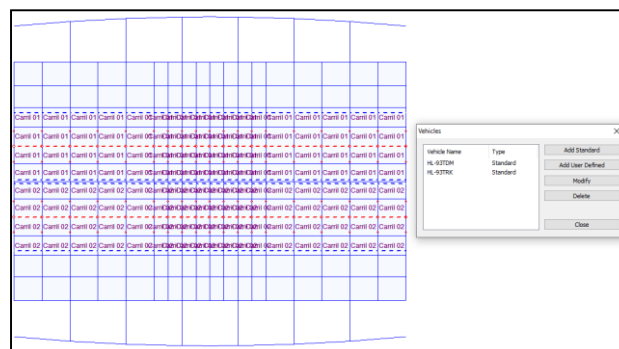
Asignación de carga peatonal



Para la carga viva (combinaciones de servicio y resistencia) se han considerado dos carriles de carga correspondientes a la carga móvil. Se han usado dos camiones de diseño. La Figura 45 muestra la aplicación de los carriles en el tablero en un tramo de 23.3 m.

Figura 45

Asignación de carriles para los vehículos de diseño



Se definieron los dos vehículos de diseño, camión (HL-93TRK) y tándem (HL-93TDM)



Figura 46

Propiedades de los vehículos de diseño

Define Standard Vehicular Load (Left Screenshot)

Standard Name: AASHTO LRFD Load

Vehicular Load Properties:

- Vehicular Load Name: HL-93TRK
- Vehicular Load Type: HL-93TRK
- Dynamic Load Allowance: 33 %

Diagram (a) shows a truck with three axles (P₁, P₂, P₃) and a wheel spacing of $D_1 \sim D_2 \sim D_3$. Diagram (b) shows a truck with three axles (P₁, P₂, P₃) and a wheel spacing of $D_1 \sim D_2 \sim D_3$ with a 90% reduction factor (x 90%).

Lane Support-Neg. Moment/ Reaction	Application
Not assigned	a
Assigned	a, b

No	Load(kN)	Spacing(m)	W
1	35.5858	4.2672	8.406090708 kN/m
2	142.343	4.2672	r 90 %
3	142.343	9.144	Dist. 15.24 m

Define Standard Vehicular Load (Right Screenshot)

Standard Name: AASHTO LRFD Load

Vehicular Load Properties:

- Vehicular Load Name: HL-93TDM
- Vehicular Load Type: HL-93TDM
- Dynamic Load Allowance: 33 %

Diagram shows a truck with two axles (P₁, P₂) and a wheel spacing of D_1 .

No	Load(kN)	Spacing(m)	W
1	111.206	1.2192	9.340100787 kN/m
2	111.206	end	Ps 0 kN
			Pm 0 kN
			dW1 0 kN/m
			dD1 0 m
			dW2 0 kN/m
			0 m

Se han considerado el caso de carga para las combinaciones de resistencia y servicio los cuales incluyen la combinación del camión (HL-93TRK) y tándem (HL-93TDM)



Figura 47

Asignación de la carga vehicular

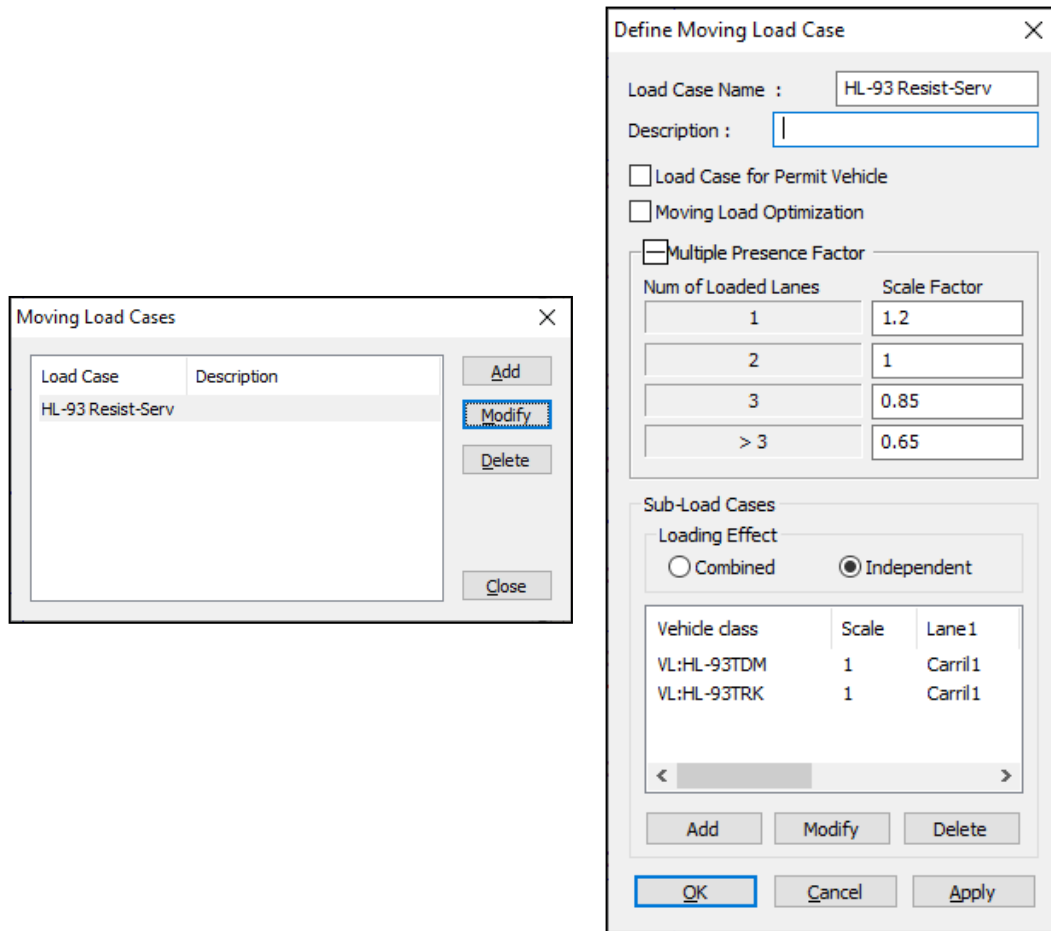


Tabla 14

Resumen de cargas asignadas

Resumen cargas unitarias de área		
Descripción	Unidad	Carga
Asfalto	kgf/m ²	112.5
Revestimiento de vereda	kgf/m ²	56.0
Barrera de protección	kgf/m	552.0
Baranda metálica	kgf/m	30



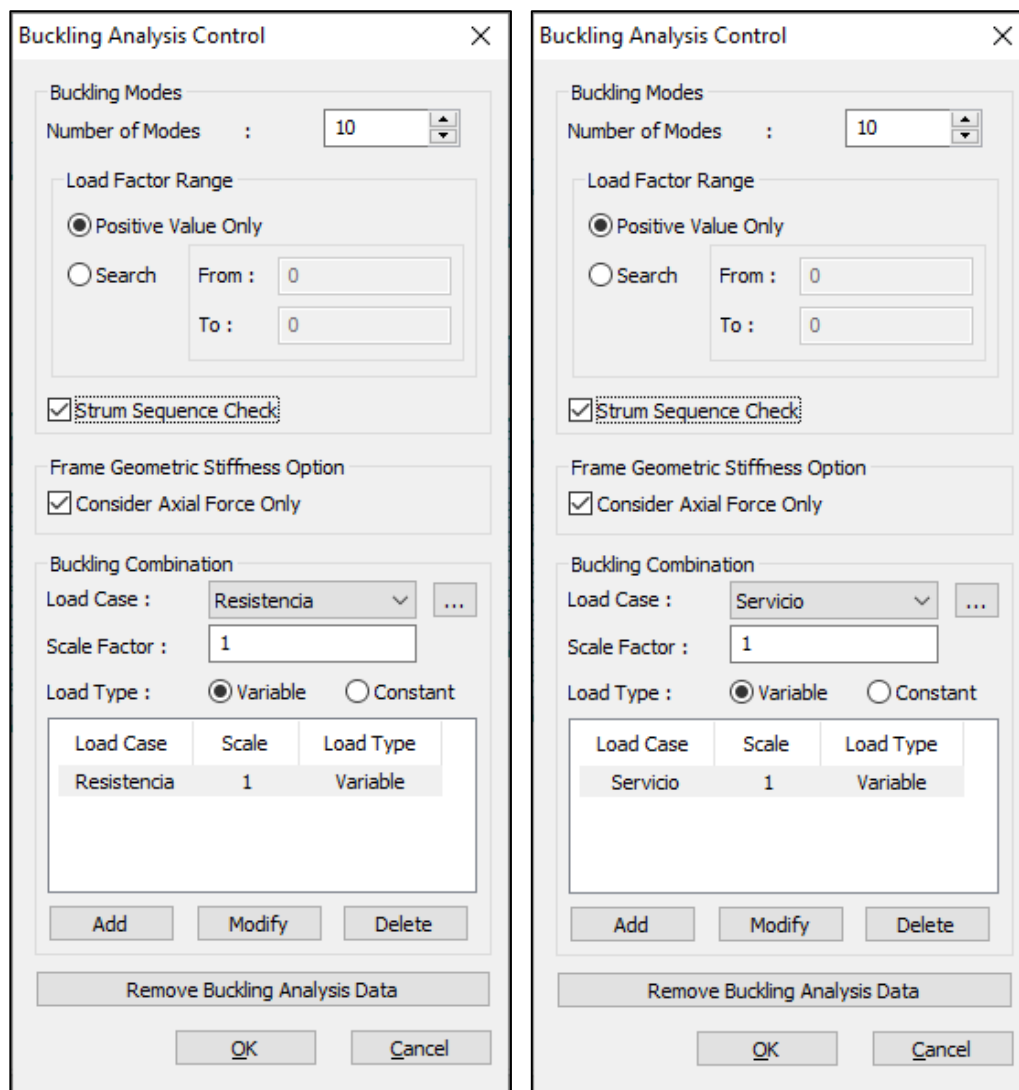
3.5.3 Análisis del Factor de carga crítica

El análisis del factor de carga crítica evaluado para el puente Enrique P. Mejia se da mediante un problema de autovalores y autovectores, esto mediante el método de elementos finitos aplicados y desarrollados por el mismo software, siendo así que para esta investigación se llegó a obtener el valor de factor de carga crítica las combinaciones de carga de resistencia y servicio.

Para el ingreso de datos para este análisis en el software es necesario proporcionar el número de modos de pandeo que se desea, y configurar los factores de carga para cada combinación de carga.

Figura 48

Asignación del análisis de Pandeo (Servicio y Resistencia)

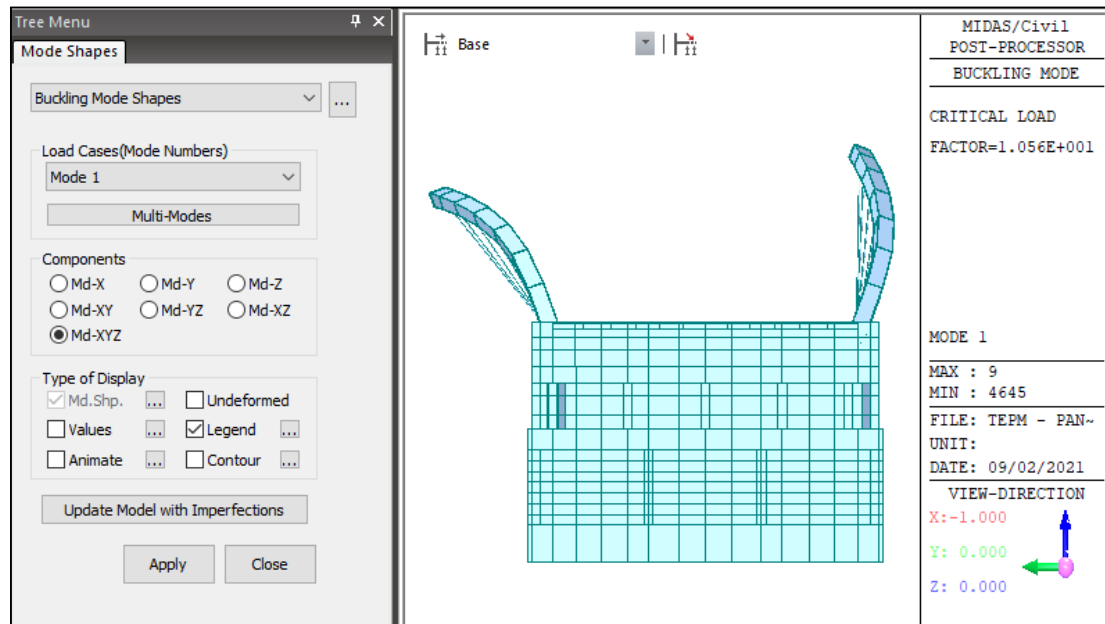


Y finalmente el software te permite obtener los modos de pandeo (autovector) y los valores de factor de carga crítica (autovalor) para cada modo.



Figura 49

Obtención de modos de pandeo



3.5.4 Análisis sísmico dinámico modal espectral

3.5.4.1 Identificación de los parámetros sísmicos según el manual de puentes del MTC-2018

Los parámetros necesarios para realizar un análisis sísmico se encuentran plasmados y detallados en el manual de puentes MTC-2018, basándonos en este documento se necesita primeramente conocer la zona del puente y por ende la clase de sitio.

Según el estudio geotécnico proporcionado por la empresa “VIDAL HERMANOS CONTRATISTAS GENERALES S.R.L.” mediante ensayos se tiene que el tipo de suelo y perfil donde se encuentra el puente Enrique P. Mejía está constituido por suelo muy denso y roca suelo, por ende para este suelo se tomó una clase de sitio “C”, y esto se puede contrastar con la siguiente tabla.



Tabla 15

Tipo de suelo y perfil

Clases de Sitio	Tipo de Suelo y Perfil
A	Roca dura con medida de velocidad de onda de corte, $\overline{v_s} > 5,000$ ft/s
B	Roca con $2,500$ ft /s $< \overline{v_s} < 5,000$ ft/s
C	Suelo muy denso y roca suelo $1,200$ ft/s $< \overline{v_s} < 2,500$ ft/s, o con cualquiera $\overline{N} > 50$ golpes/ ft, o $\overline{S_u} > 2.0$ ksf
D	Suelo rígido con 600 ft/s $< \overline{v_s} < 1,200$ ft/s, o con cualquiera $15 < \overline{N} < 50$ golpes/ ft, o $1.0 < \overline{S_u} < 2.0$ ksf
E	Perfil de suelo con $\overline{v_s} < 600$ ft/s o con cualquiera $\overline{N} < 15$ golpes/ ft o $\overline{S_u} < 1.0$ ksf, o cualquier perfil con más de 10 ft de arcilla blanda definida como suelo con $PI > 20$, $w > 40$ por ciento y $\overline{S_u} < 0.5$ ksf
F	Suelos que requieren evaluaciones específicas de sitio, tales como: <ul style="list-style-type: none"> • Turbas o arcillas altamente orgánicas ($H > 10$ ft de turba o arcilla altamente orgánica donde H = espesor del suelo) • Arcillas de alta plasticidad ($H > 25$ ft con $PI > 75$) • Estratos de Arcillas de buen espesor, blandas o semirrígidas ($H > 120$ ft)

Nota: La tabla extraída de (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018) muestra los tipos de suelo y perfil y la selección de esto para el caso de estudios la colocación de la carga del peso propio en el software Midas Civil

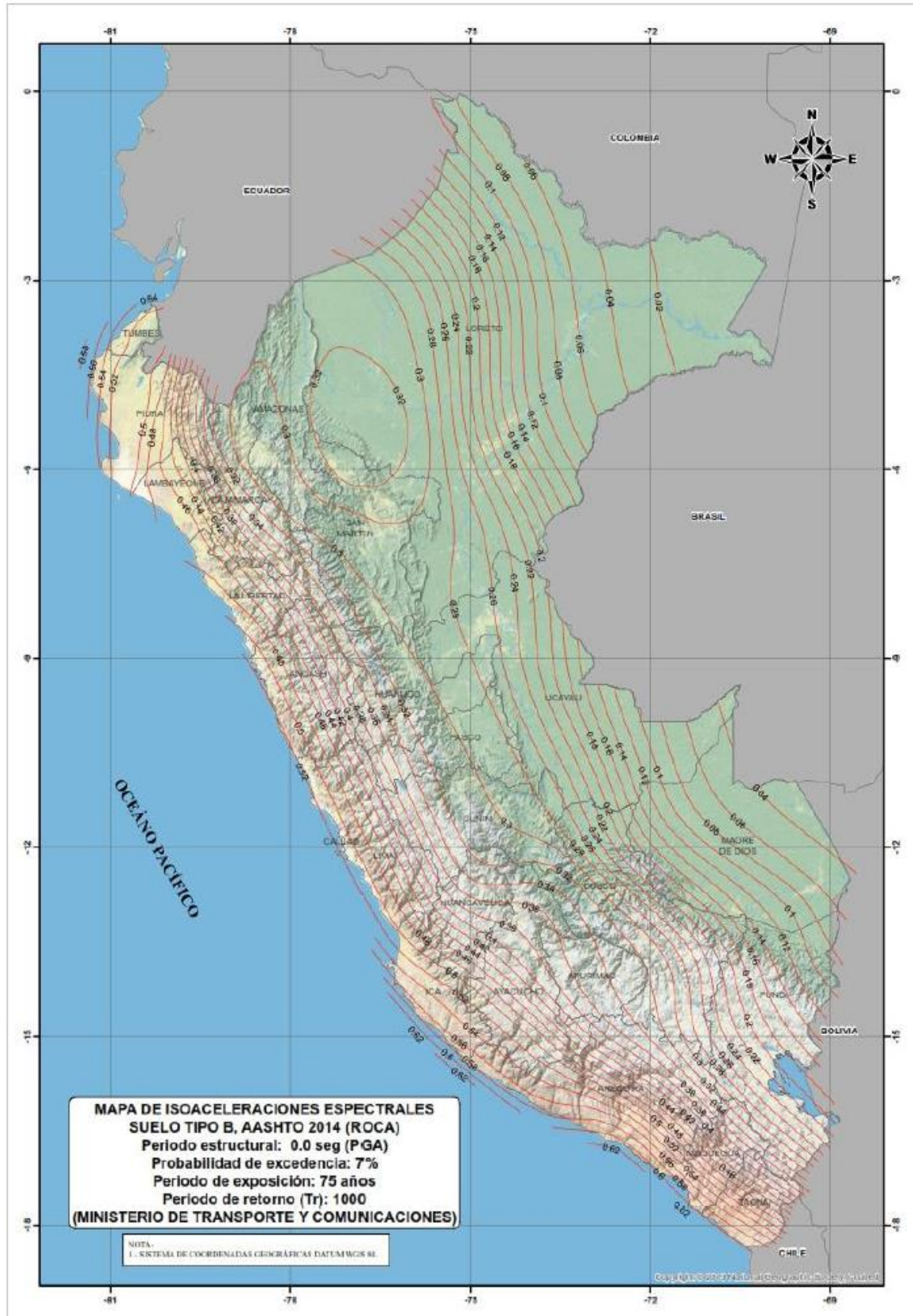
También es necesario tener en cuenta que este puente está catalogado como un puente esencial, es decir, estos puentes deberían estar abiertos para vehículos de emergencia o para fines de seguridad después de un sismo de diseño con un periodo de retorno de 1000 años.

Luego se procede a determinar el PGA, S_s y S_1 todo esto según los mapas de isoaceleraciones espectrales suelo tipo B, AASHTO 2014 del Manual de Puentes 2018.

Por medio del mapa de isoaceleraciones para un periodo estructural de 0 segundos, (ver Figura 50) se determina que el PGA para un $T_r=1000$ años para el puente Enrique P. Mejia es 0.25.

Figura 50

Mapa de Isoaceleraciones para un periodo estructural de 0 seg

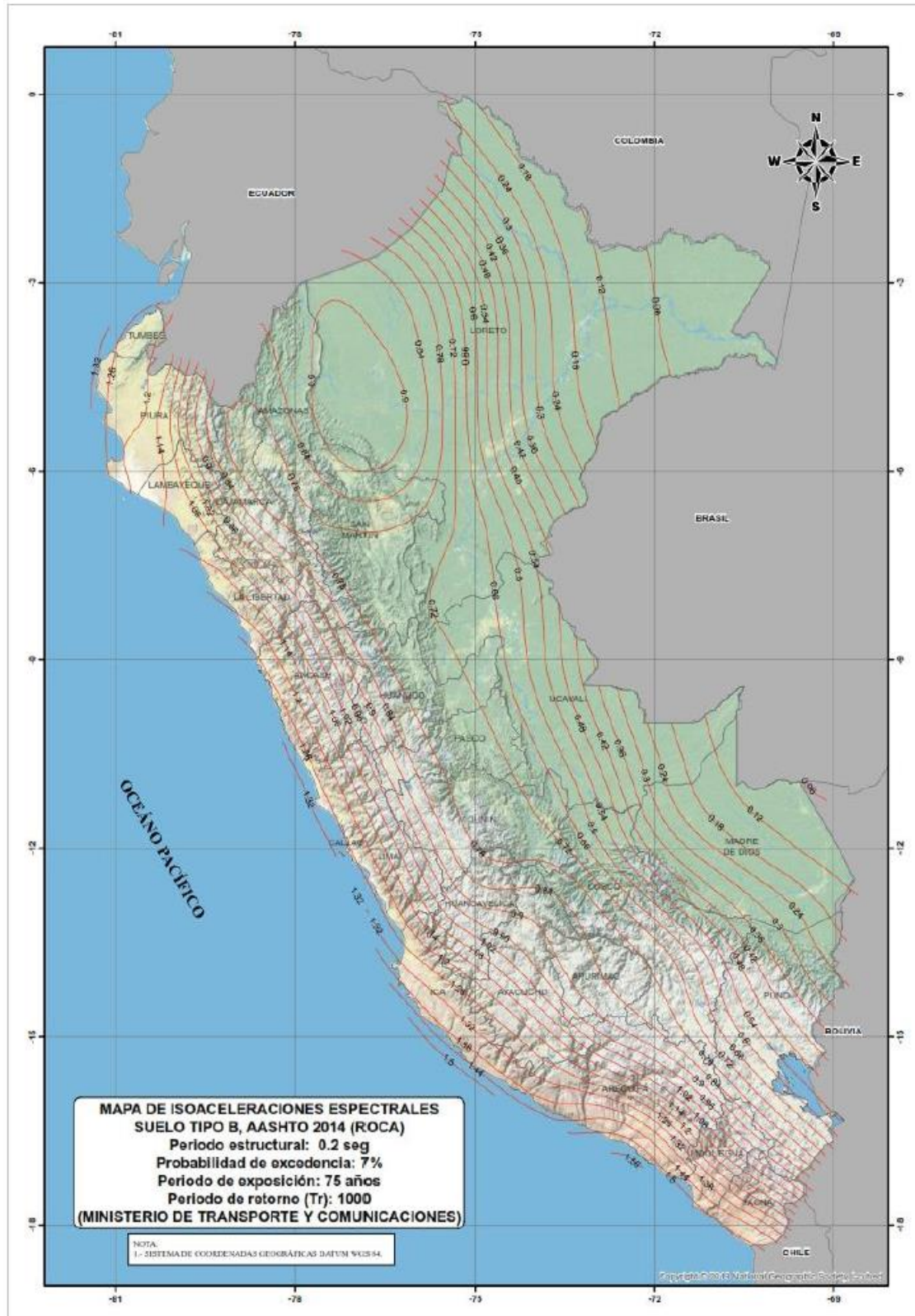




Para el valor de S_s mediante el uso del mapa de isoaceleraciones para un periodo estructural de 0.2 segundo (Ver figura 51) se determina que el S_s para un $T_r=1000$ años es 0.64

Figura 51

Mapa de Isoaceleraciones para un periodo estructural de 0.2 seg



Y para el valor de S_1 usando el mapa de isoaceleraciones para un periodo estructural de 1 segundos (ver Figura 52) se determina que el S_1 para un $T_r=1000$ años es 0.19.

Figura 52

Mapa de Isoaceleraciones para un periodo estructural de 1 seg

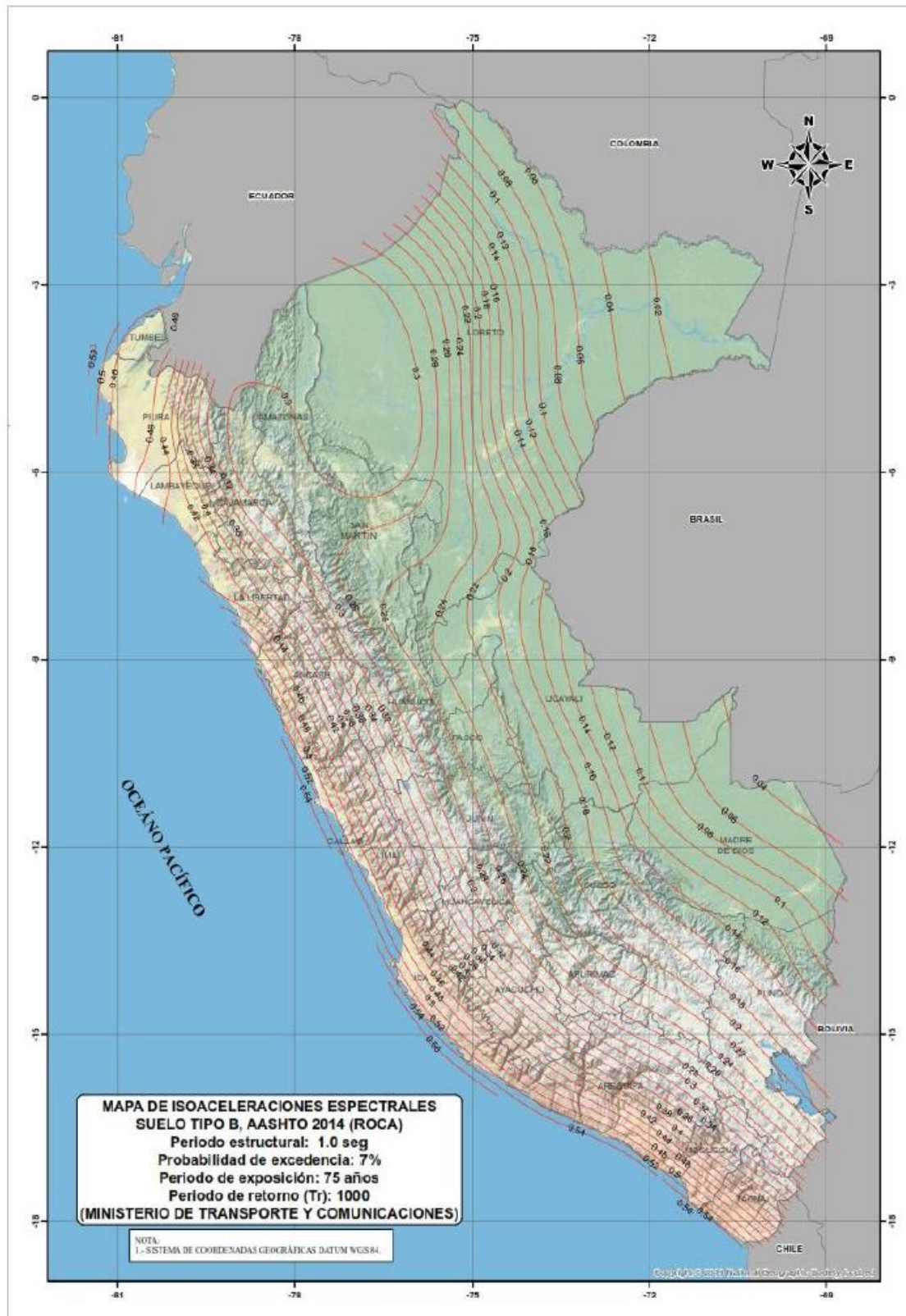






Figura 53

Datos preliminares

	UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	
Tesis:	"Determinación del campo de desplazamientos y fuerzas internas mediante un análisis lineal y no lineal para el puente arco de acero estructural Enrique P. Mejía, Sicuani, Canchis, Cusco – Perú"	
Autor:	Rodrigo Gamarra Morveli	
Fecha:		
<u>Parámetros sísmicos según el manual de puentes MTC-2018</u>		
Clase de sitio : <u> C </u> Clasificación de puente : <u> Esencial </u> Periodo de retorno : <u> 1000 años </u> <u>Datos de los mapas de isoaceleraciones espectrales :</u> Pico de aceleración (Pga) = <u> 0.25 </u> g, Periodo corto (Ss) = <u> 0.64 </u> g, Periodo largo (S1) = <u> 0.19 </u> g,		

3.5.4.2 Espectro de respuesta de diseño

Según a las consideraciones propuestas en el AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design el espectro de diseño sísmico se obtendrá por medio de estimar el coeficiente de aceleración A_s , coeficiente de aceleración S_{DS} para periodos cortos (0.2s) y coeficiente de aceleración S_{D1} para un periodo de 1.0s. Estos coeficientes serán calculados de la siguiente manera:

$$A_s = F_{pga} PGA \quad S_{DS} = F_a S_s \quad S_{D1} = F_v S_1 \quad (43)$$

Para estimar el valor del coeficiente F_{pga} , F_a y F_v se utilizan las tablas proporcionadas por el manual de puentes del MTC - 2018.



Tabla 16

Coefficientes para periodo corto de PGA y Aceleración Espectral

Clase del Sitio	Coefficientes para periodo corto de PGA y Aceleración Espectral				
	PGA ≤ 0.10 S _s ≤ 0.25	PGA = 0.20 S _s = 0.50	PGA = 0.30 S _s = 0.75	PGA = 0.40 S _s = 1.00	PGA ≥ 0.50 S _s ≥ 1.25
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	Se deben considerar investigaciones geotécnicas y análisis dinámicos específicos para la zona de estudio.				

Nota: La tabla extraída de (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018) muestra los tipos de suelo y perfil

El cálculo de los coeficientes F_{pga} y F_a se da con la Tabla 18 mediante una interpolación lineal para el puente Enrique P. Mejía nos da un valor de 1.15 y 1.144 respectivamente.

Tabla 17

Coefficientes de aceleración espectral para periodo a 1 s

Clase de Sitio	Coefficientes de Aceleración Espectral para periodo a 1 s				
	S ₁ ≤ 0.10	S ₁ = 0.20	S ₁ = 0.30	S ₁ = 0.40	S ₁ ≥ 0.50
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	Se deben considerar investigaciones geotécnicas y análisis dinámicos específicos para la zona de estudio.				

Nota: La tabla extraída de (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018) muestra los tipos de suelo y perfil y la selección de esto para el caso de estudios la colocación de la carga del peso propio en el software Midas Civil

Para el cálculo del coeficiente F_v se utiliza la Tabla 19, y mediante una interpolación lineal se llegó al valor final de $F_v = 1.61$.

Una vez calculado el valor de los coeficientes se procede a determinar los parámetros para el diseño del espectro de respuesta de aceleraciones, tales como: coeficiente de aceleración A_s , S_{DS} para periodos cortos (0.2 s), S_{D1} para periodos largos (1.0 s) y los periodos T_0 y T_s .



Figura 54

Datos de tablas y Periodos

Datos de las tablas :

Factor de clase de sitio :

$$F_{pga} = \underline{\underline{1.15}} \text{ g,}$$

$$F_a = \underline{\underline{1.144}} \text{ g,}$$

$$F_v = \underline{\underline{1.61}} \text{ g,}$$

$A_s = F_{pga} PGA$	$A_s = \underline{\underline{0.2875}} \text{ g,}$
$S_{DS} = F_s S_s$	$S_{DS} = \underline{\underline{0.73216}} \text{ g,}$
$S_{D1} = F_v S_1$	$S_{D1} = \underline{\underline{0.3059}} \text{ g,}$

Periodos :

$T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$	$T_0 = \underline{\underline{0.084}} \text{ s,}$
$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$	$T_s = \underline{\underline{0.418}} \text{ s,}$

A partir de los anteriores valores calculados es posible obtener el espectro de respuesta sísmico de diseño para el puente Enrique P. Mejia, este grafico tiene como abscisas el coeficiente sísmico elástico (csm), este también calculado con los anteriores factores y periodos, y como ordenadas el tiempo.

Figura 55

Datos previos para la elaboración del espectro

Datos previos :

PGA	=	0.250
S_s	=	0.640
S_1	=	0.190
F_{pga}	=	1.150
F_a	=	1.144
F_v	=	1.610
A_s	=	0.288
S_{DS}	=	0.732
S_{D1}	=	0.306
T_0	=	0.084
T_s	=	0.418

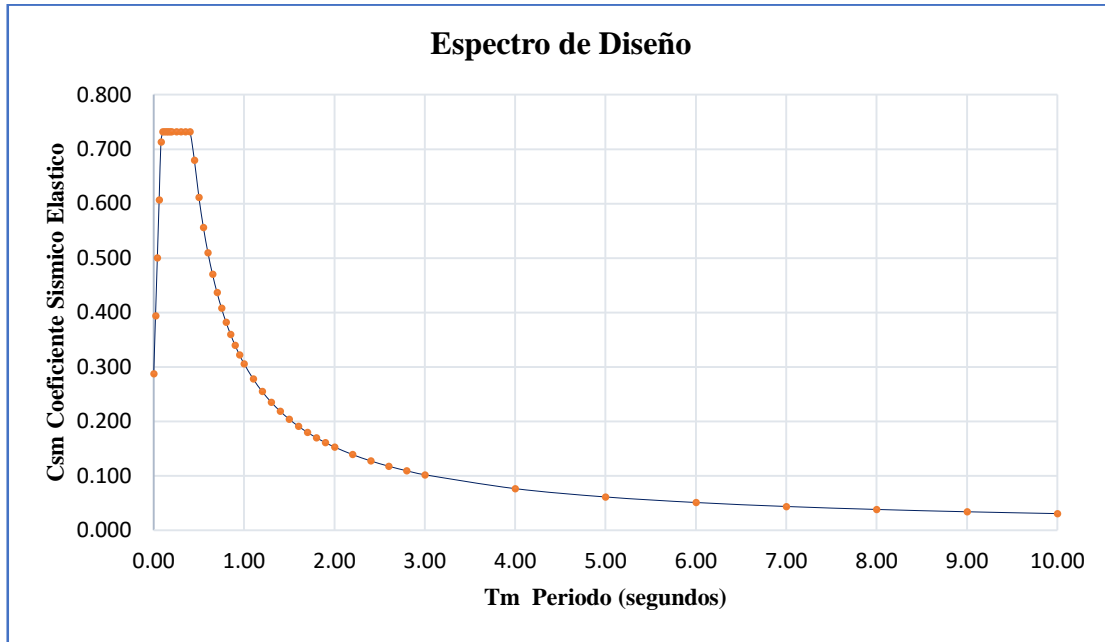
Coefficiente de respuesta sísmica elastica :

$$\left\{ \begin{array}{l} C_{sm} = (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s \Rightarrow \boxed{T \leq T_0} \\ C_{sm} = S_{DS} \Rightarrow \boxed{T_0 \leq T \leq T_s} \\ C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T} \Rightarrow \boxed{T \geq T_s} \end{array} \right.$$



Figura 56

Espectro de Diseño para el puente Enrique P. Mejia



Al tener el espectro de diseño ya definido según el manual de puentes del MTC-2018 se introduce estos valores al software Midas Civil 2019, así también definiendo la carga para sismo utilizando el método CQC (Combinación Cuadrática Completa) como método de combinación modal.

Figura 57

Espectro de diseño en el software

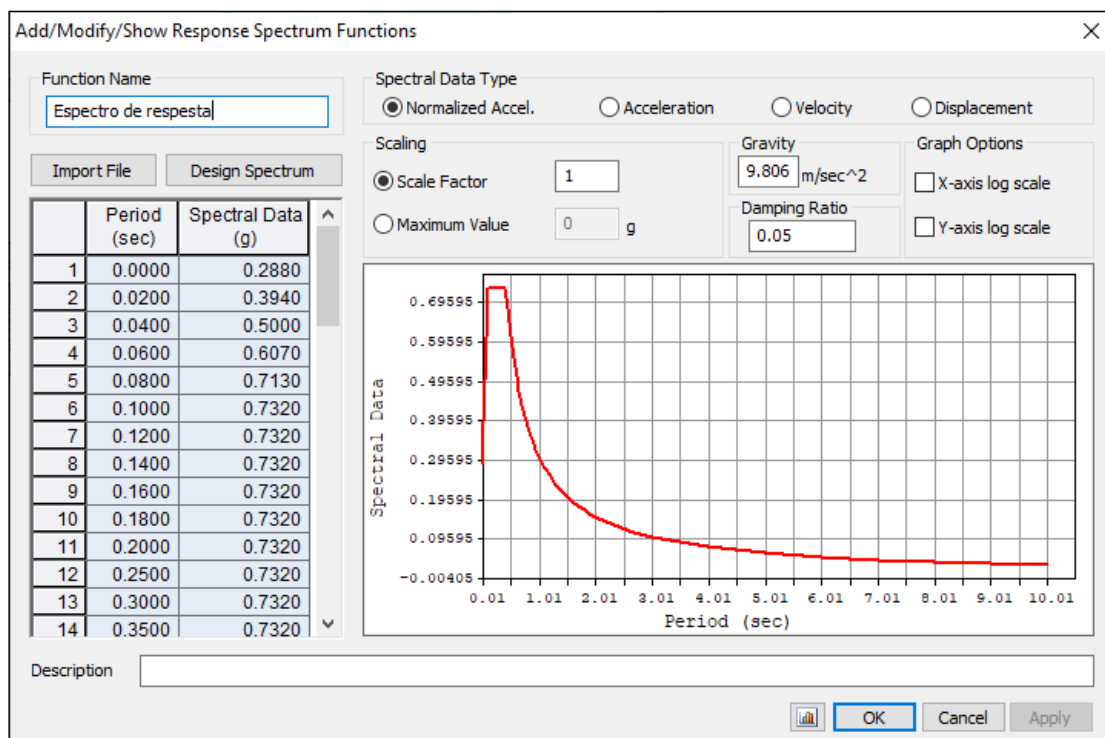




Figura 58

Asignación de la carga de sismo en el software

Spectrum Load Case

Load Case Name: Sismo en X

Direction: X-Y

Excitation Angle: 0 [deg]

Scale Factor: 1

Period Modification Factor: 1

Modal Combination Control: ...

Spectrum Functions

Function Name (Damping Ratio)

Espectro de Diseño (0.05)

Apply Damping Method

Damping Method...

Correction by Damping Ratio

Interpolation of Spectral Data

Linear Logarithm

Description:

LoadCase	Direction	Scale
Sismo en X	X-Y	1
Sismo en Y	X-Y	1

Modal Combination Control

Modal Combination Type

SRSS CQC ABS Linear

Add signs(+,-) to the Results

Along the Major Mode Direction

Along the Absolute Maximum Value

Select Mode Shapes

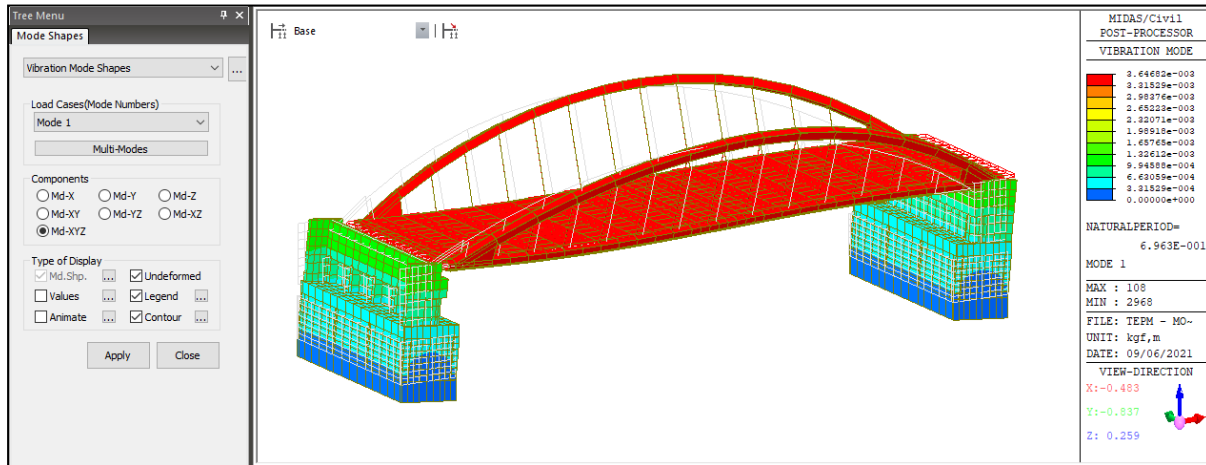
OK Cancel

3.5.4.3 Modos de vibración y masas participativas

Con los datos introducidos es posible obtener los modos de vibración para un análisis modal espectral como lo muestra la Figura 59, y a partir de este obtener también los resultados de frecuencia y periodo para cada modo de vibración.

Figura 59

Obtención de modos de vibración



Con este análisis se llega a tener la masa participativa para cada modo de vibración de la forma en la cual se muestra en la Figura 60.

Figura 60

Obtención de masa participativa

Node	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ						
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
	Mode No	TRAN-X MASS(%)	TRAN-X SUM(%)	TRAN-Y MASS(%)	TRAN-Y SUM(%)	TRAN-Z MASS(%)	TRAN-Z SUM(%)	ROTN-X MASS(%)	ROTN-X SUM(%)	ROTN-Y MASS(%)	ROTN-Y SUM(%)	ROTN-Z MASS(%)	ROTN-Z SUM(%)
	1	42.58	42.58	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.72	0.72	0.00	0.00
	2	0.56	43.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.84	7.56	0.00	0.00
	3	0.00	43.13	0.00	0.00	0.18	0.18	0.00	0.00	0.00	7.56	0.00	0.00
	4	0.00	43.13	2.87	2.87	0.00	0.18	11.03	11.03	0.00	7.56	0.00	0.00
	5	0.00	43.13	0.00	2.87	19.63	19.80	0.00	11.03	0.00	7.56	0.00	0.00
	6	0.00	43.13	0.00	2.87	0.00	19.80	0.00	11.03	0.00	7.56	0.09	0.09
	7	0.00	43.13	0.00	2.87	0.26	20.07	0.00	11.03	0.00	7.56	0.00	0.09
	8	19.40	62.54	0.00	2.87	0.00	20.07	0.00	11.03	0.03	7.59	0.00	0.09
	9	0.00	62.54	0.00	2.87	11.03	31.10	0.00	11.03	0.00	7.59	0.00	0.09
	10	0.00	62.54	20.22	23.08	0.00	31.10	34.55	45.58	0.00	7.59	0.00	0.09
	11	0.00	62.54	29.92	53.00	0.00	31.10	4.52	50.09	0.00	7.59	0.01	0.10
	12	0.00	62.54	0.00	53.00	0.00	31.10	0.00	50.09	0.50	8.10	0.00	0.10
	13	0.00	62.54	0.02	53.02	0.00	31.10	0.00	50.10	0.00	8.10	23.57	23.68
	14	0.02	62.56	0.00	53.02	0.00	31.10	0.00	50.10	4.92	13.01	0.00	23.68
	15	0.00	62.56	0.00	53.02	0.00	31.10	0.00	50.10	0.00	13.01	25.73	49.40
	16	0.00	62.56	11.92	64.94	0.00	31.10	1.48	51.58	0.00	13.01	0.00	49.40
	17	0.00	62.56	0.00	64.94	5.44	36.54	0.00	51.58	0.00	13.01	0.00	49.40
	18	0.04	62.61	0.00	64.94	0.00	36.54	0.00	51.58	31.58	44.59	0.00	49.40
	19	0.00	62.61	0.01	64.96	0.00	36.54	0.09	51.67	0.00	44.59	0.00	49.41
	20	0.00	62.61	0.00	64.96	0.00	36.54	0.00	51.67	0.00	44.59	3.30	52.71
	21	0.00	62.61	0.00	64.96	0.57	37.11	0.00	51.67	0.00	44.59	0.00	52.71
	22	0.00	62.61	0.00	64.96	55.79	92.90	0.00	51.67	0.00	44.60	0.00	52.71
	23	0.01	62.62	0.00	64.96	0.00	92.90	0.00	51.67	51.28	95.88	0.00	52.71
	24	0.00	62.62	0.00	64.96	0.00	92.90	0.00	51.67	0.00	95.88	6.55	59.25
	25	0.00	62.62	2.99	67.94	0.00	92.90	8.02	59.68	0.00	95.88	0.00	59.25

3.5.4.4 Obtención de fuerzas internas

Con este método se llegó a calcular y obtener las fuerzas internas que se producen en la estructura debido a la carga de sismo, y así poder tener el resultado de estas fuerzas internas para las combinaciones, esto específicamente en los arcos, este arco se dividió en 16 elementos como muestra en el Figura 61 para así poder tener los resultados de las fuerzas internas en los nodos de estos.

Figura 61

Opciones para la obtención de las fuerzas internas

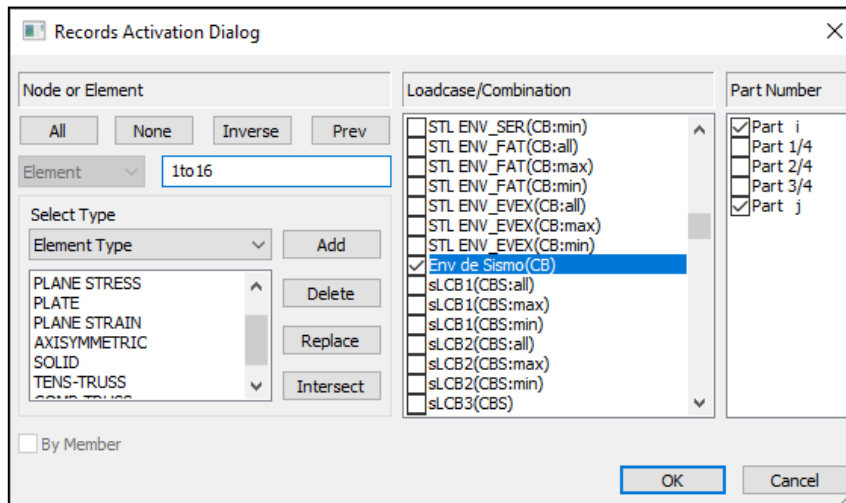


Figura 62

Obtención de las fuerzas internas

Elem	Load	Part	Axial (kgf)	Shear-y (kgf)	Shear-z (kgf)	Torsion (kgf*m)	Moment-y (kgf*m)	Moment-z (kgf*m)
1	Env de Sismo	J[1]	86673.34	9501.71	10884.69	12247.36	65565.97	11541.16
1	Env de Sismo	J[2]	86673.34	9501.71	10884.69	12247.36	27542.03	26080.56
2	Env de Sismo	J[2]	160697.49	6133.55	10564.76	7774.52	99951.86	27121.77
2	Env de Sismo	J[3]	160697.49	6133.55	10564.76	7774.52	64040.86	43192.61
3	Env de Sismo	J[3]	155310.09	2458.83	9749.48	11877.41	63749.00	43155.70
3	Env de Sismo	J[4]	155310.09	2458.83	9749.48	11877.41	32925.33	43032.49
4	Env de Sismo	J[4]	149728.83	3909.12	8907.79	13254.63	32497.31	42959.71
4	Env de Sismo	J[5]	149728.83	3909.12	8907.79	13254.63	18456.80	31379.35
5	Env de Sismo	J[5]	145068.43	5760.26	7957.63	12310.36	19138.38	31356.84
5	Env de Sismo	J[6]	145068.43	5760.26	7957.63	12310.36	36527.54	21659.20
6	Env de Sismo	J[6]	141365.65	6285.13	6377.67	9484.35	37423.43	21678.92
6	Env de Sismo	J[7]	141365.65	6285.13	6377.67	9484.35	53809.85	31025.52
7	Env de Sismo	J[7]	138572.06	4949.24	3825.10	5320.33	54400.41	31026.95
7	Env de Sismo	J[8]	138572.06	4949.24	3825.10	5320.33	62882.65	33879.12
8	Env de Sismo	J[8]	137015.43	4148.05	1331.78	1666.84	63079.80	33890.05
8	Env de Sismo	J[9]	137015.43	4148.05	1331.78	1666.84	63514.25	29068.89
9	Env de Sismo	J[9]	136988.34	4145.08	1327.35	1664.23	63513.35	29068.88
9	Env de Sismo	J[10]	136988.34	4145.08	1327.35	1664.23	63085.50	33888.50
10	Env de Sismo	J[10]	138545.36	4949.83	3820.38	5318.21	62888.44	33877.60
10	Env de Sismo	J[11]	138545.36	4949.83	3820.38	5318.21	54415.38	31020.54
11	Env de Sismo	J[11]	141339.31	6285.40	6375.50	9483.54	53824.76	31019.48
11	Env de Sismo	J[12]	141339.31	6285.40	6375.50	9483.54	37434.96	21661.49
12	Env de Sismo	J[12]	145041.95	5760.00	7958.40	12311.01	36538.75	21642.49
12	Env de Sismo	J[13]	145041.95	5760.00	7958.40	12311.01	19116.30	31355.05
13	Env de Sismo	J[13]	149701.73	3907.95	8910.17	13256.20	18434.12	31376.55
13	Env de Sismo	J[14]	149701.73	3907.95	8910.17	13256.20	32482.27	42958.71
14	Env de Sismo	J[14]	155281.81	2456.21	9750.79	11878.80	32911.73	43030.54
14	Env de Sismo	J[15]	155281.81	2456.21	9750.79	11878.80	63754.22	43148.11
15	Env de Sismo	J[15]	160667.06	6137.66	10563.58	7774.50	64046.17	43185.24
15	Env de Sismo	J[16]	160667.06	6137.66	10563.58	7774.50	99960.28	27105.66
16	Env de Sismo	J[16]	86651.60	9506.49	10881.12	12248.45	27547.96	26093.40
16	Env de Sismo	J[17]	86651.60	9506.49	10881.12	12248.45	65559.52	11547.40



Este procedimiento para la obtención de las fuerzas internas se aplicara de la misma manera para los análisis de los ítems 3.5.5 *Análisis sísmico dinámico Tiempo Historia* y 3.5.6 *Análisis No lineal*

3.5.4.5 Obtención de desplazamientos

Mediante este método Modal Espectral también es posible obtener el resultado de los desplazamientos en la estructura debido a la carga sísmica, y así poder tener el resultado de estas fuerzas internas para las combinaciones de carga específicamente en los arcos, para esto, el elemento está dividido por 17 nodos, los cuales el software utiliza para la obtención de los resultados en estos.

Figura 63

Nodos del arco

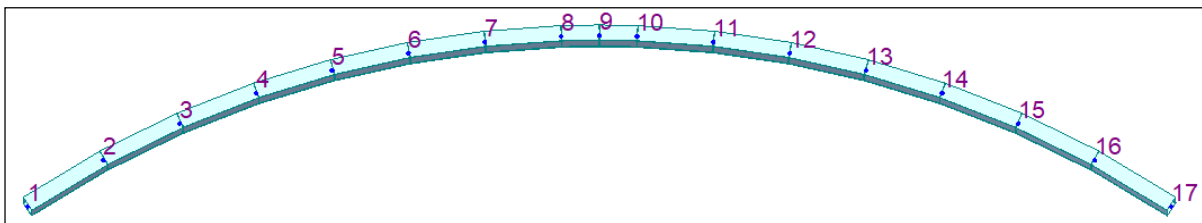


Figura 64

Opciones para la obtención de los desplazamientos

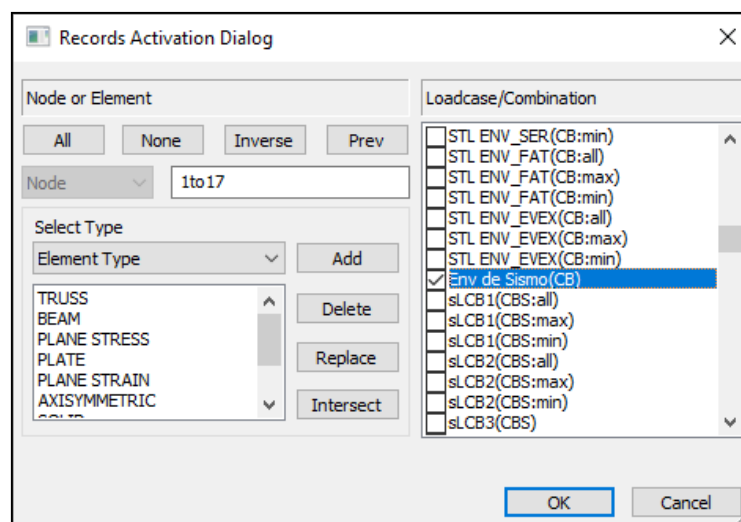


Figura 65

Obtención de las fuerzas internas

Node	Load	DX (m)	DY (m)	DZ (m)	RX (rad)	RY (rad)	RZ (rad)
1	Env de Si	0.064274	0.004694	0.004438	0.000725	0.002264	0.000230
2	Env de Si	0.067119	0.006794	0.011119	0.000901	0.002161	0.001116
3	Env de Si	0.069136	0.013114	0.017390	0.001675	0.001713	0.002496
4	Env de Si	0.069310	0.024199	0.022150	0.002341	0.001599	0.003066
5	Env de Si	0.068371	0.036573	0.025883	0.002836	0.001874	0.003022
6	Env de Si	0.067231	0.047668	0.028646	0.003175	0.002331	0.002622
7	Env de Si	0.066533	0.055739	0.029704	0.003380	0.002252	0.001846
8	Env de Si	0.066121	0.059685	0.028244	0.003468	0.001675	0.000792
9	Env de Si	0.065960	0.059936	0.026467	0.003472	0.001260	0.000213
10	Env de Si	0.066118	0.059685	0.028249	0.003468	0.001673	0.000793
11	Env de Si	0.066531	0.055737	0.029712	0.003380	0.002250	0.001847
12	Env de Si	0.067232	0.047666	0.028654	0.003175	0.002330	0.002623
13	Env de Si	0.068373	0.036572	0.025887	0.002836	0.001874	0.003023
14	Env de Si	0.069312	0.024201	0.022151	0.002341	0.001599	0.003066
15	Env de Si	0.069138	0.013121	0.017392	0.001675	0.001713	0.002496
16	Env de Si	0.067121	0.006812	0.011127	0.000901	0.002160	0.001117
17	Env de Si	0.064270	0.004716	0.004450	0.000725	0.002263	0.000229

3.5.5 Análisis sísmico dinámico Tiempo Historia

Para realizar una evaluación sísmica con el método Tiempo-Historia, es necesario tomar como referencia 5 registros sísmicos, estos registros sísmicos fueron seleccionados debido a que se catalogaron como los más severos a nivel nacional e internacional, esto basado en investigaciones similares anteriores con referencias tomadas y mostradas en el marco teórico como se puede ver en Puma (2018) y Céspedes (2019). No se tomó de referencia otros sismos más conocidos cercanos, ya que si bien es cierto es importante la cercanía del sismo a la zona de estudio, es más importante las características destructivas del sismo, y los sismos que se seleccionaron fueron utilizadas por dichas características particulares.

Tabla 18

Registros sísmicos considerados para el análisis

Localización de la estación	Fecha	Componentes	Aceleración Máxima (cm/s ²)	Duración (s)
Universidad Nacional San Luis Gonzaga, Ica, Ica	15 de agosto del 2007	Este - Oeste	-272.82	218.06
		Norte - Sur	333.66	
Complejo Deportivo “Rolando Catacora” - Gobierno Regional de Moquegua, Moquegua, Mariscal Nieto	23 de junio del 2001	Este - Oeste	-295.15	198.91
		Norte - Sur	219.99	
Casa, Moyobamba, Moyobamba	25 de septiembre del 2005	Este - Oeste	-131.36	27.20
		Norte - Sur	-103.39	
Escuela Primaria Zacatula, Michoacan, Mexico	19 de septiembre del 1995	Norte - Oeste	-174.18	146.38
		Este - Sur	262.23	



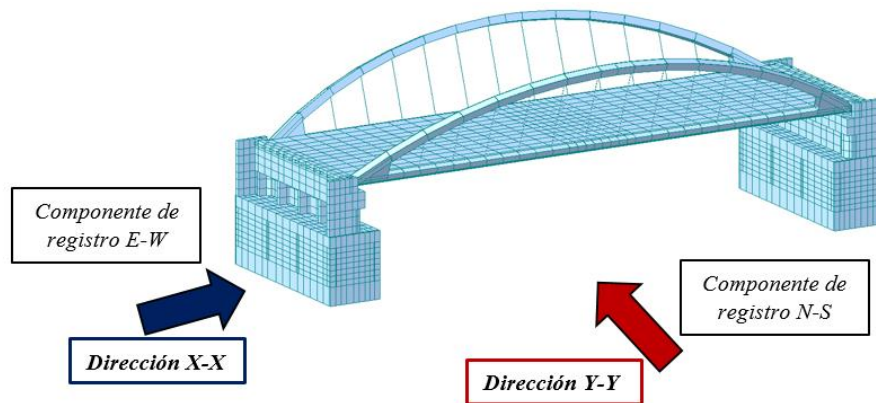
Imperial Valley, "El Centro"	18 de mayo 1940	Este - Oeste	214.13	53.46
		Norte - Sur	348.7	

Nota: La tabla muestra la localización, fecha, componentes, aceleración máxima y duración de los 5 registros sísmicos seleccionados para el análisis tiempo historia.

Para el análisis sísmico se tomó en cuenta las recomendaciones de (Villareal & Diaz, 2016), por cada registro sísmico que se emplee en el análisis tiempo-historia, deberán analizarse dos casos por separado, el caso 1, cuando la componente de este a oeste (E-W) del registro sísmico actúa sobre la dirección X-X de la estructura mientras que sobre la dirección Y-Y lo hace la componente de norte a sur (N-S) y el caso 2, donde la componente N-S del registro sísmico actúa sobre la dirección X-X mientras que sobre la dirección Y-Y lo hace la componente E-W.

Figura 66

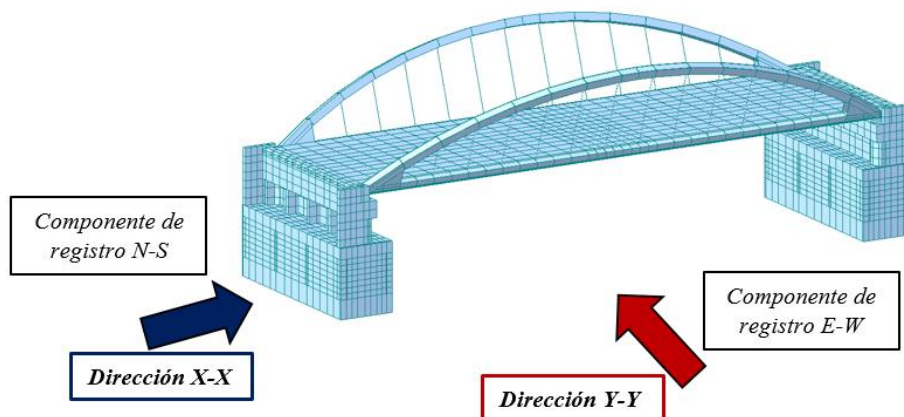
Primer caso de análisis



Nota: La Figura muestra la dirección de análisis para cada componente que se tomara para el primer caso de análisis

Figura 67

Segundo caso de análisis



Nota: La Figura muestra la dirección de análisis para cada componente que se tomara para el segundo caso de análisis



La obtención de los registros sísmicos nacionales seleccionados para la investigación se obtuvo del Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID), y para los sismos internacionales se obtuvo de las estaciones acelerograficas cercanas a las zonas de dichos sismos, estos registros sísmico se obtuvieron en unidades Gal (cm/sec^2).

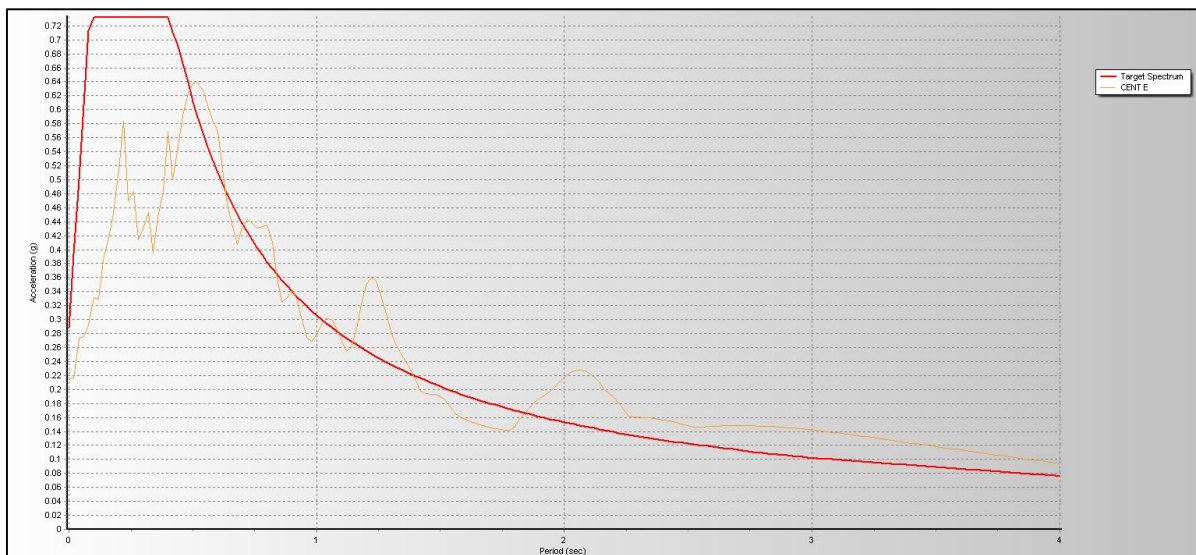
3.5.5.1 Escalamiento y corrección de registros sísmicos

La obtención de los registros sísmicos de los sismos seleccionados por medio de la data del Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID) y data internacional las correcciones tanto de línea base como de filtrado no se realizaron, debido a que estos registros descargados ya poseen esta corrección.

Estos acelerogramas deben ser escalados al espectro objetivo ($R=1$), esto se realizó empleando el software SeismoMatch 2016, este escalamiento es necesario realizarlo para modificar las amplitudes de los movimientos sísmicos para así poder excitar la estructura con diferentes niveles de intensidad sísmica. Las siguientes imágenes muestran el escalamiento del registro sísmico de Ica del 2007 con uso del SeismoMatch.

Figura 68

Espectro Objetivo y registro sísmico El Centro 1940 sin escalar.

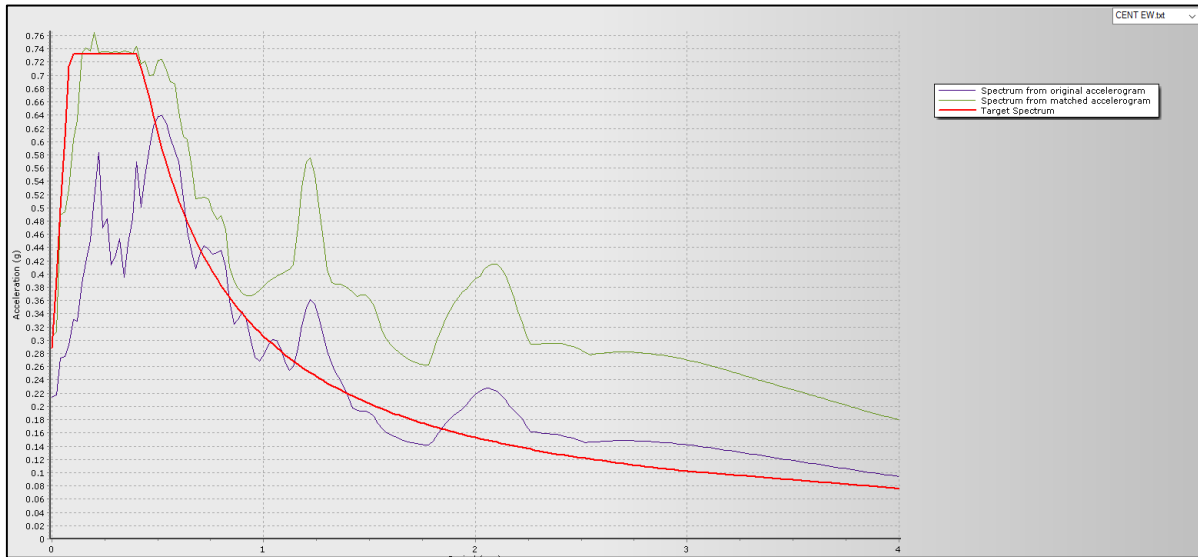


Nota: La Figura muestra los gráficos del espectro de respuesta, de color rojo, y el registro sísmico de El Centro con dirección E-W, de color naranja, superpuestas en el mismo grafico



Figura 69

Comparación entre el registro sísmico sin escalar y el registro escalado al espectro objetivo.



Nota: La Figura muestra el gráfico de los registros sísmicos de El Centro 1940 sin escalar, de color morado, y escalado, de color verde, al espectro objetivo de color rojo

Con los registros sísmicos ya escalados se procedió a definirlos en el software Midas Civil, para así poder crear los casos de carga para el análisis de cada registro sísmico.

Figura 70

Definición de la función TH del registro de Ica (E-W) 2007 en Midas Civil

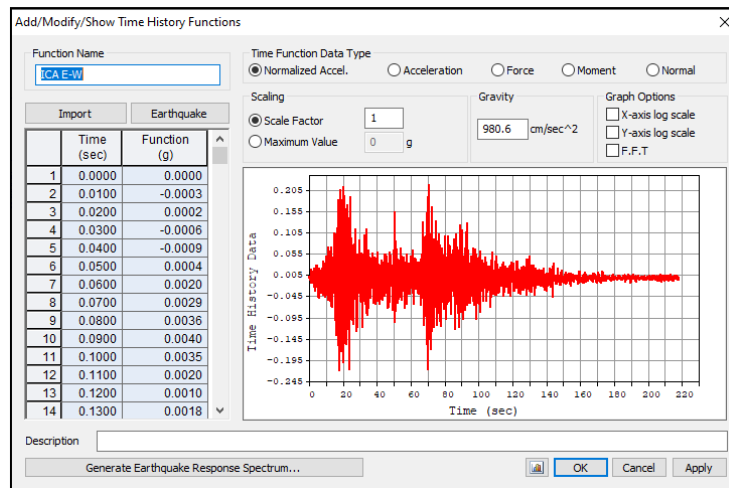
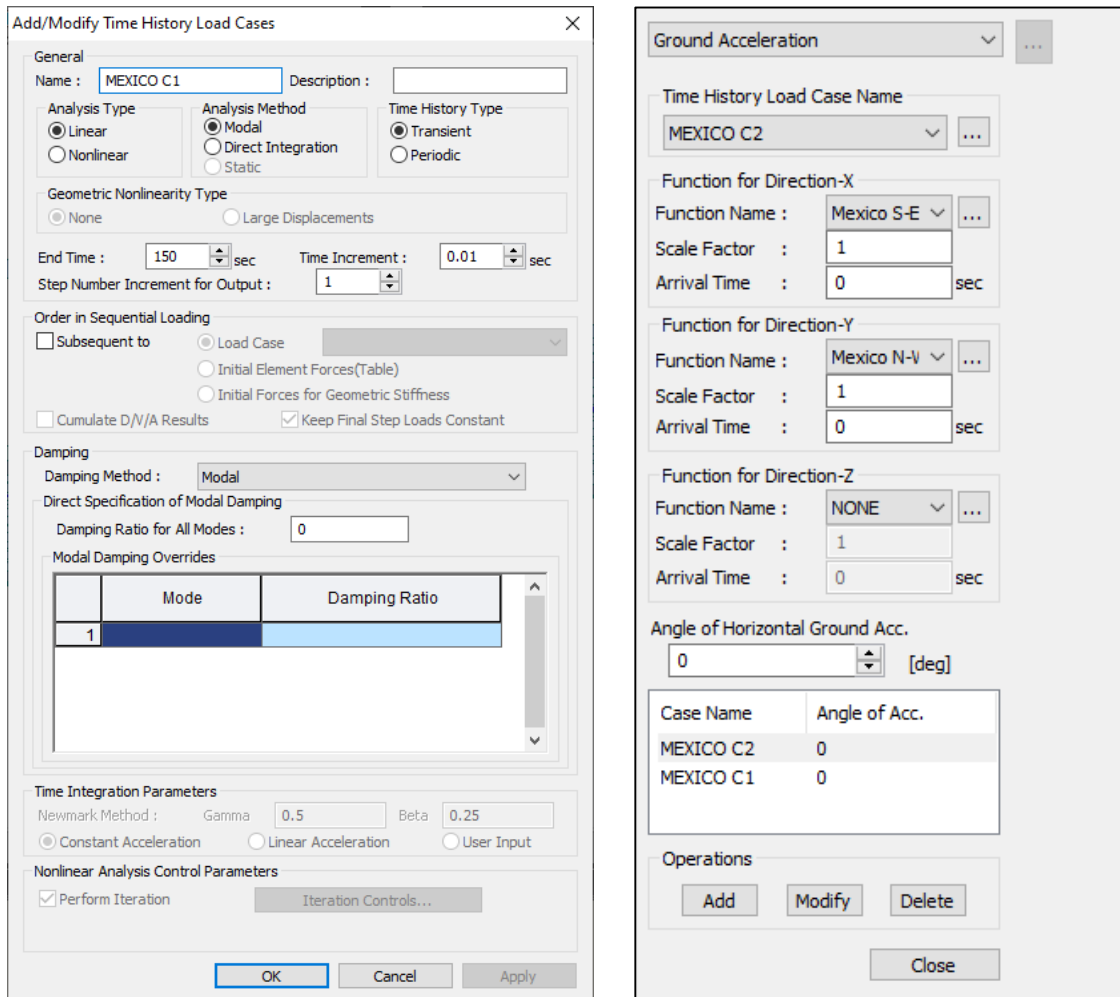




Figura 71

Caso de carga para el sismo de México 1995, caso 1

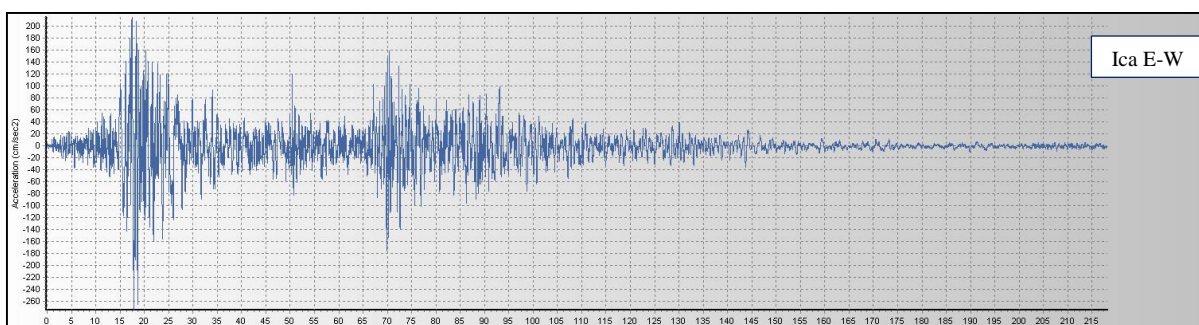


3.5.5.2 Determinación del sismo de diseño

Los registros sísmicos nacionales e internacionales utilizados en sus dos componentes ortogonales se muestran a continuación.

Figura 72

Registro sísmico Ica 2007, dirección E-W y N-S.



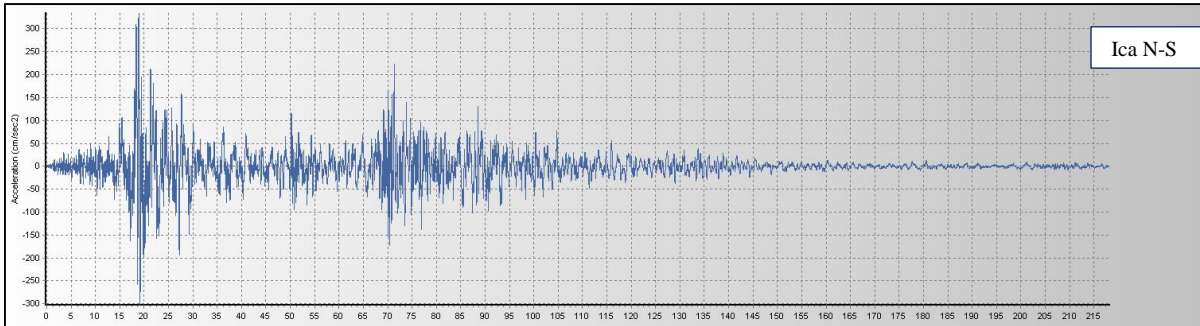


Figura 73

Registro sísmico Moyobamba 2005, dirección E-W y N-S.

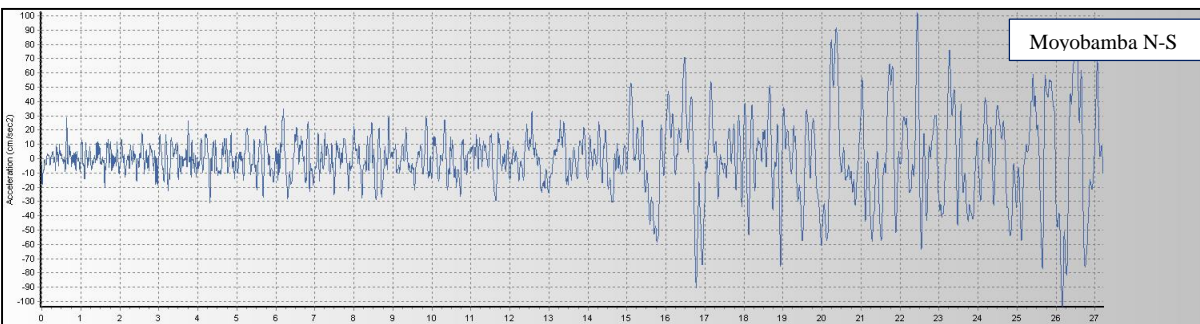
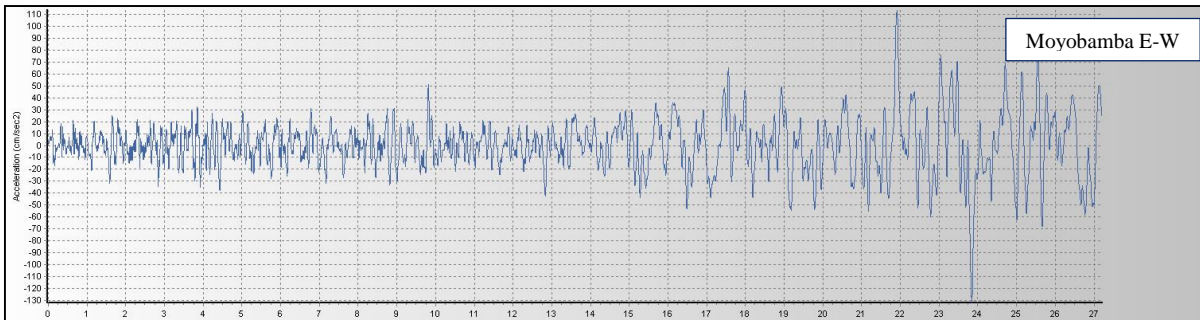
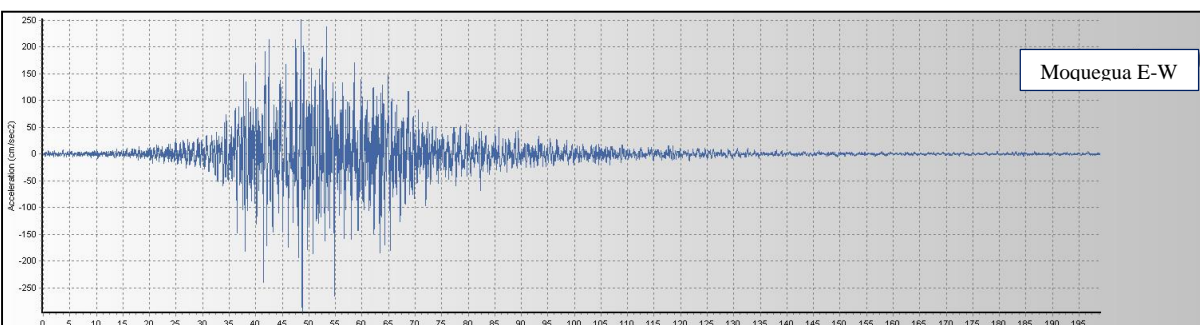


Figura 74

Registro sísmico Moquegua 2001, dirección E-W y N-S.



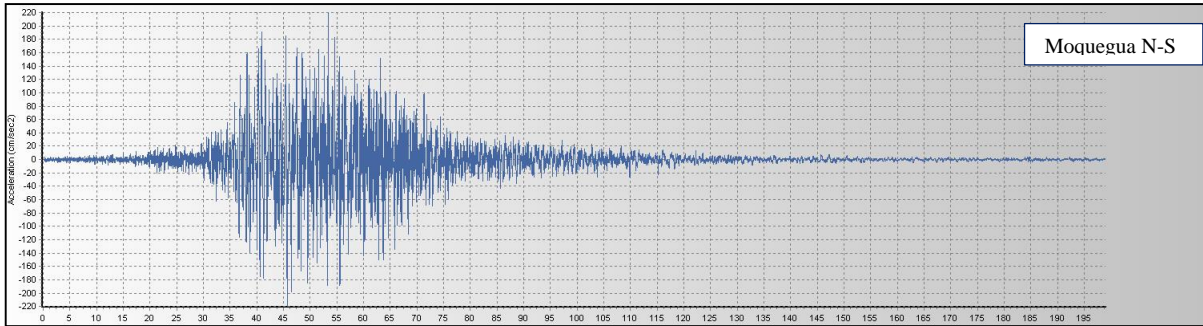


Figura 75

Registro sísmico México 1995, dirección N-W y S-E.

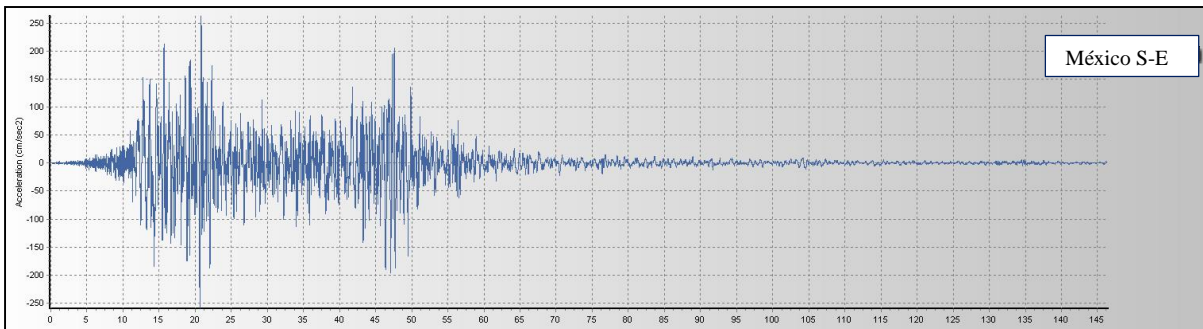
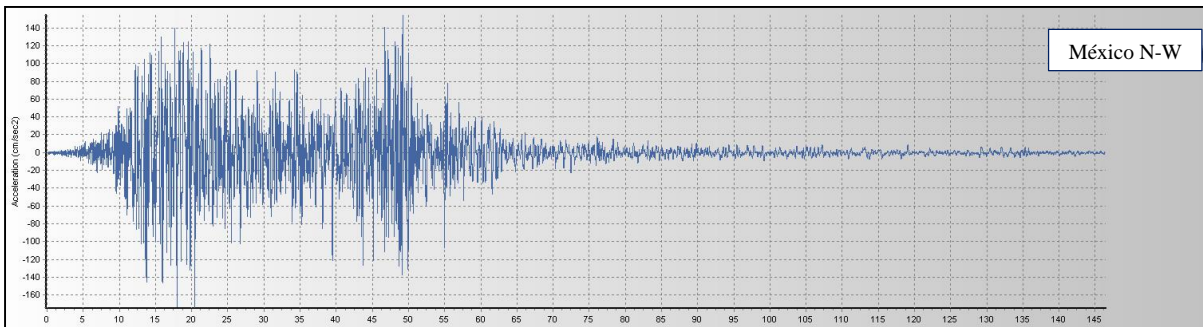
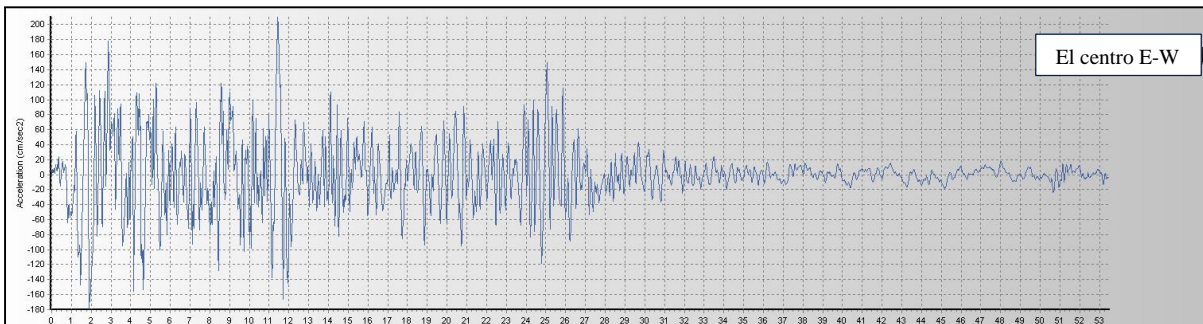
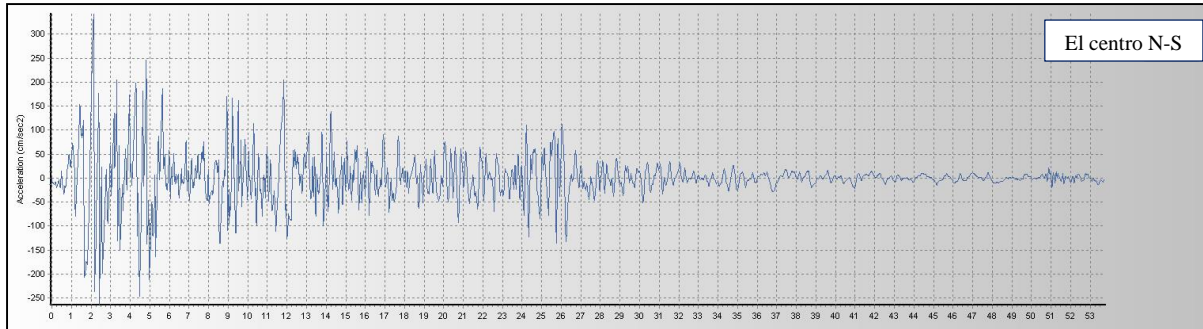


Figura 76

Registro sísmico El Centro 1940, dirección E-W y N-S.





En las siguientes tablas se muestra el resultado de los desplazamientos obtenidos para los 5 sismos seleccionados en los 17 nudos del arco para cada caso de análisis

Tabla 19

Desplazamientos obtenidos en los nodos del arco para la dirección X-X (m)

DESPLAZAMIENTOS EN X-X (PARALELOS AL EJE DE LA VIA)										
Nodo	ICA		MOYOBAMBA		MOQUEGUA		EL CENTRO		MEXICO	
	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2
1	0.0426	0.0412	0.0370	0.0418	0.0413	0.0407	0.0541	0.0456	0.0393	0.0440
2	0.0444	0.0441	0.0387	0.0430	0.0436	0.0436	0.0570	0.0487	0.0413	0.0479
3	0.0456	0.0460	0.0406	0.0437	0.0451	0.0466	0.0588	0.0507	0.0426	0.0505
4	0.0462	0.0469	0.0414	0.0440	0.0458	0.0479	0.0596	0.0518	0.0432	0.0518
5	0.0462	0.0470	0.0415	0.0440	0.0458	0.0481	0.0597	0.0519	0.0432	0.0519
6	0.0460	0.0466	0.0411	0.0438	0.0455	0.0476	0.0593	0.0516	0.0429	0.0514
7	0.0457	0.0462	0.0406	0.0436	0.0451	0.0469	0.0588	0.0511	0.0426	0.0507
8	0.0455	0.0459	0.0404	0.0436	0.0449	0.0465	0.0585	0.0507	0.0423	0.0503
9	0.0455	0.0458	0.0403	0.0435	0.0448	0.0465	0.0585	0.0507	0.0423	0.0502
10	0.0456	0.0459	0.0404	0.0436	0.0448	0.0465	0.0585	0.0507	0.0423	0.0503
11	0.0458	0.0462	0.0407	0.0436	0.0451	0.0470	0.0588	0.0510	0.0425	0.0507
12	0.0462	0.0467	0.0412	0.0438	0.0455	0.0478	0.0592	0.0516	0.0428	0.0514
13	0.0465	0.0470	0.0415	0.0439	0.0458	0.0484	0.0596	0.0520	0.0431	0.0519
14	0.0465	0.0470	0.0413	0.0439	0.0457	0.0482	0.0595	0.0520	0.0430	0.0517
15	0.0458	0.0461	0.0405	0.0437	0.0449	0.0469	0.0586	0.0511	0.0423	0.0505
16	0.0443	0.0442	0.0387	0.0431	0.0434	0.0439	0.0568	0.0489	0.0409	0.0478
17	0.0420	0.0411	0.0373	0.0423	0.0410	0.0409	0.0541	0.0456	0.0389	0.0439

Nota: La tabla muestra los desplazamientos en la dirección X, paralelo a al eje de la vía, en los 17 nodos del arco para cada registro sísmico en los 2 casos análisis que refiere a la dirección de la aplicación de estos acelerogramas, señalando el desplazamiento más crítico.



Tabla 20

Desplazamientos obtenidos en los nodos del arco para la dirección Y-Y (m)

DESPLAZAMIENTOS EN Y-Y (PERPENDICULAR AL EJE DE LA VIA)										
Node	ICA		MOYOBAMBA		MOQUEGUA		EL CENTRO		MEXICO	
	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2
1	0.0002	0.0002	0.0001	0.0001	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002
2	0.0041	0.0042	0.0042	0.0037	0.0041	0.0038	0.0049	0.0050	0.0046	0.0037
3	0.0123	0.0129	0.0127	0.0112	0.0126	0.0117	0.0148	0.0154	0.0143	0.0117
4	0.0223	0.0232	0.0230	0.0200	0.0230	0.0214	0.0266	0.0279	0.0259	0.0215
5	0.0324	0.0334	0.0330	0.0284	0.0335	0.0315	0.0381	0.0405	0.0375	0.0315
6	0.0410	0.0421	0.0414	0.0356	0.0425	0.0406	0.0479	0.0513	0.0474	0.0402
7	0.0472	0.0480	0.0473	0.0415	0.0492	0.0477	0.0548	0.0591	0.0544	0.0466
8	0.0505	0.0508	0.0502	0.0449	0.0530	0.0518	0.0584	0.0631	0.0580	0.0500
9	0.0508	0.0508	0.0504	0.0455	0.0538	0.0526	0.0592	0.0636	0.0584	0.0506
10	0.0504	0.0500	0.0498	0.0453	0.0536	0.0526	0.0591	0.0630	0.0578	0.0502
11	0.0470	0.0459	0.0463	0.0427	0.0508	0.0498	0.0557	0.0587	0.0538	0.0470
12	0.0407	0.0396	0.0400	0.0373	0.0447	0.0437	0.0486	0.0507	0.0465	0.0408
13	0.0320	0.0313	0.0314	0.0296	0.0359	0.0348	0.0385	0.0398	0.0366	0.0321
14	0.0220	0.0216	0.0216	0.0205	0.0252	0.0242	0.0266	0.0273	0.0251	0.0220
15	0.0121	0.0119	0.0118	0.0113	0.0141	0.0134	0.0146	0.0149	0.0137	0.0120
16	0.0039	0.0039	0.0038	0.0037	0.0047	0.0044	0.0047	0.0048	0.0044	0.0038
17	0.0002	0.0001	0.0001	0.0001	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002

Nota: La tabla muestra los desplazamientos en la dirección Y, perpendicular a al eje de la vía, en los 17 nodos del arco para cada registro sísmico en los 2 casos análisis que refiere a la dirección de la aplicación de estos acelerogramas, señalando el desplazamiento más crítico.

En base a los desplazamientos obtenidos es posible determinar el sismo de diseño descartando los sismos de Ica, Moyobamba, Moquegua y Mexico por producir menores solicitaciones en sus dos casos de análisis, quedando así El centro (caso 1 y caso 2).

Finalmente se determinó que el sismo de diseño se a emplearse para el análisis seria el sismo El Centro 1940 debido a que para el puente Enrique P. Mejia se obtuvieron desplazamientos más críticos en este, usando para el análisis una envolvente entre el caso 1 y caso 2.

3.5.6 Análisis No lineal

Para el análisis no lineal a realizar en la investigación se tomó en cuenta la no linealidad geométrica y la no linealidad del material

3.5.6.1 Análisis No lineal Geométrico

Para el cálculo de esta no linealidad se tomó en cuenta la deformación de todos los nodos del arco y aún más el nodo central de la clave, para esto se utilizó el método de Newton Raphson como método de iteración y criterios de convergencia de desplazamiento, fuerza y energía para realizar el análisis no lineal.



Figura 77

Definición del análisis no lineal geométrico en el software Midas Civil.

Load Case	Iteration Method
Resistencia	Newton-Raphson

3.5.6.2 Análisis No lineal del Material

Para el cálculo de esta no linealidad primero se definió el límite de fluencia del material del elemento estructural a analizar, en este caso los arcos; también se tomó en cuenta la deformación de todos los nodos de este elemento estructural y aún más el nodo central de la clave.

Para la definición de la plasticidad en el software se utilizó el criterio de Von mises indicando el límite de plástico del material, también se utilizó el método de Newton Rhapsion como método de iteración y criterios de convergencia de desplazamiento, fuerza y energía para realizar el análisis no lineal.



Figura 78

Definición de la plasticidad del material en el software Midas Civil.

Add/Modify Plastic Material

Name:

Model:

Plasticity Data

Initial Uniaxial Yield Stress: kgf/cm²

Hardening

Isotropic Kinematic Mixed

Back Stress Coefficient:

Hardening Coefficient: kgf/cm²

Figura 79

Definición del análisis no lineal del material en el software Midas Civil.

Nonlinear Analysis Control

Nonlinear Type

Geometry Nonlinear Material Nonlinear

Iteration Method

Newton-Raphson Arc-Length Displacement-Control

Number of Load Steps:

Maximum Number of Iterations/Load Step:

Convergence Criteria

Energy Norm:

Displacement Norm:

Force Norm:

Load Case Specific Nonlinear Analysis Control Data

Load Case	Iteration Method
Resistencia	Newton-Raphson

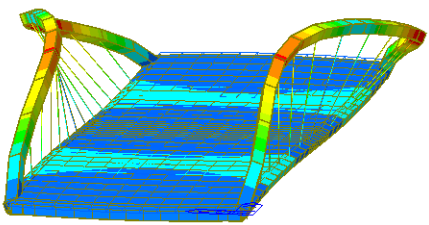
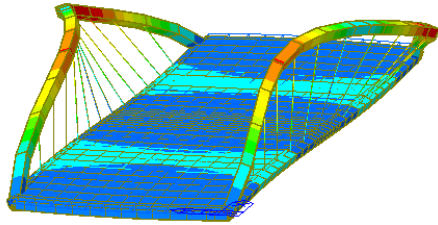
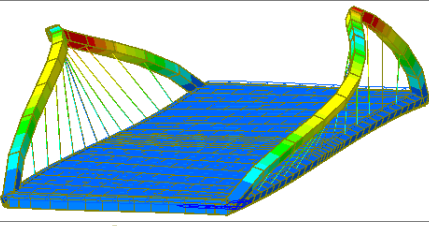
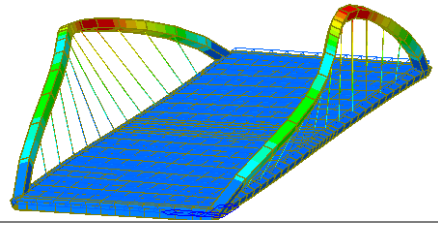
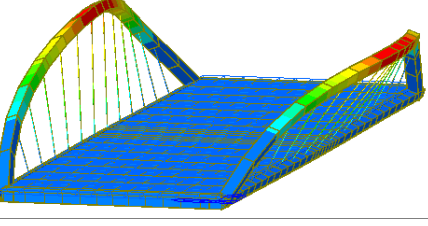
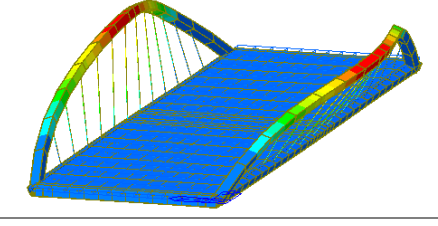
CAPITULO IV: RESULTADOS

4.1 Factor de carga crítica

El análisis del factor de carga crítica calculado para la superestructura del puente Enrique P. Mejía se realizó utilizando un problema de autovalor y autovector, siendo el autovector el indicador de la forma de pandeo y el autovalor de la carga crítica, esto aplicándose a la envolvente de las combinaciones de carga de resistencia (I, II, III, IV y V) y de servicio (I, II, III y IV).

Tabla 21

Modos de pandeo para la combinación de carga de resistencia y servicio.

COMBINACIÓN DE CARGA RESISTENCIA		COMBINACIÓN DE CARGA DE SERVICIO		
	Descripción	Factor de carga crítica	Descripción	Factor de carga crítica
MODO 1	Flexión vertical en dos ondas y flexión lateral del arco en tres ondas	9.29	Flexión vertical en dos ondas y flexión lateral del arco en tres ondas	12.82
MODO 2	Flexión vertical en dos ondas y flexión lateral del arco en dos ondas	9.53	Flexión vertical en dos ondas y flexión lateral del arco en dos ondas	13.14
MODO 3	Flexión lateral del arco en una ondas	9.69	Flexión lateral del arco en una ondas	13.21
MODO 1				
MODO 2				
MODO 3				

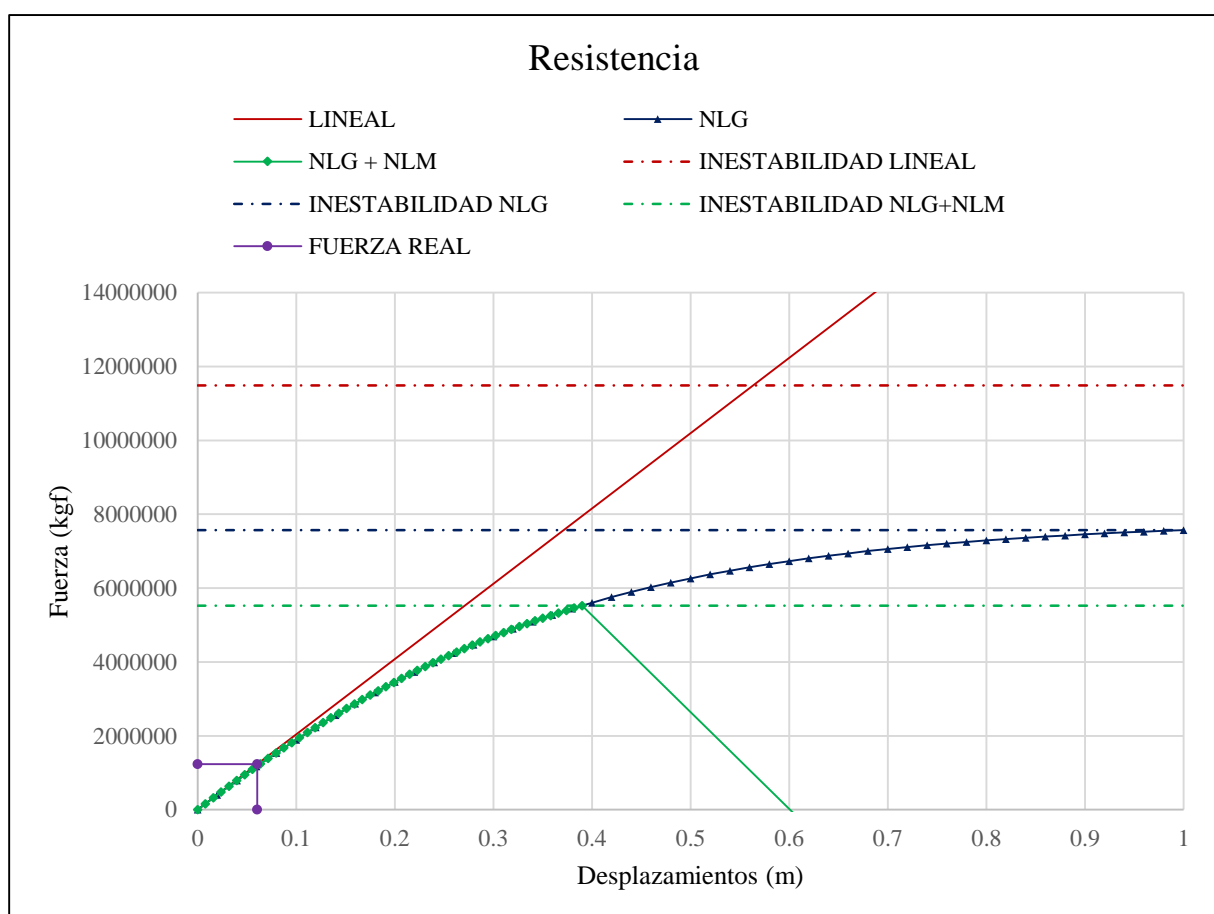


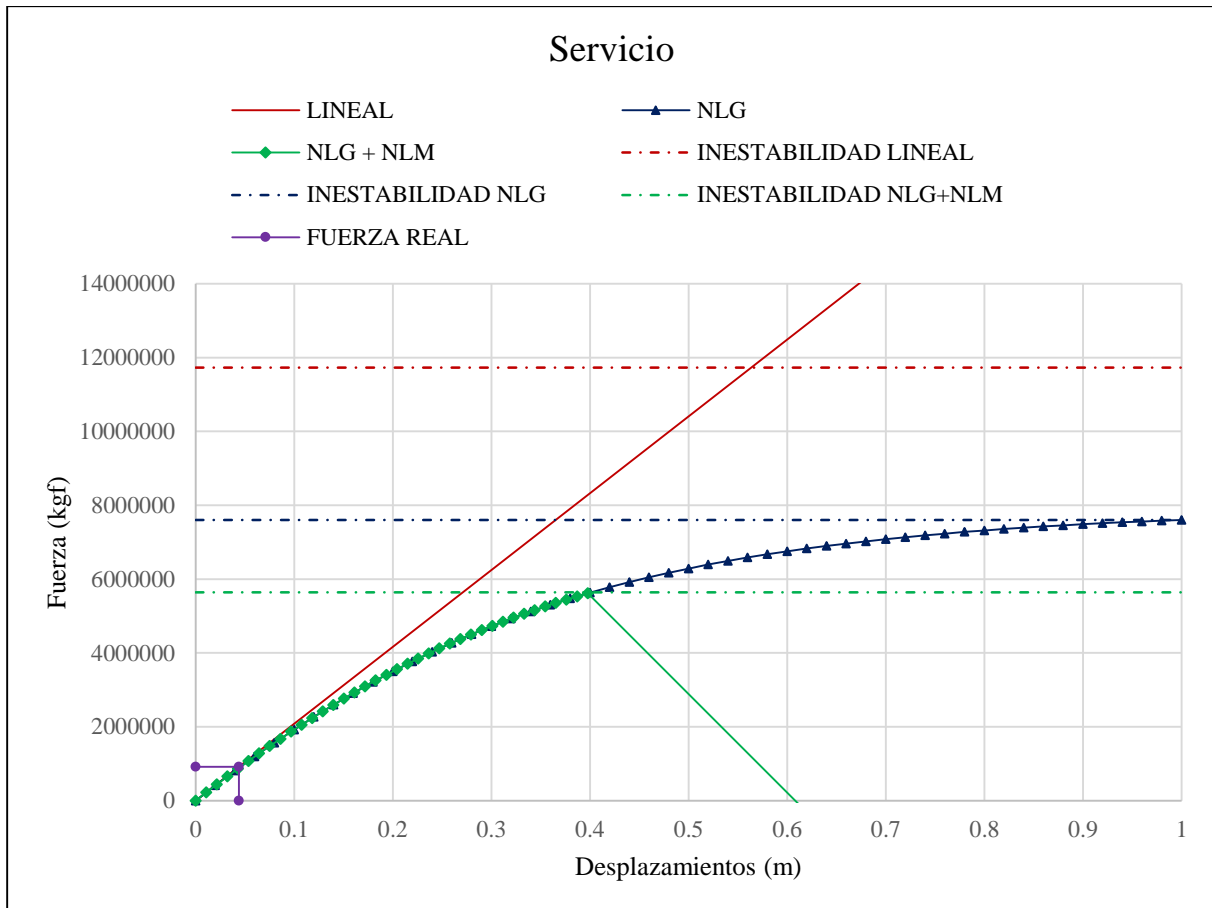
Según la Tabla 23 el modo más crítico para la envolvente de las combinaciones de carga de resistencia (I, II, III, IV y V) es el modo 1, el modo más probable, teniendo este un factor de carga crítica de 9.29; y de la misma manera para la envolvente de las combinaciones de carga de servicio (I, II, III y IV) teniendo un factor de carga crítica de 12.82.

Para el cálculo del pandeo no lineal y sus factores de carga crítica se utilizó la relación entre la carga de inestabilidad y la carga ejercida sobre la estructura, esto para la envolvente de las combinaciones de carga de Resistencia (I, II, III, IV y V) y Servicio (I, II, III y IV).

Figura 80

Gráficos Fuerza vs Desplazamiento del nodo en la clave del arco para Resistencia y Servicio





Los factores de carga crítica no lineal geométrica dieron valores de 6.12 y 8.31 para la envolvente de las combinaciones de carga de Resistencia (I, II, III, IV y V) y Servicio (I, II, III y IV) respectivamente; y valores de 4.47 y 6.16 para la carga crítica no lineal del material para resistencia y servicio respectivamente.

4.2 Análisis sísmico modal espectral

4.2.1 Modos de vibración

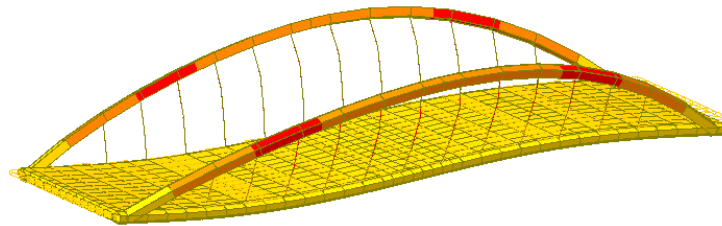
Debido a la configuración geométrica que posee la estructura y las distintas cargas a la cual se encuentra sometida se llegó a obtener los modos de vibración de la estructura donde en la Tabla 24 se presentan los primeros cinco modos con sus respectivos periodos de vibración asociados. Así también las frecuencias y periodos asociados a estos modos de vibración se presentan en la Tabla 25 hasta el décimo modo.

Tabla 22

Frecuencias, Periodos y modos de vibración

	Descripción	Frecuencia	Periodo
MODO 1	Flexión vertical en dos ondas	1.744 Hz	0.573 s
MODO 2	Flexión lateral en una onda	1.760 Hz	0.568 s
MODO 3	Flexión lateral en una onda	1.793 Hz	0.557 s

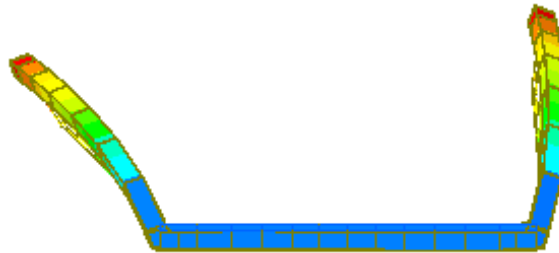
MODO 1



MODO 2



MODO 3



En la siguiente tabla se muestra los primeros 10 modos con sus correspondientes valores de masas participativas.

Tabla 23

Masa participativa de la estructura

Modo N°	Frec. (ciclos/s)	Periodo (s)	Tras-X (%)		Tras-Y (%)		Tras-Z (%)	
			Masa	Sumat.	Masa	Sumat.	Masa	Sumat.
1	1.744287	0.5733	93.3	93.3	0	0	0	0
2	1.760179	0.568124	0	93.3	0	0	0.84	0.84
3	1.793293	0.557633	0	93.3	6.05	6.05	0	0.84
4	2.017109	0.495759	6.69	99.99	0	6.05	0	0.84
5	2.953931	0.338532	0	99.99	0	6.05	60.0	60.89
6	3.447502	0.290065	0	99.99	0	6.05	0	60.89
7	4.157485	0.24053	0	99.99	0	6.05	26.6	87.58
8	4.385288	0.228035	0	99.99	0.05	6.11	0	87.58
9	1.744287	0.228025	0	99.99	0	6.11	0	87.58
10	1.760179	0.228005	0	99.99	0	6.11	0	87.58

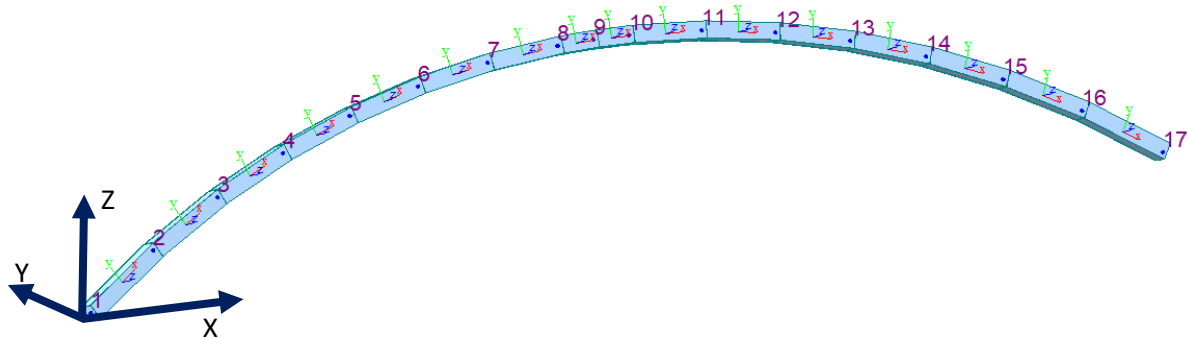


4.2.2 Desplazamientos

Para los desplazamientos se tomó en cuenta el resultado de la envolvente de las combinaciones de carga aplicadas a la estructura, Resistencia (I, II, III, IV y V), Servicio (I, II, III y IV), y Evento extremo (I y II), para esta última combinación de carga se aplicó la carga sísmica mediante un análisis modal espectral; para mostrar estos desplazamientos se tomó en cuenta solamente el elemento estructural del arco, teniendo para éste 17 nodos en total como muestra la Figura 81.

Figura 81

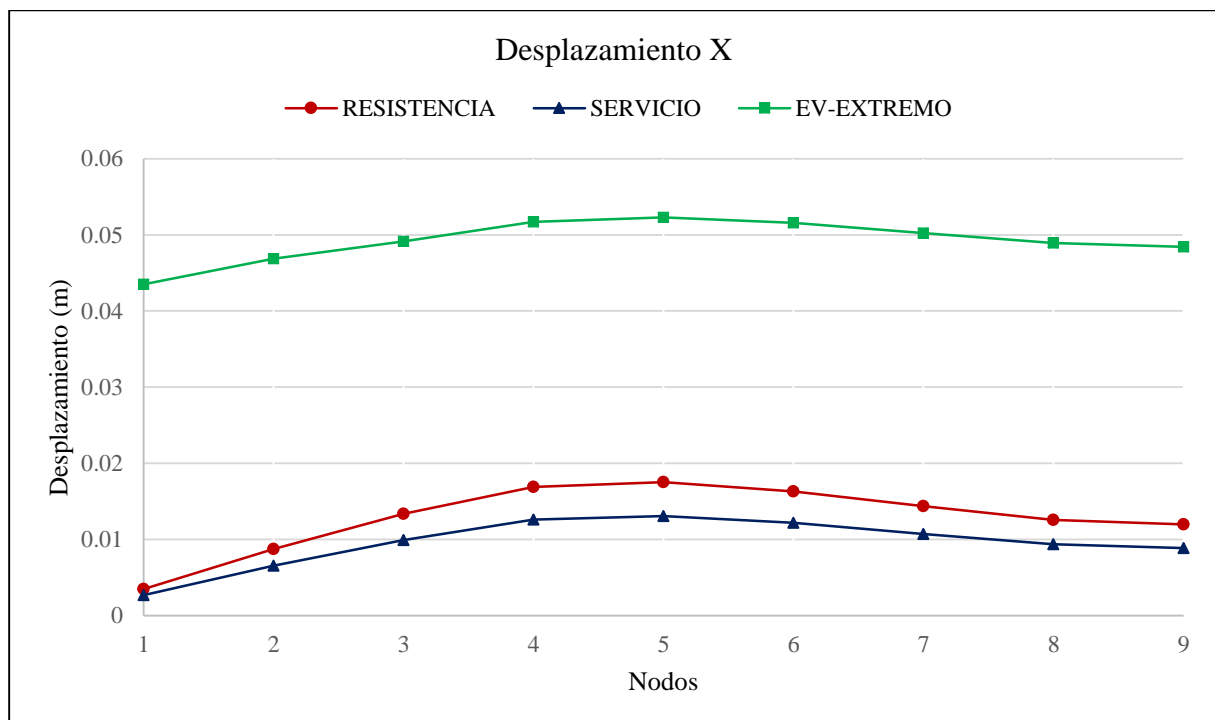
Nodos y ejes locales para gráfico de desplazamientos y fuerzas internas

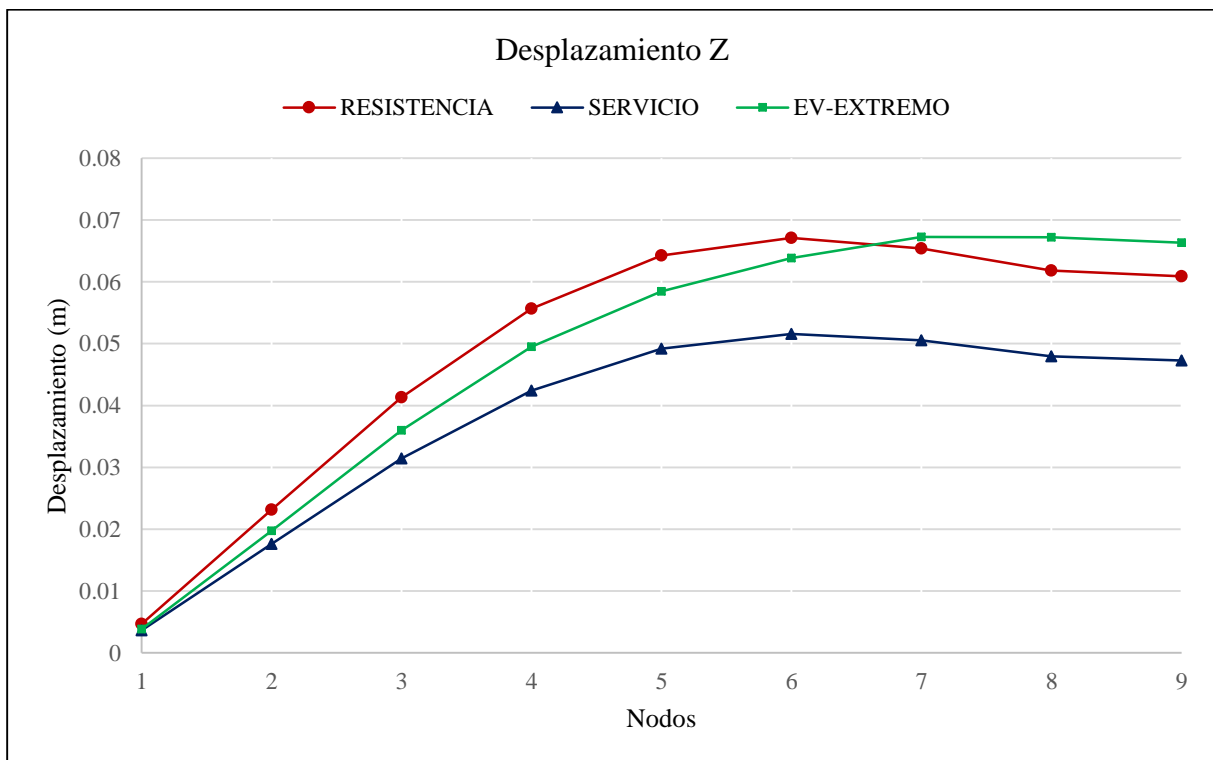
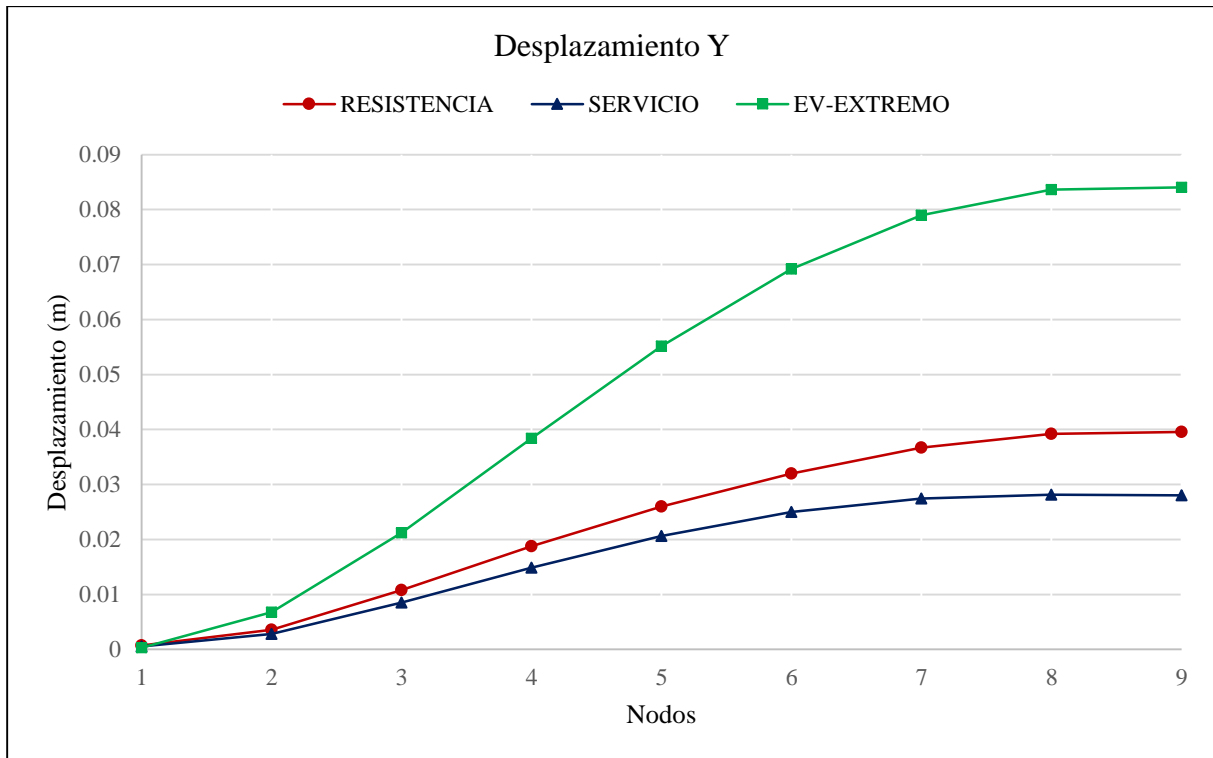


Nota: La imagen muestra el arco con 17 nodos, los ejes globales (de color azul al inicio del arco) y los ejes locales de los elementos del arco

Figura 82

Gráfico de desplazamientos en X, Y y Z



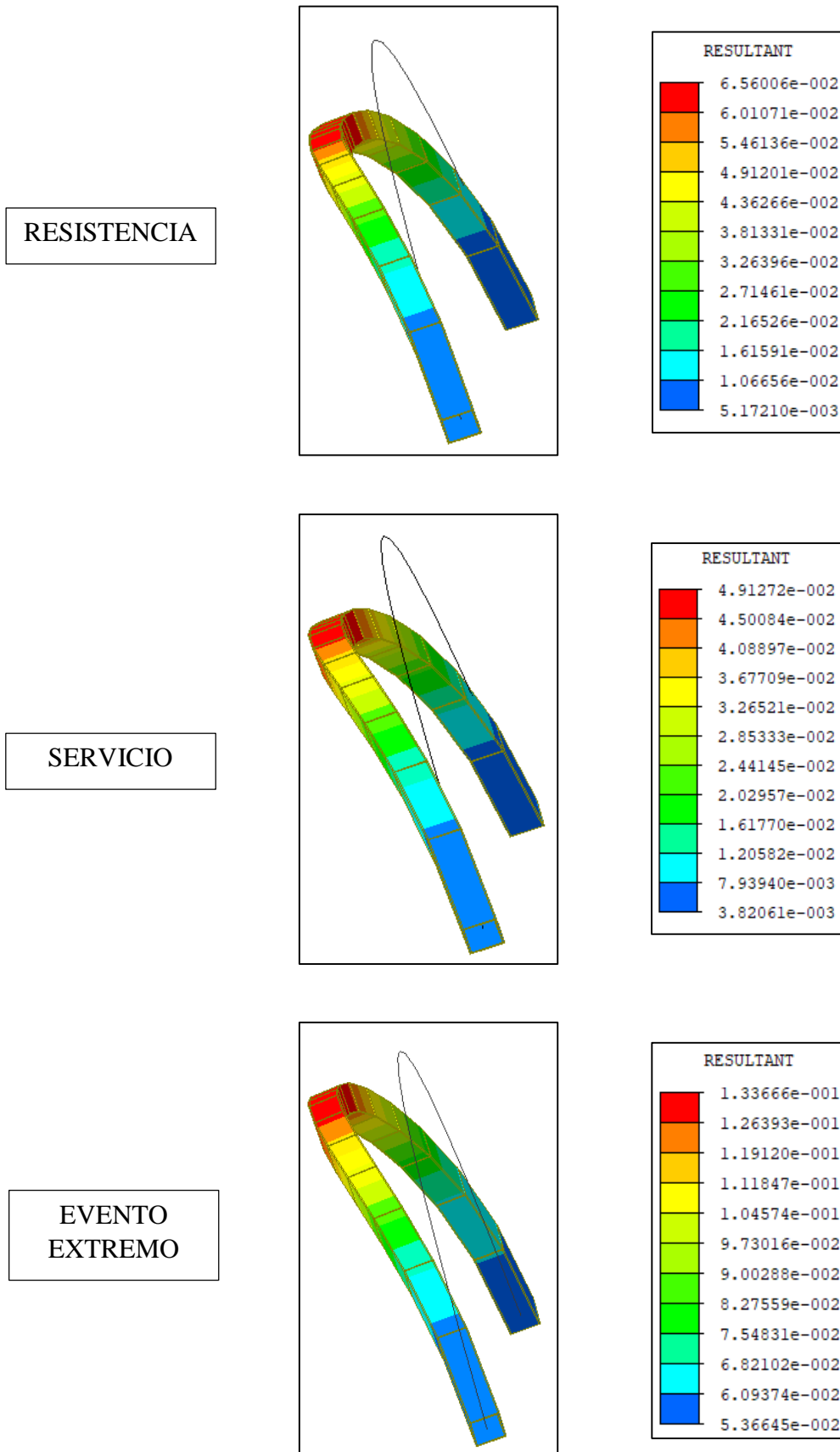


Nota: Las abscisas del gráfico muestra los nodos del arco hasta la mitad de este, debido a la simetría del grafico; las unidades de las ordenadas se encuentran en m.



Figura 83

Campo de desplazamiento para Resistencia, Servicio y Evento extremo en metros (m).



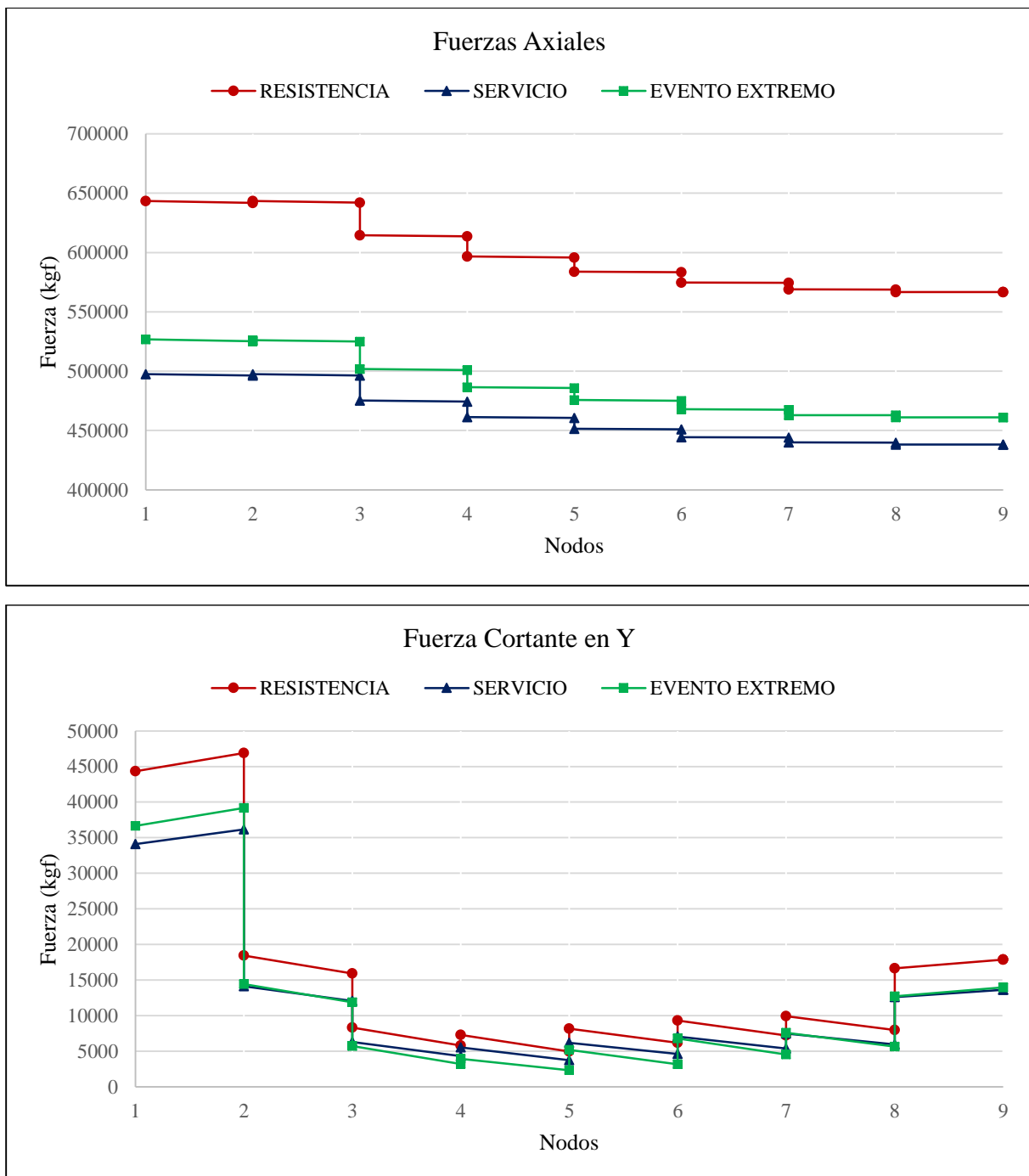


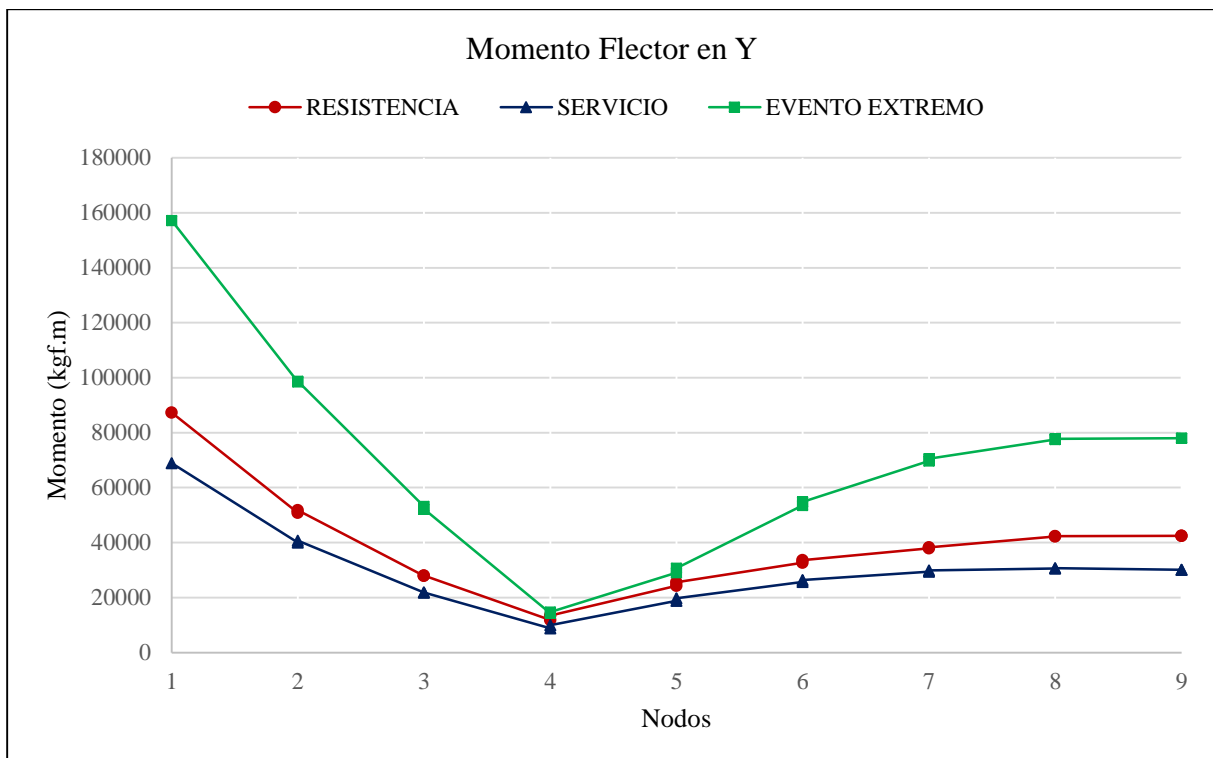
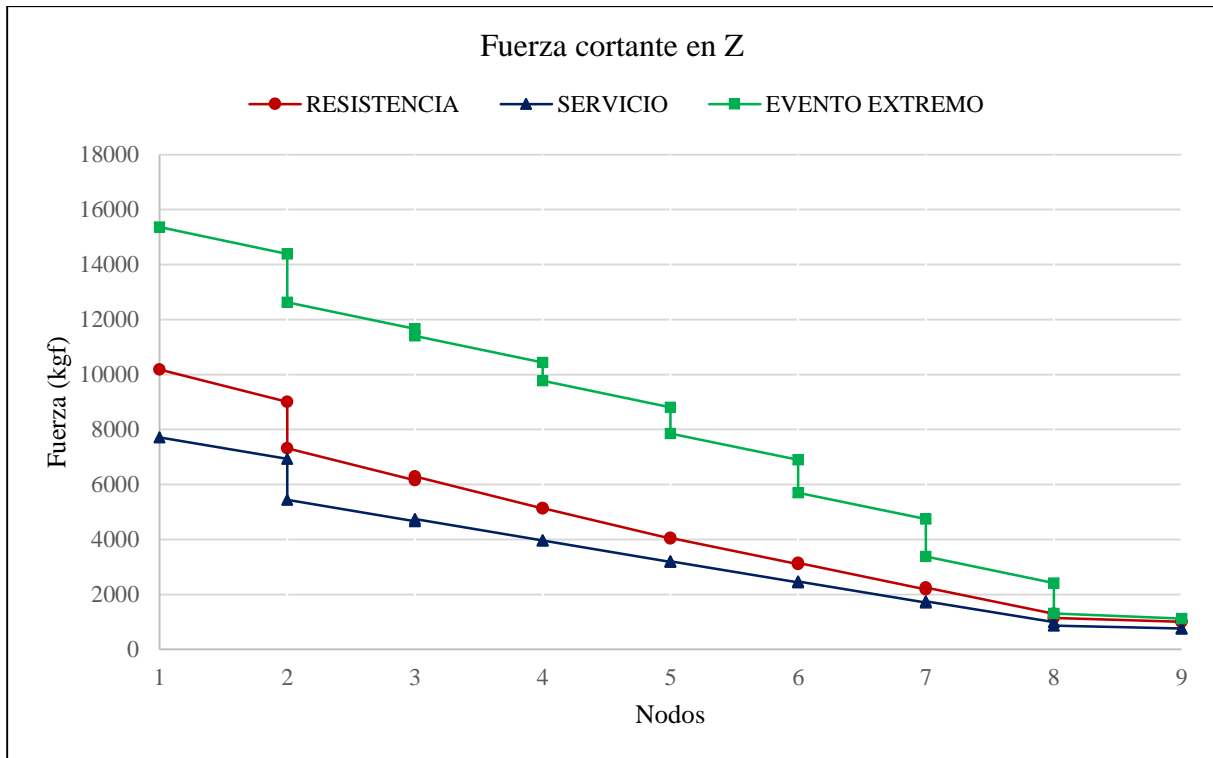
4.2.3 Fuerzas internas

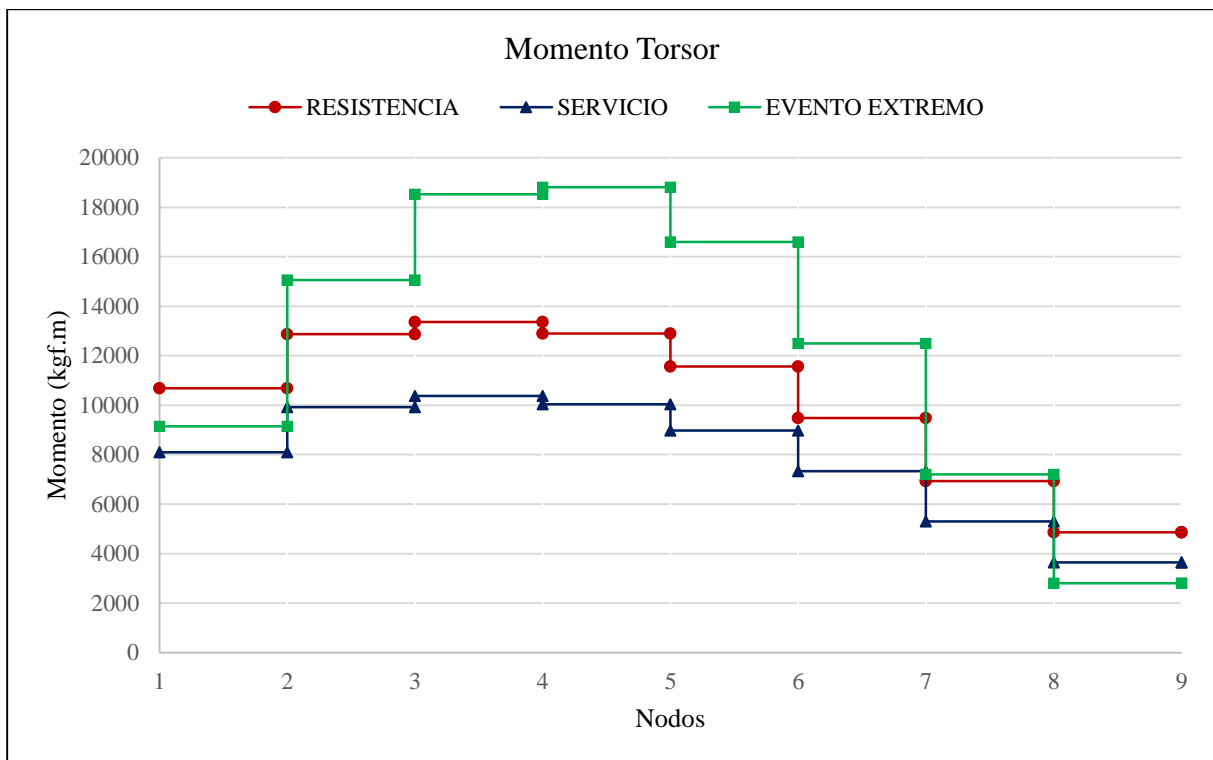
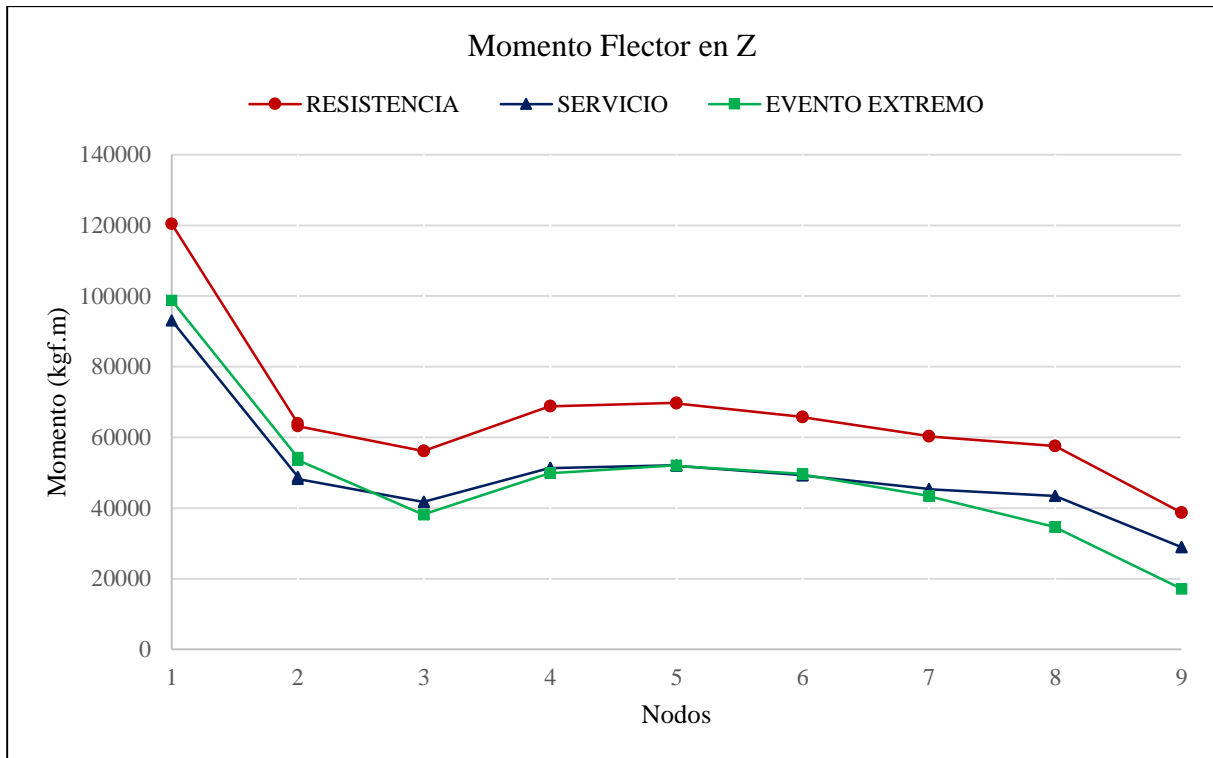
Teniendo en cuenta la envolvente de las combinaciones de carga aplicados a la estructura, resistencia (I, II, III, IV y V), servicio (I, II, III y IV) y evento extremo (I y II), aplicando un análisis modal espectral para este último, se llegó a obtener las fuerzas internas producidas en la estructura, estas fuerzas se graficaron considerando solamente el elemento estructural del arco, teniendo éste 17 nodos como muestra la Figura 81.

Figura 84

Gráfico de Fuerzas Internas





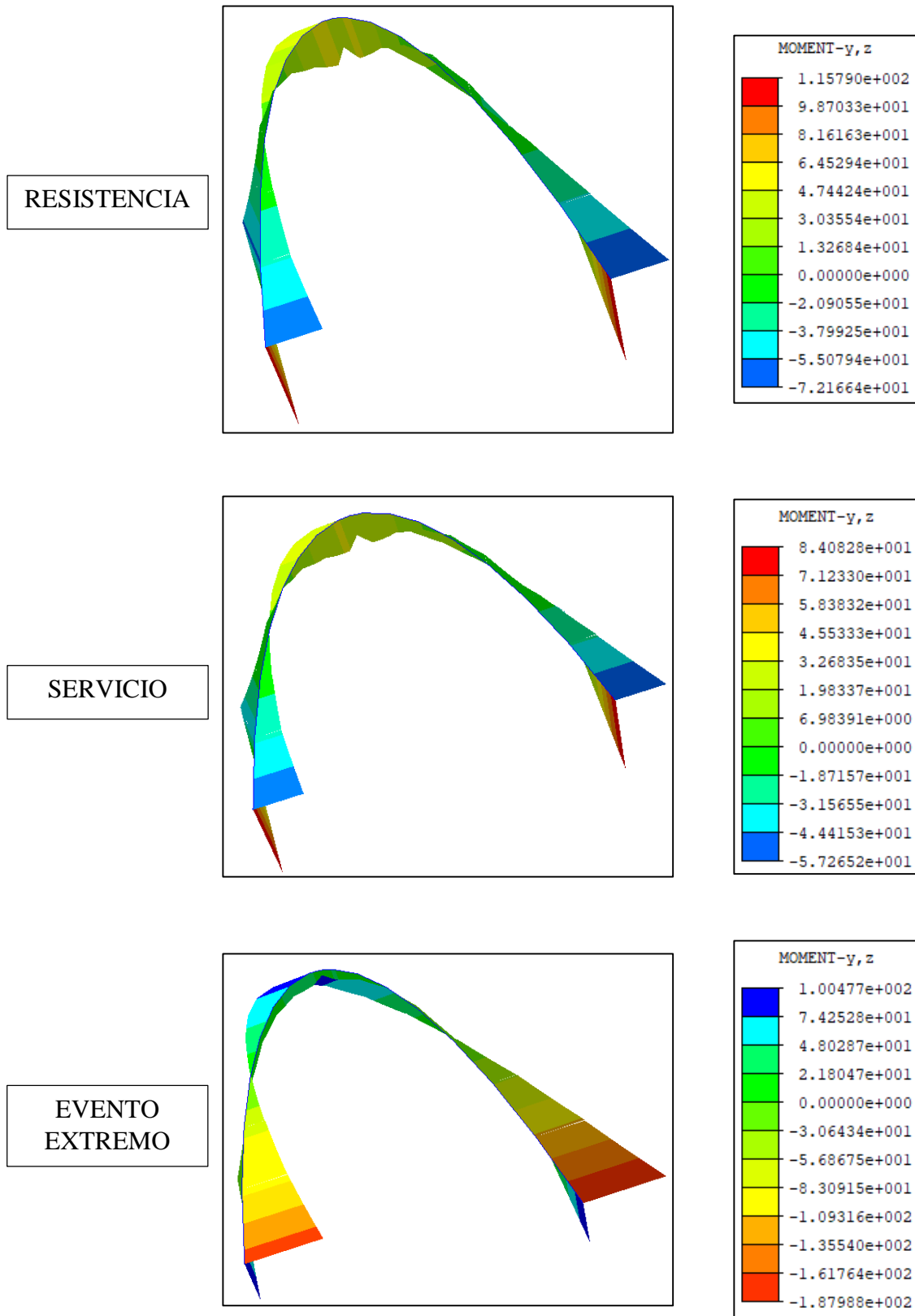


Nota: Las abscisas de los gráficos muestran los nodos del arco hasta la mitad de este, debido a la simetría del grafico; las unidades de las ordenadas se encuentran en kgf y kgf.m.



Figura 85

Campo de fuerzas internas para momento flector en toneladas metro (tonf.m)





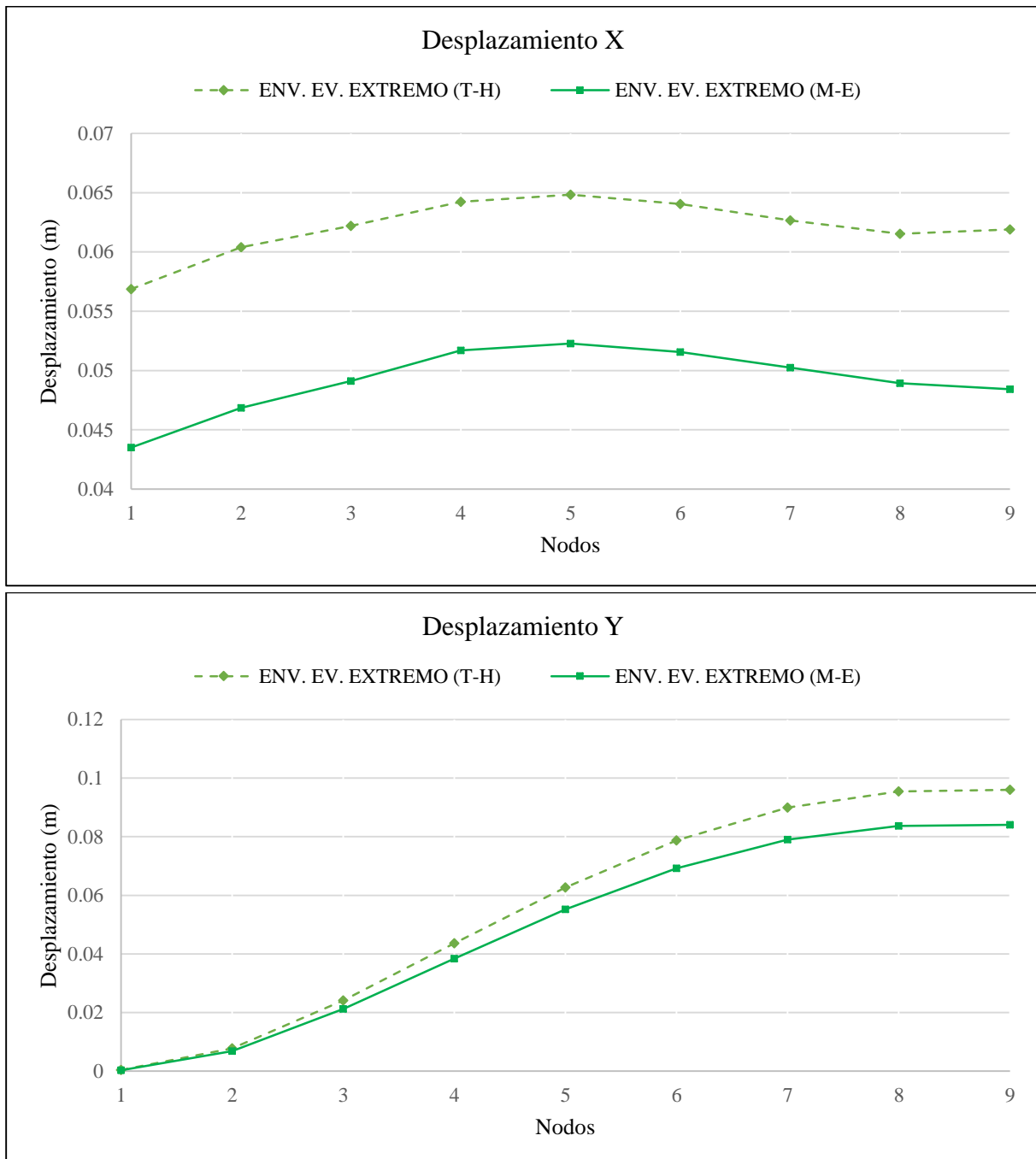
4.3 Análisis sísmico Tiempo Historia

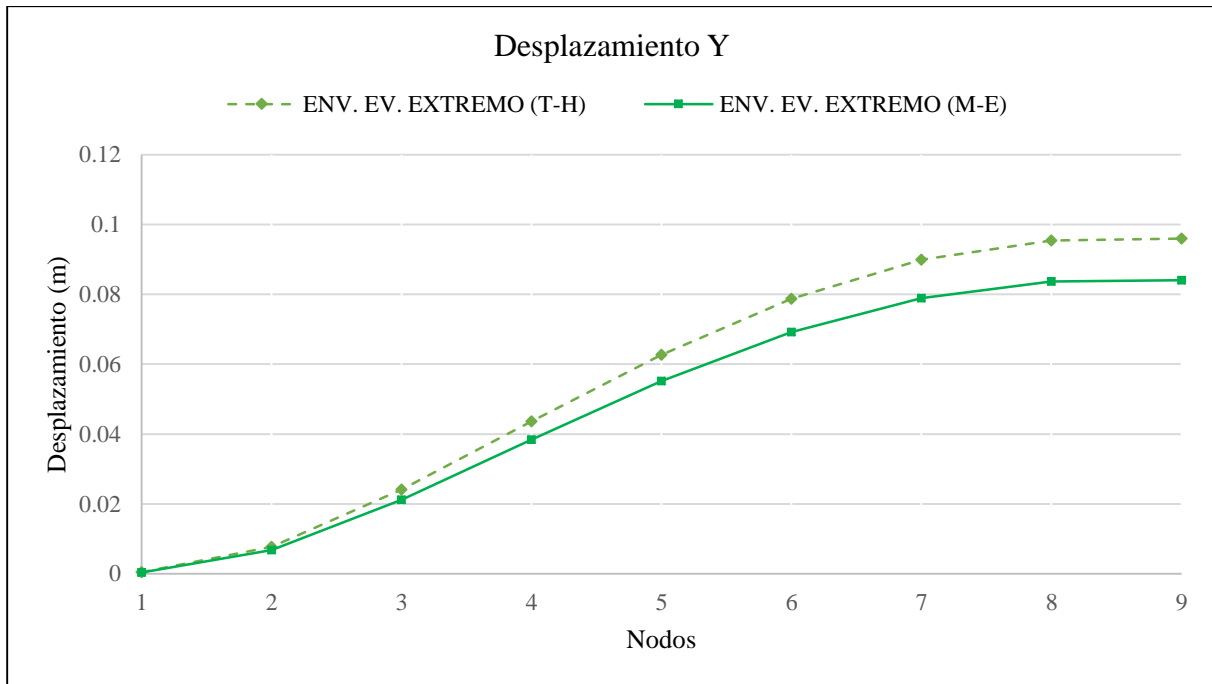
4.3.1 Desplazamientos

Para los desplazamientos se tomó en cuenta el resultado de la combinación de carga de evento extremo aplicadas a la estructura, para esta combinación de carga se aplicó la carga sísmica mediante un análisis Tiempo Historia. El grafico muestra los desplazamientos solamente en el elemento estructural del arco, teniendo para éste 17 nodos en total como muestra la Figura 81.

Figura 86

Gráfico de desplazamientos.

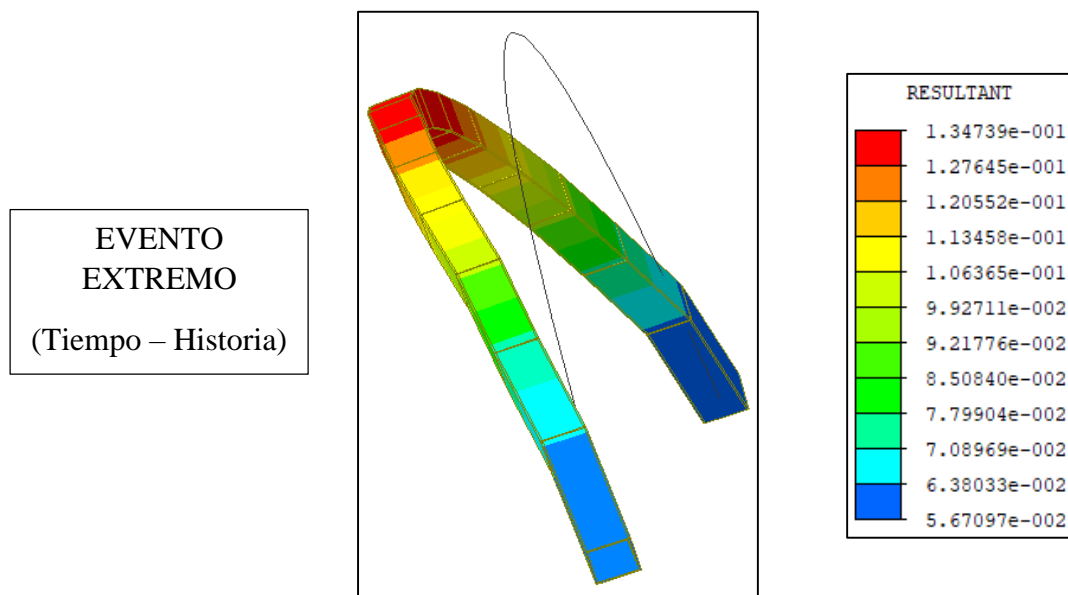




Nota: Las abscisas del gráfico muestra los nodos del arco hasta la mitad de este, debido a la simetría del grafico; las unidades de las ordenadas se encuentran en m.

Figura 87

Campo de desplazamiento de Evento extremo en metros (m).



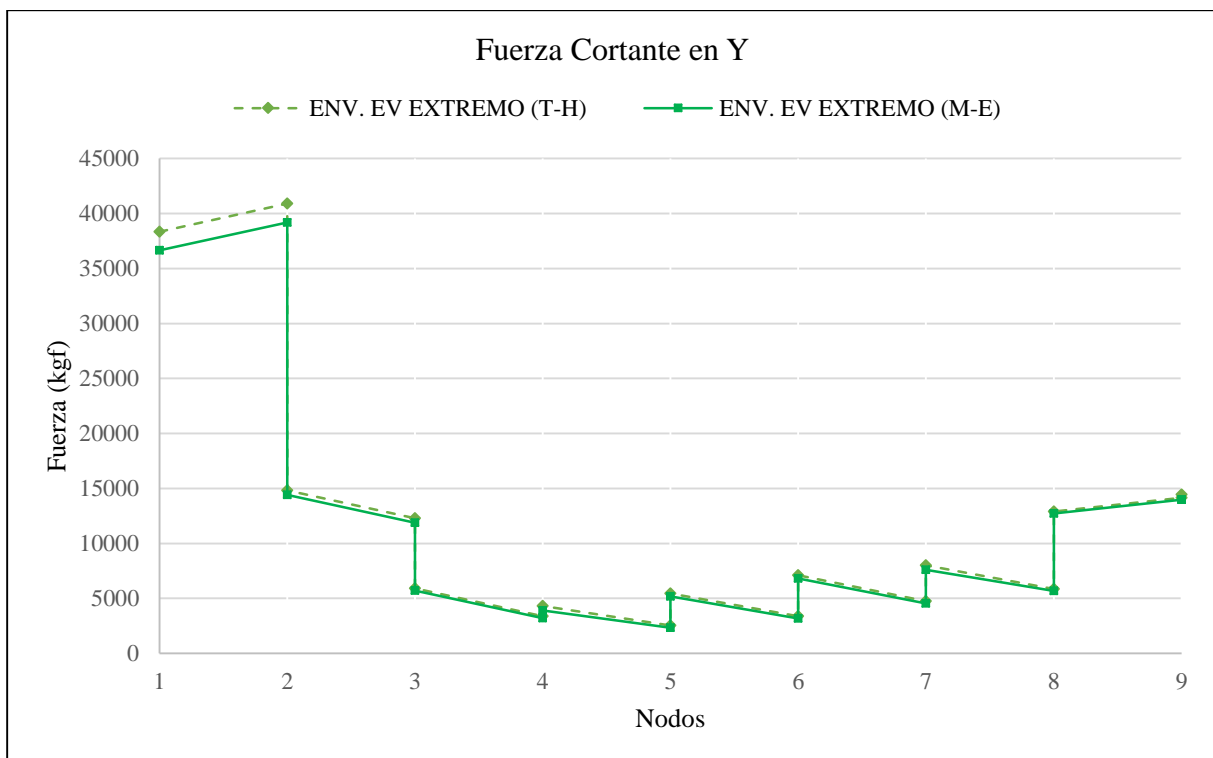
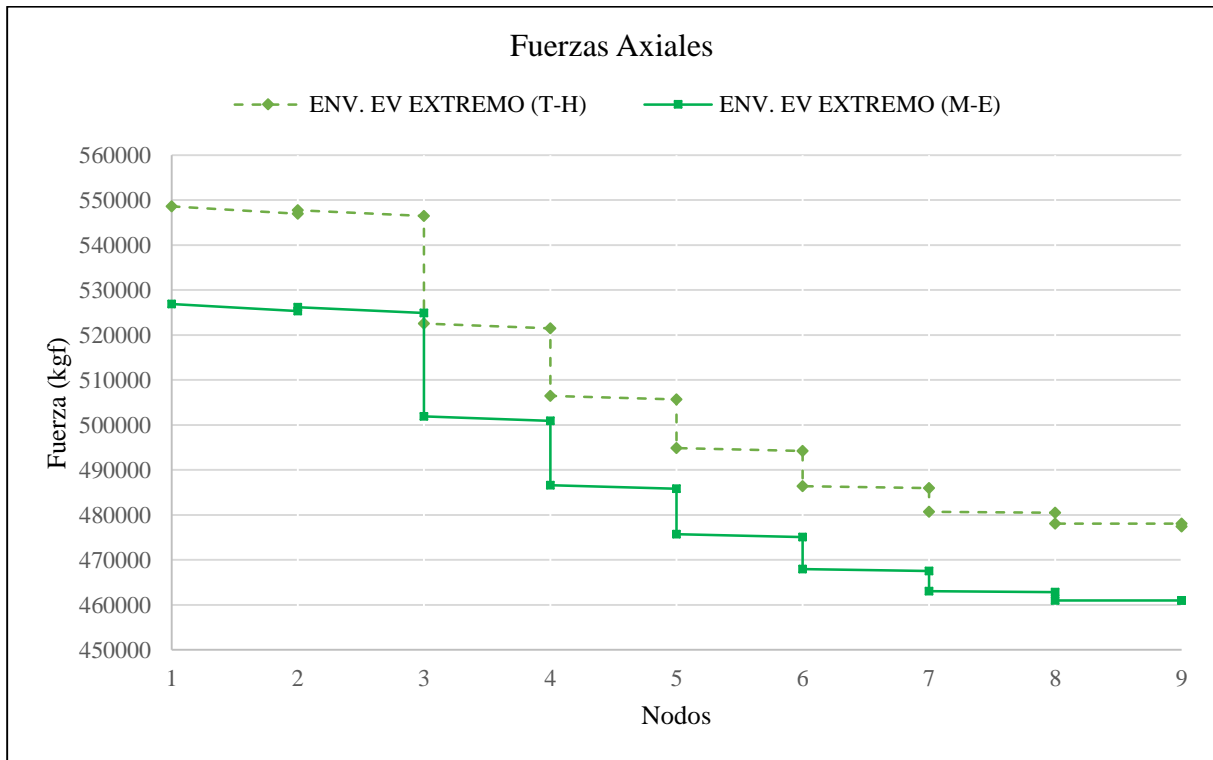
4.3.2 Fuerzas internas

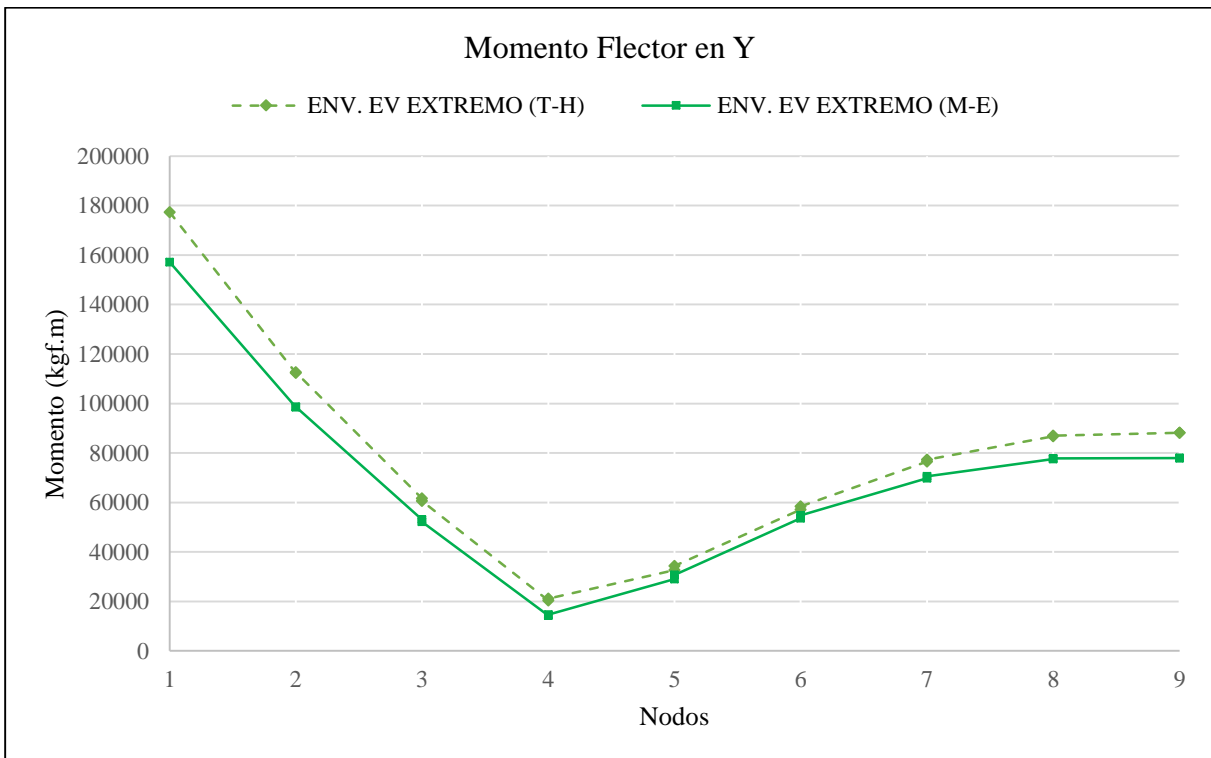
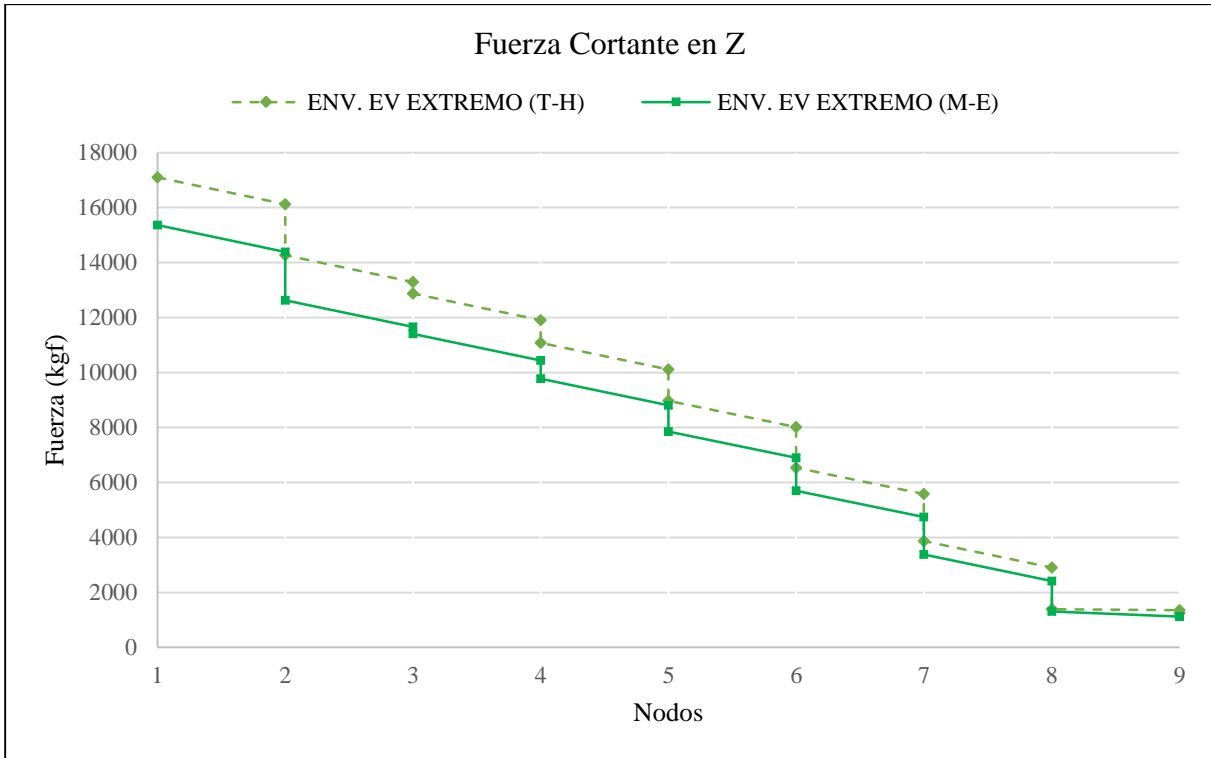
Se muestran los resultados para el combinación de carga de evento extremo aplicando un análisis Tiempo Historia, llegando a obtener las fuerzas internas producidas en la estructura, estas fuerzas se graficaron considerando solamente el elemento estructural del arco, teniendo éste 17 nodos como muestra la Figura 81.

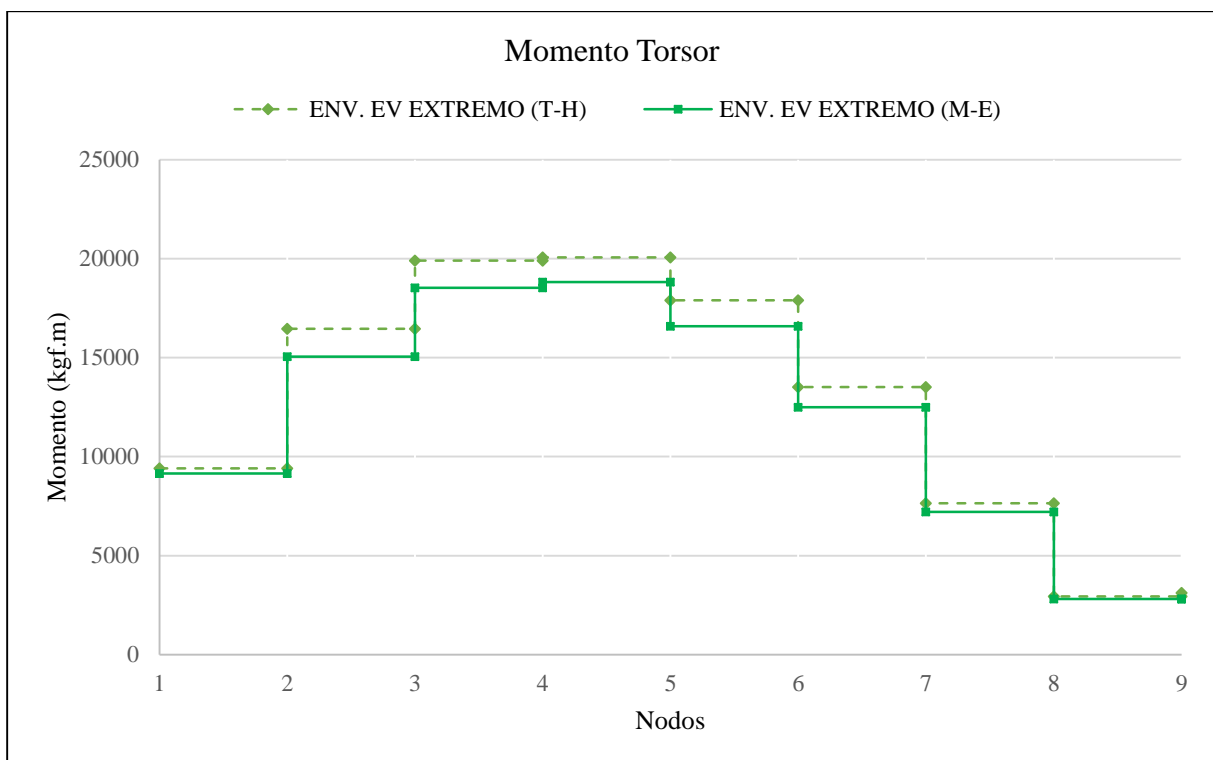
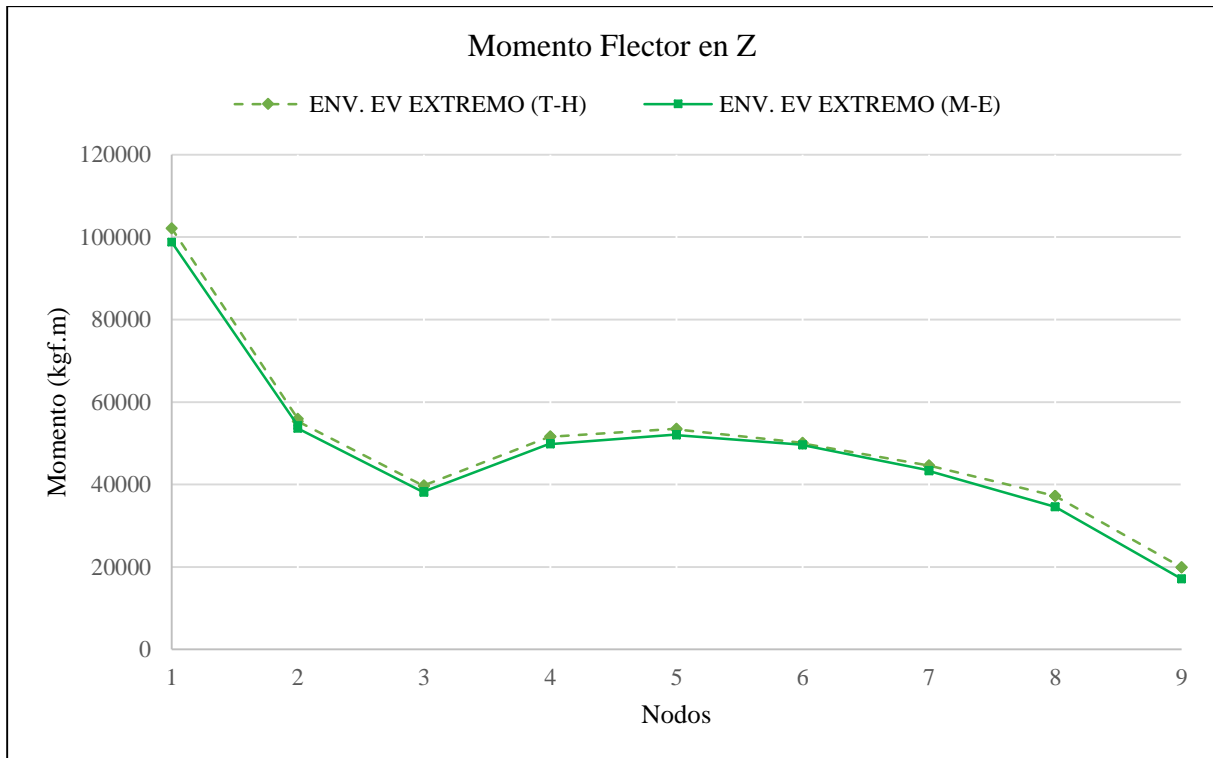


Figura 88

Gráfico de Fuerzas Internas



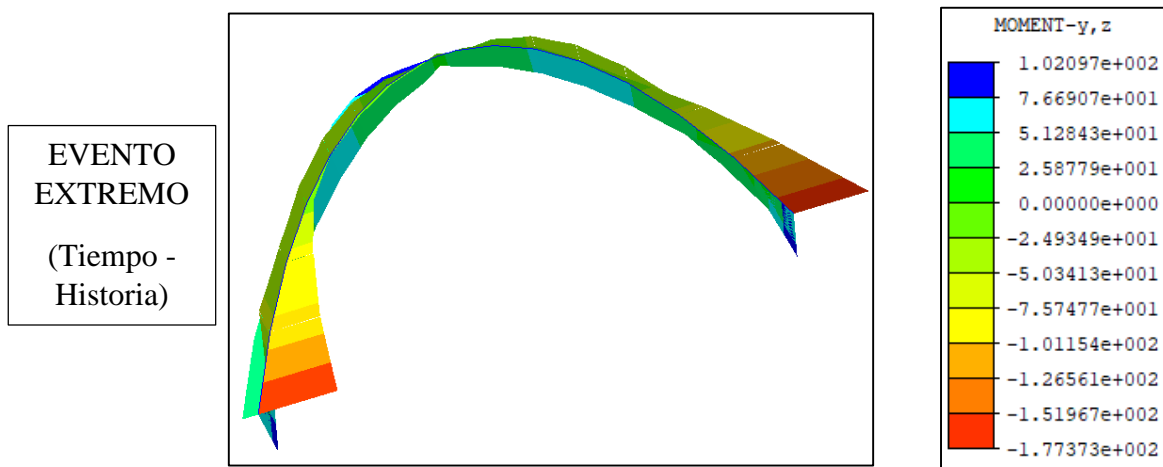




Nota: Las abscisas de los gráficos muestran los nodos del arco hasta la mitad de este, debido a la simetría del grafico; las unidades de las ordenadas se encuentran en kgf y kgf.m.

Figura 89

Campo de fuerzas internas para momento flector en toneladas metro (tonf.m)



4.4 Análisis no lineal Geométrico

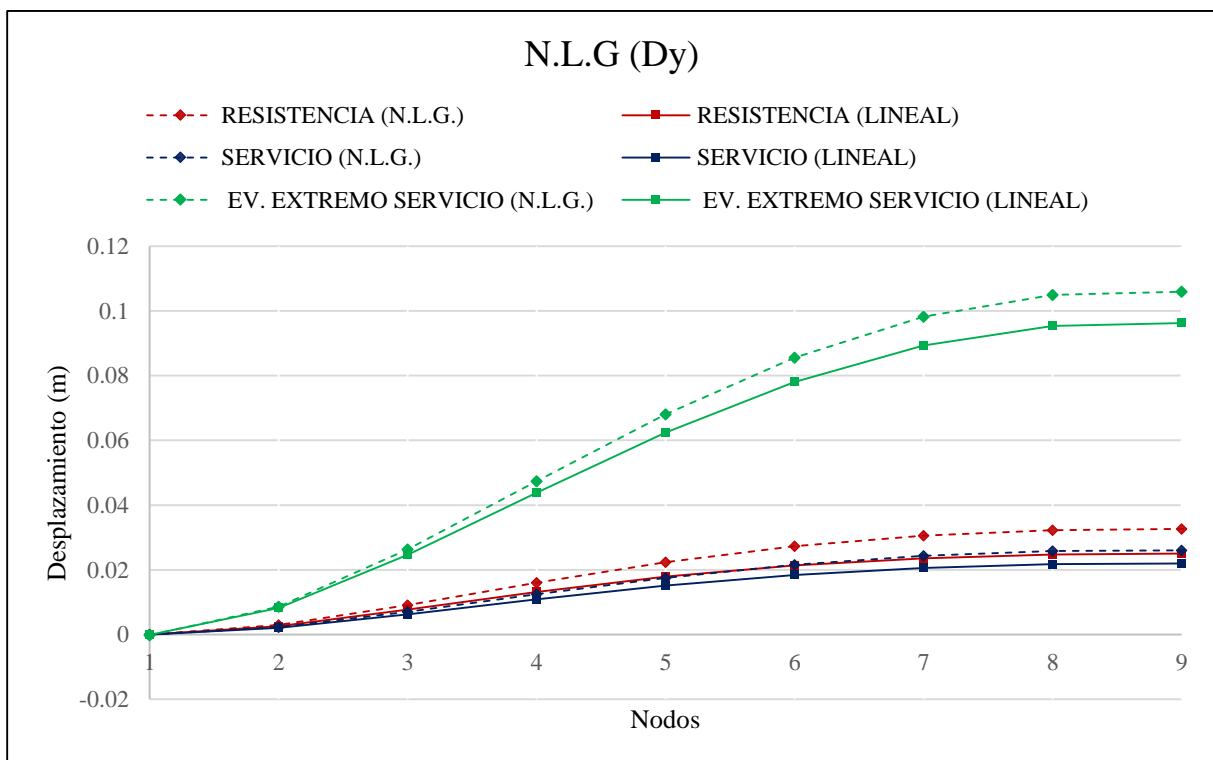
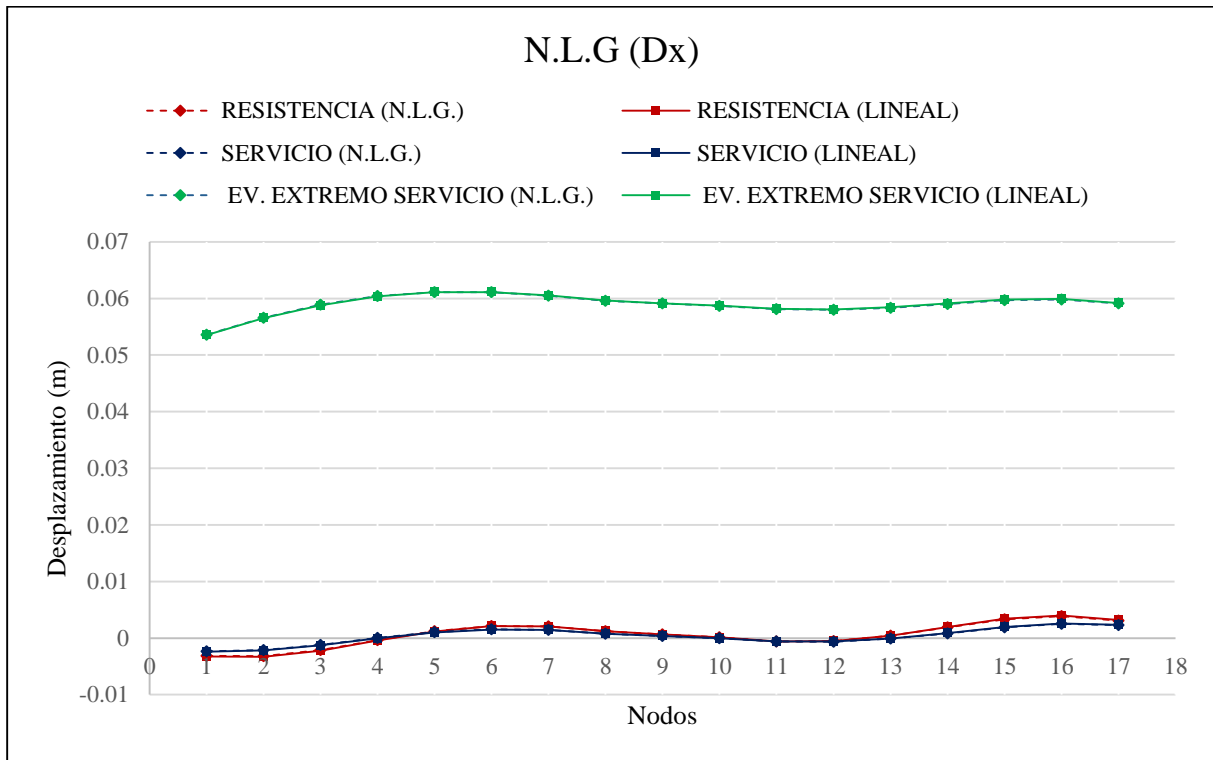
4.4.1 Desplazamientos

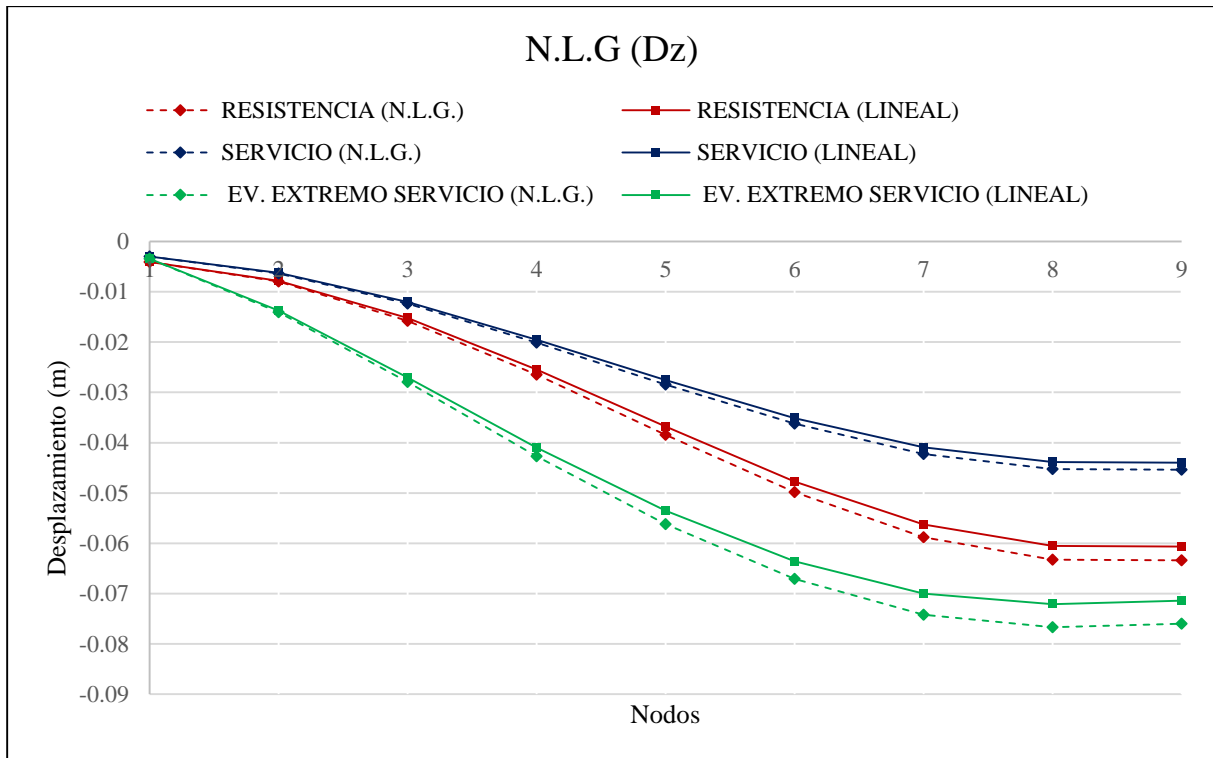
Para los desplazamientos obtenidos en la estructura mediante un análisis no lineal se tomó de la misma manera que en los anteriores ítems, aplicando a la estructura la envolvente de las combinaciones de carga Resistencia (I, II, III, IV y V) y Servicio (I, II, III y IV), y contrastando estos resultados con un análisis lineal para los gráficos. El gráfico muestra los desplazamientos solamente en el elemento estructural del arco, teniendo para éste 17 nodos en total como muestra la Figura 81.



Figura 90

Desplazamiento no lineal geométrico

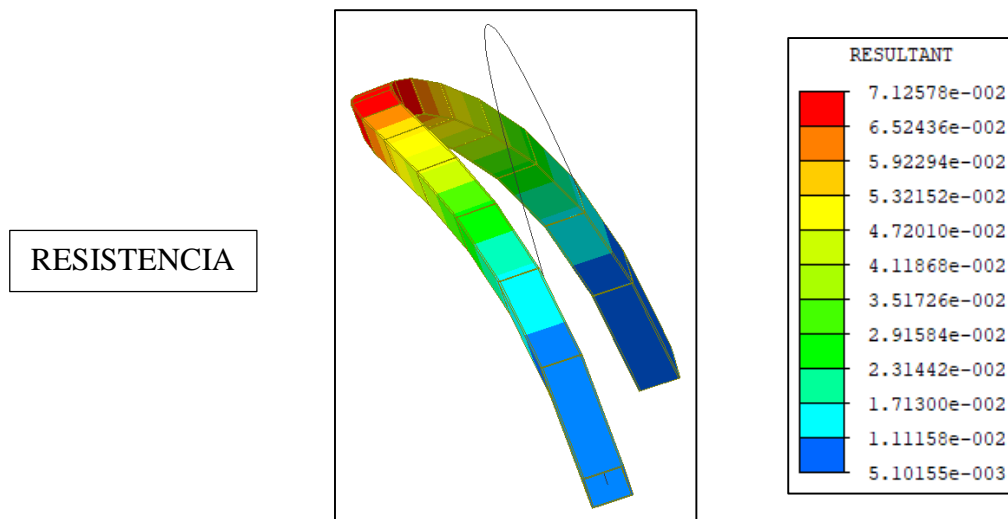




Nota: Las abscisas de los gráficos muestran los nodos del arco y las unidades de las ordenadas se encuentran en m, NLG: Análisis no lineal geométrico.

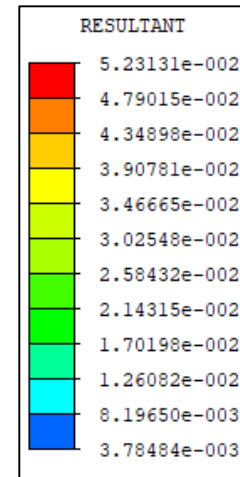
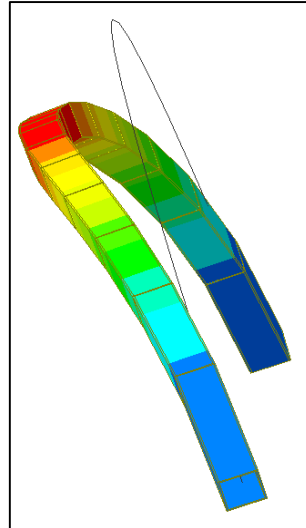
Figura 91

Campo de desplazamiento para Resistencia, Servicio y Evento extremo en metros (m).

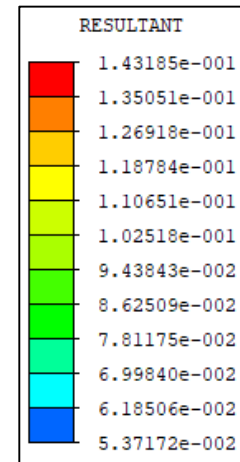
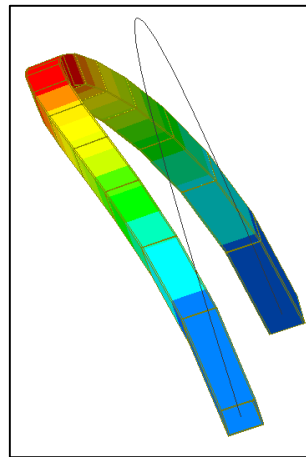




SERVICIO



EVENTO
EXTREMO



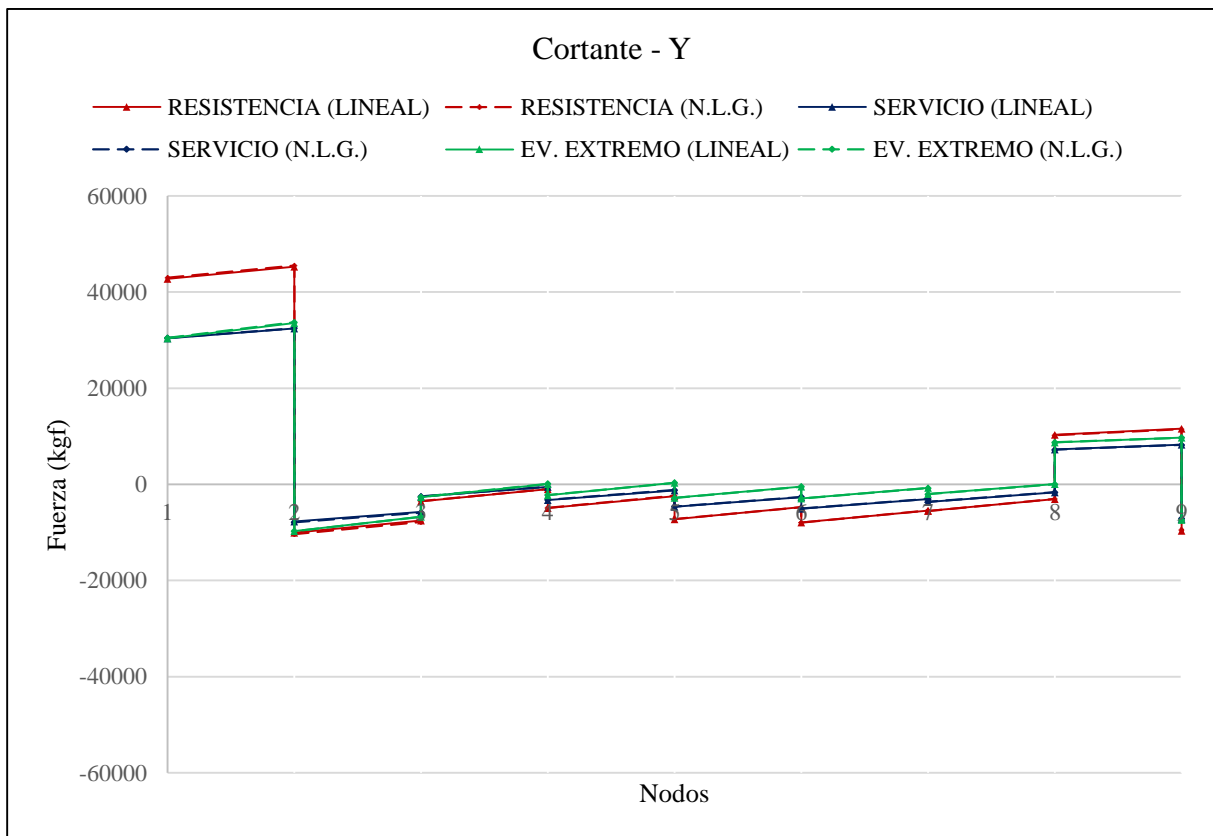
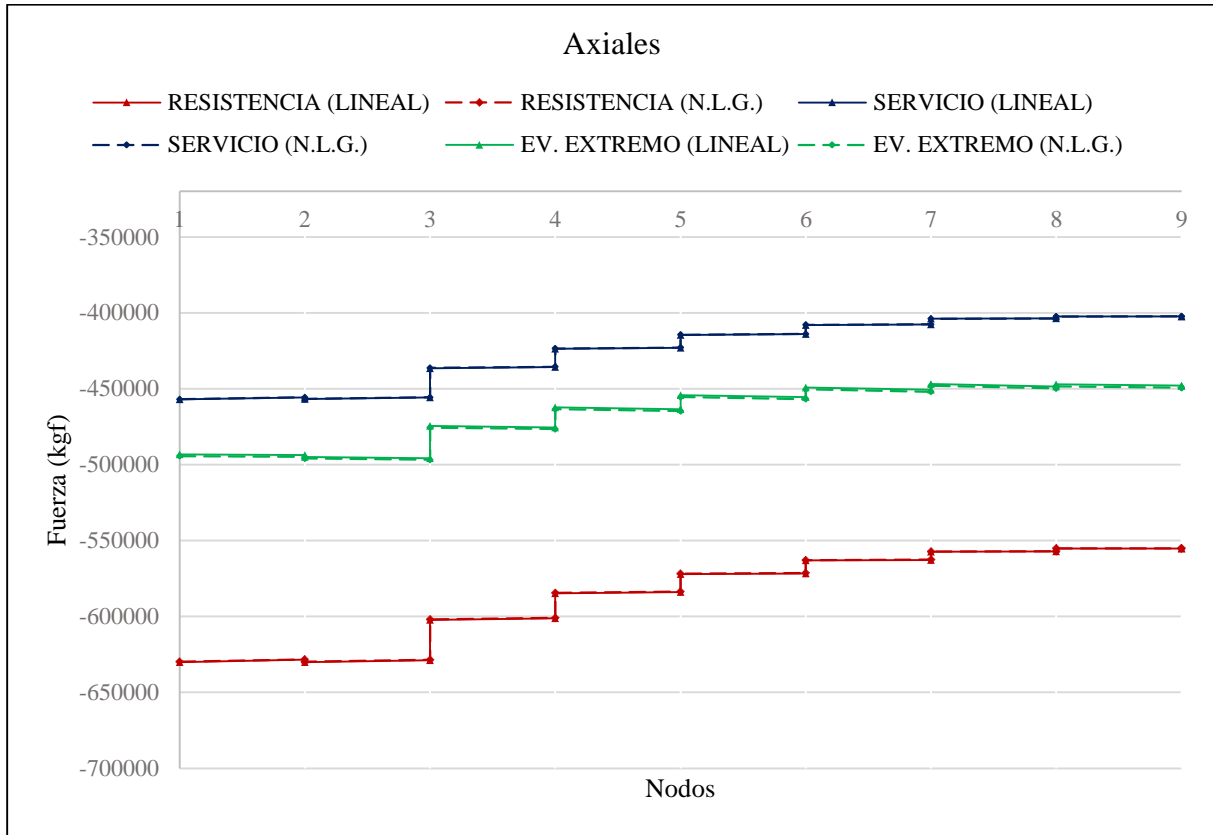
4.4.2 Fuerzas internas

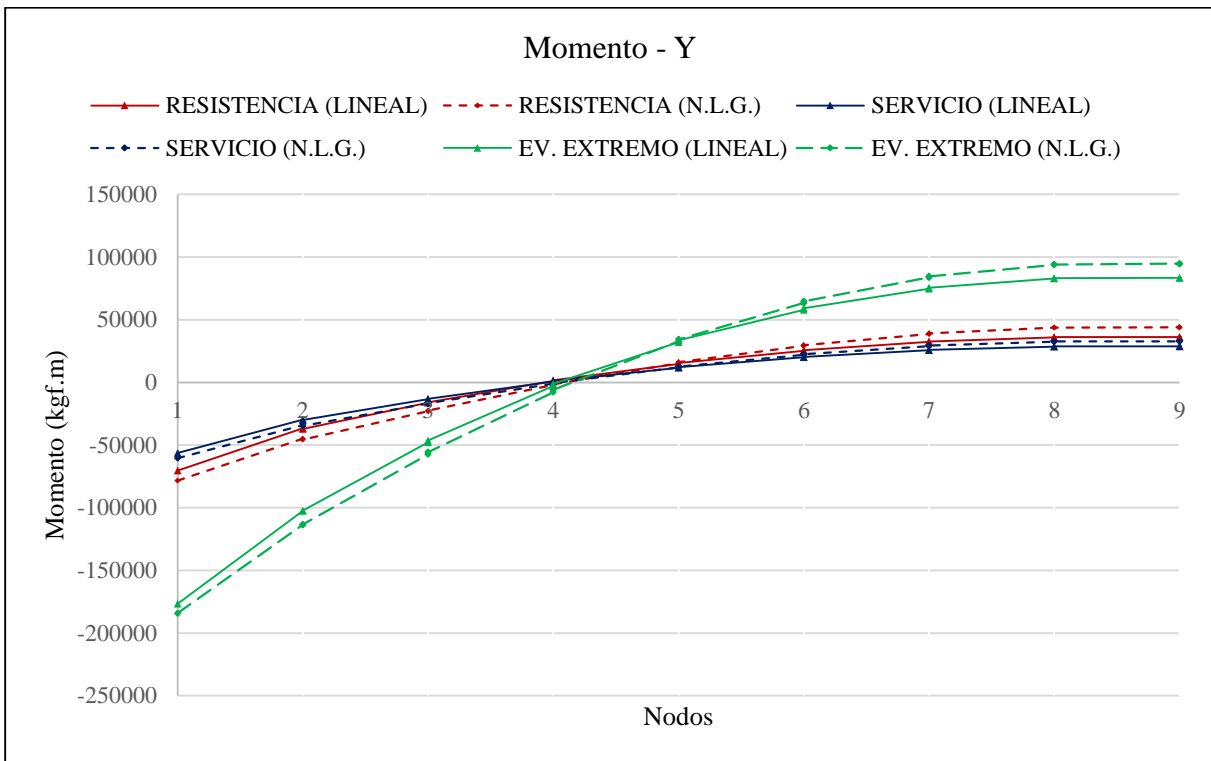
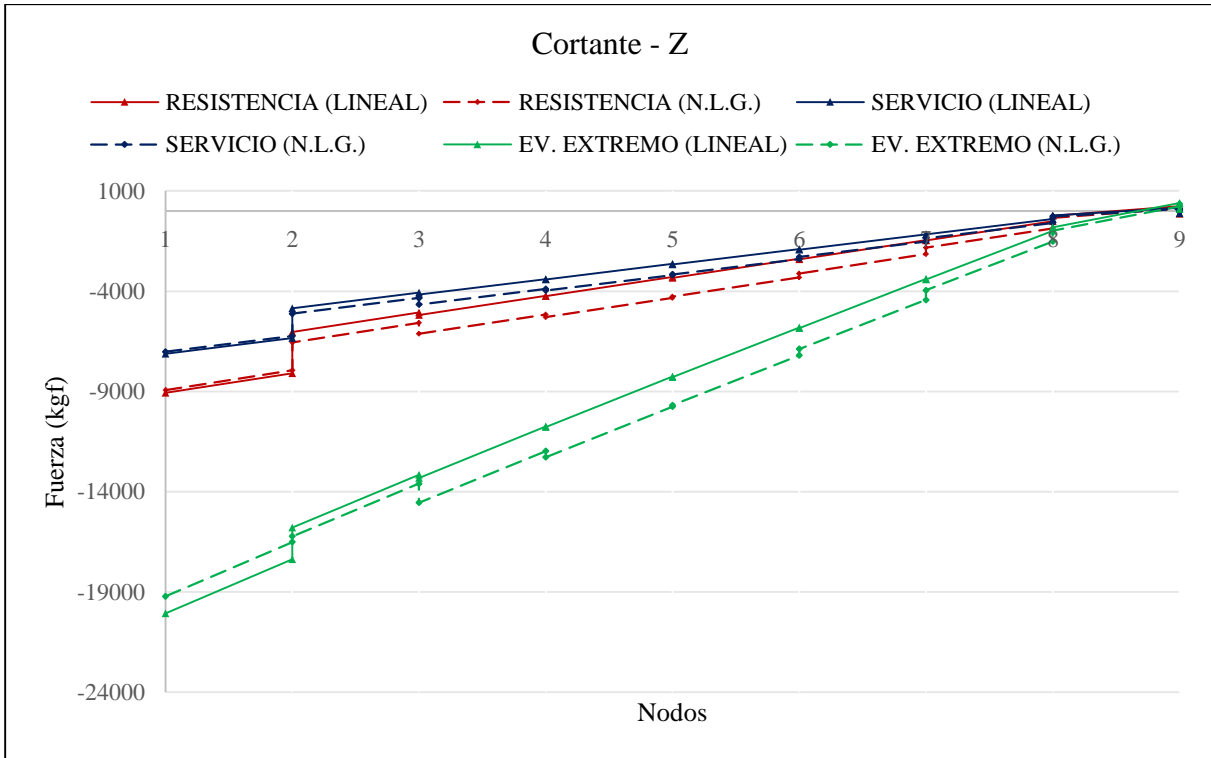
Para las fuerzas internas que se producen en la estructura mediante un análisis no lineal se tomó en cuenta el resultado de la envolvente de las combinaciones de carga de Resistencia (I, II, III, IV y V) y Servicio (I, II, III y IV) y Evento Extremo (I y II), para lo cual el grafico a continuación toma en cuenta solamente el elemento estructural del arco, teniendo éste 17 nodos como muestra la Figura 81, contrastando un análisis con no linealidad geométrica y con el resultado que tendría linealmente.

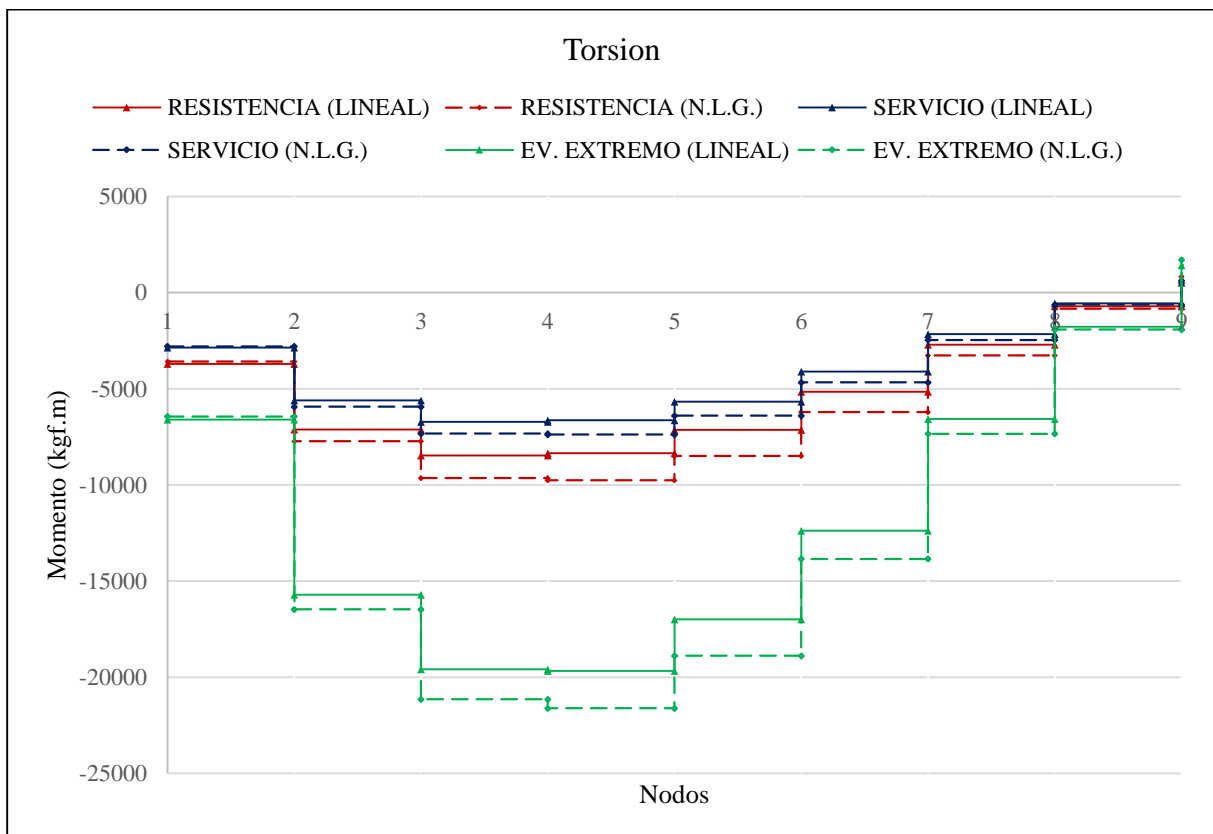
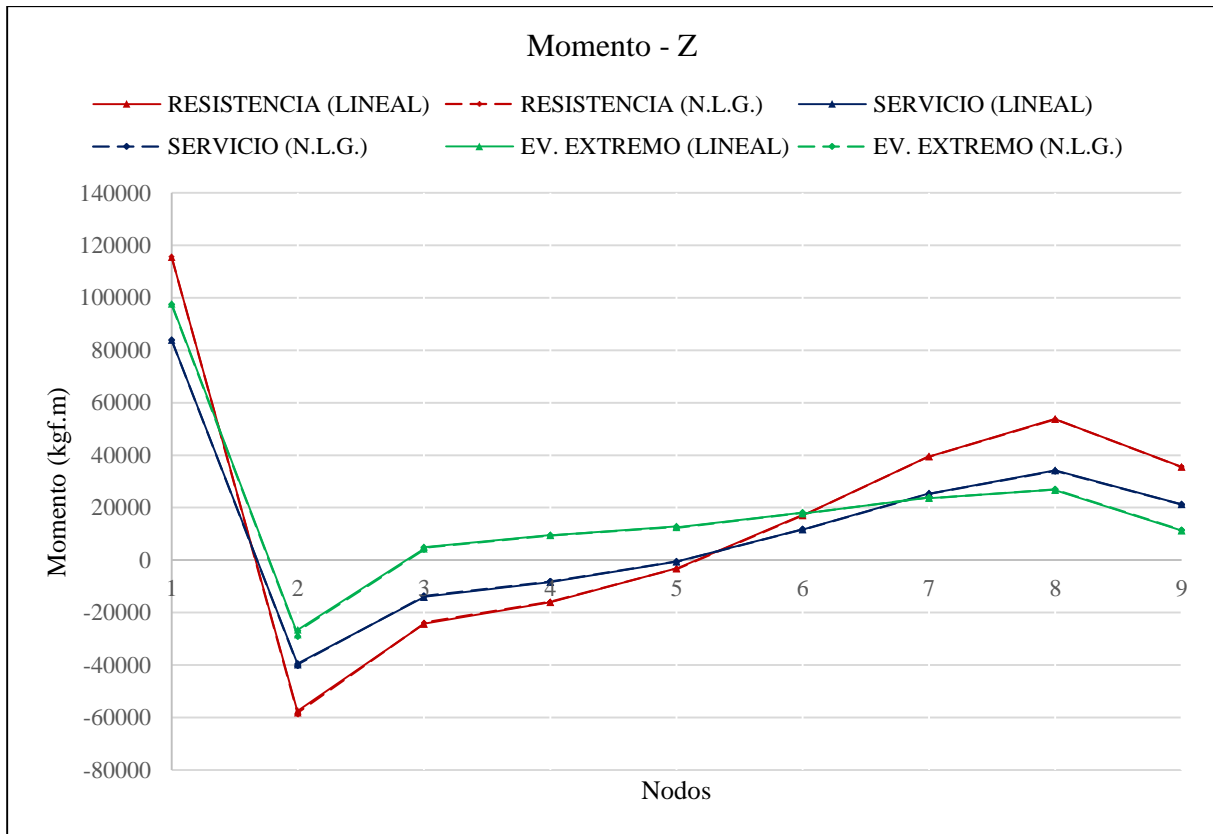


Figura 92

Fuerzas internas en el arco mediante análisis no lineal geométrico





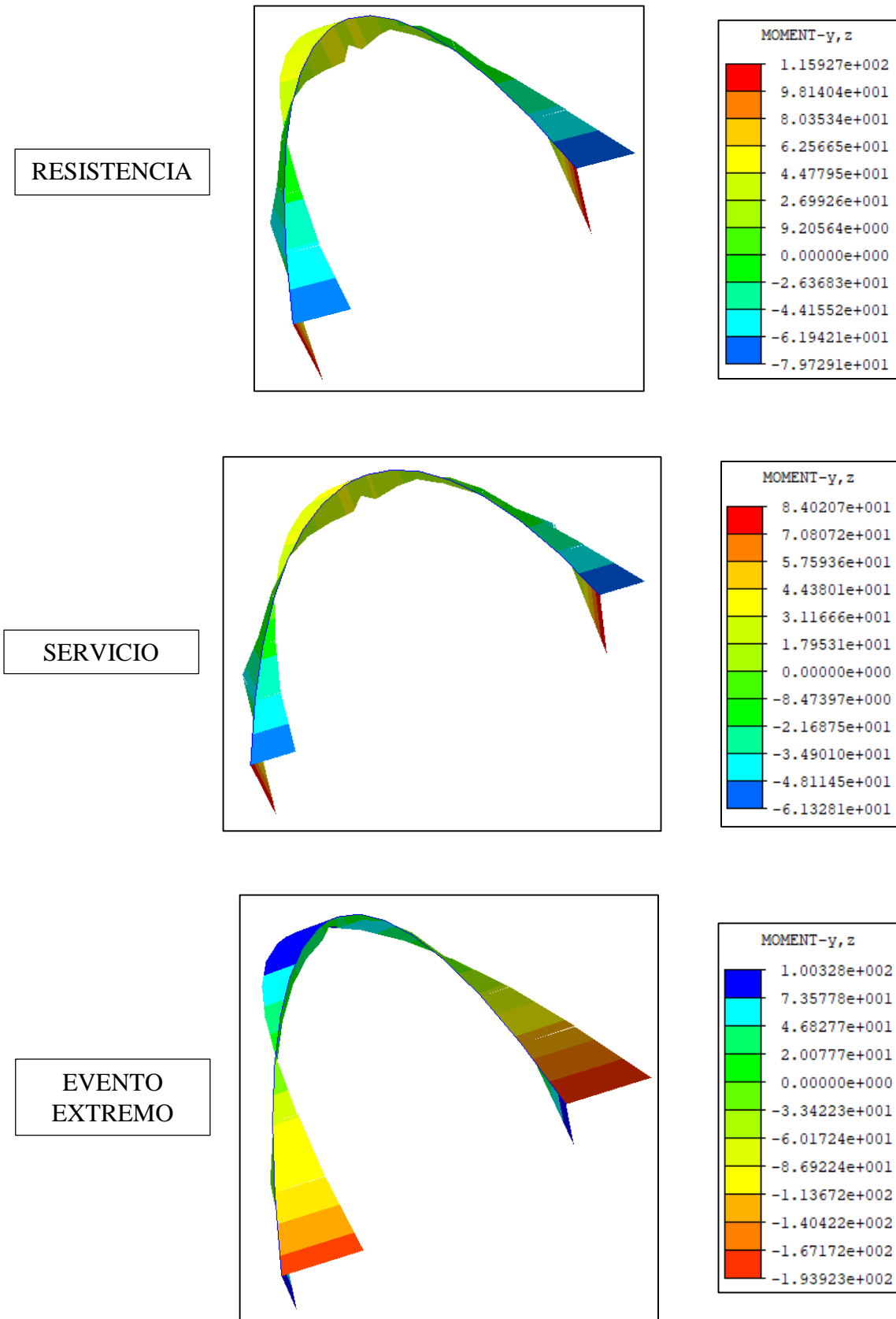


Nota: Las abscisas de los gráficos muestran los nodos del arco y las unidades de las ordenadas se encuentran en kgf y kgf.m, NLG: Análisis no lineal Geométrico.



Figura 93

Campo de fuerzas internas para momento flector en toneladas metro (tonf.m)





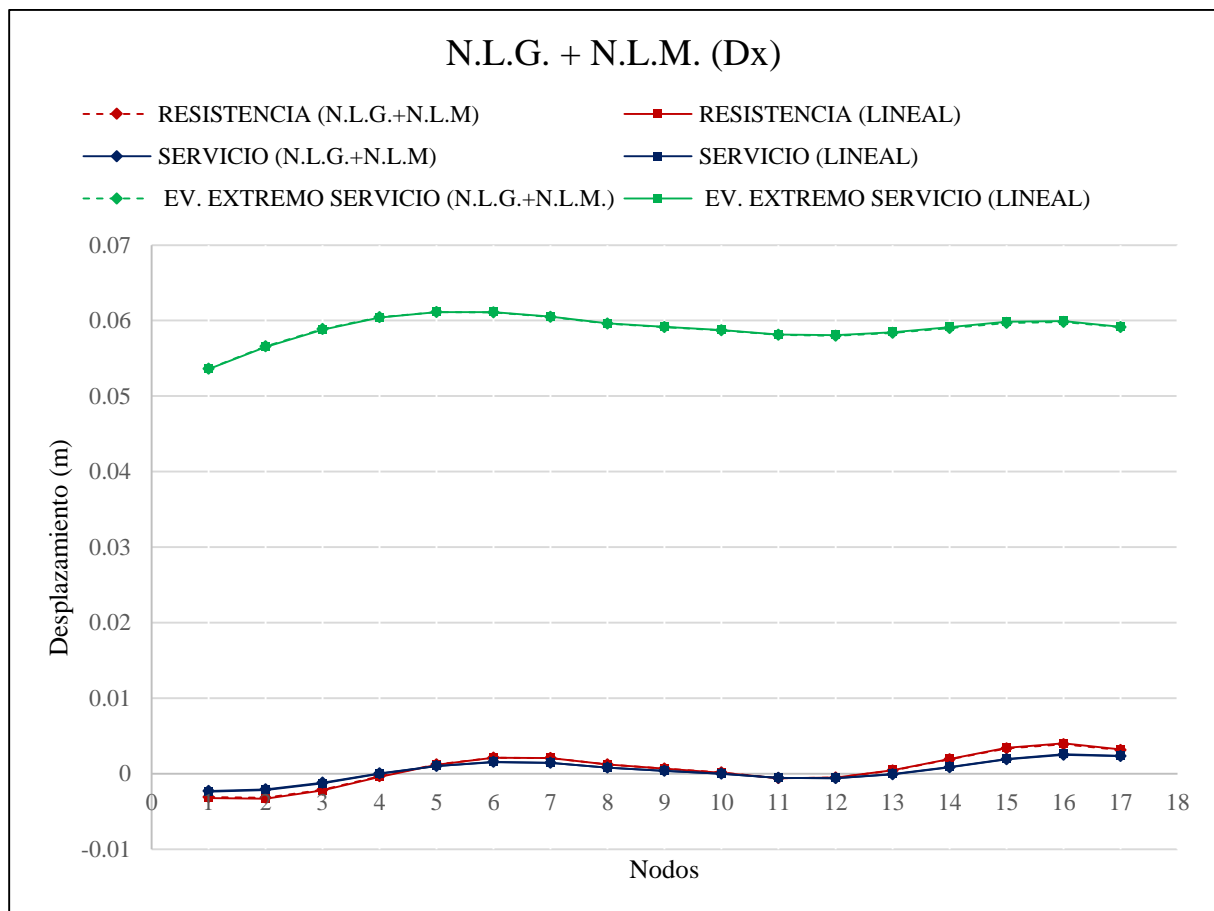
4.5 Análisis no lineal del Material

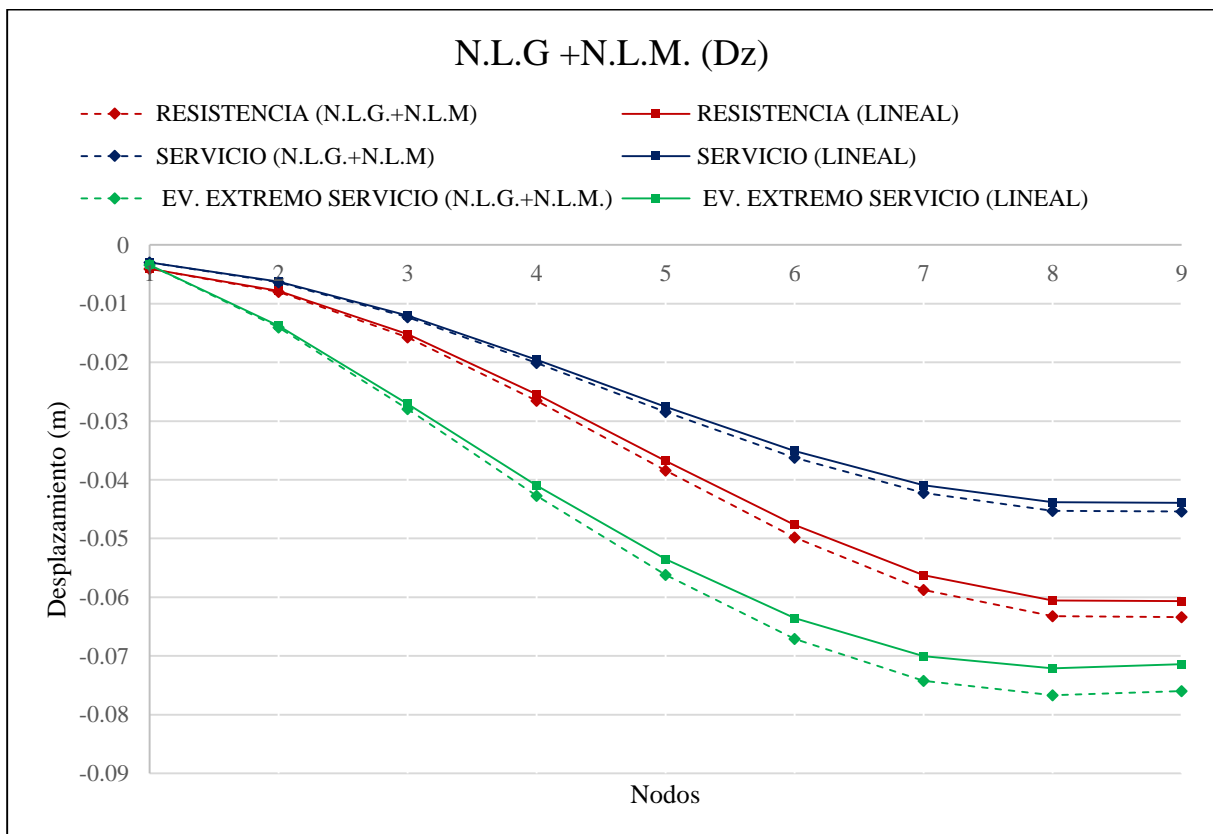
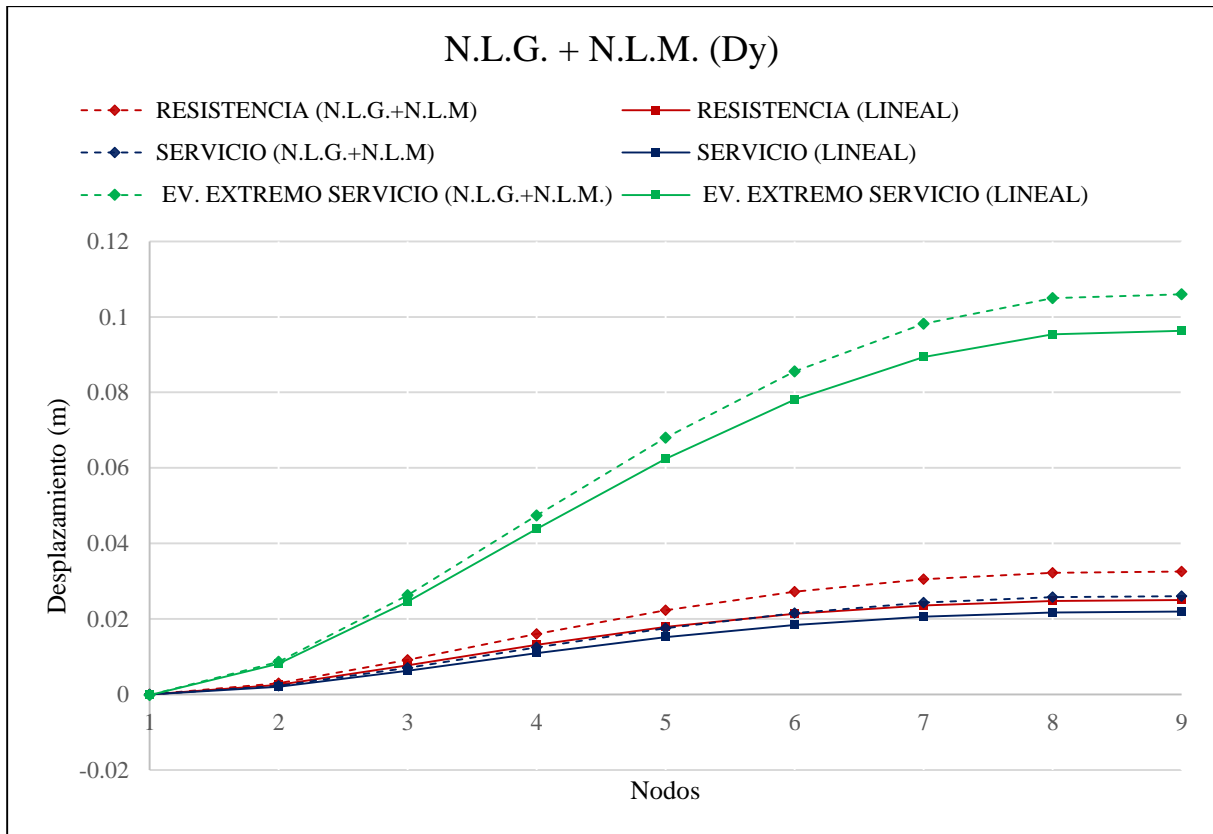
4.5.1 Desplazamientos

Para los desplazamientos obtenidos en la estructura mediante un análisis no lineal del material se tomó en cuenta la aplicación de la envolvente de las combinaciones de carga de Resistencia (I, II, III, IV y V) y Servicio (I, II, III y IV) a la estructura, contrastando estos resultados con un análisis lineal para los gráficos. El gráfico muestra los desplazamientos solamente en el elemento estructural del arco, teniendo para éste 17 nodos en total como muestra la Figura 81.

Figura 94

Desplazamientos del arco mediante análisis no lineal del material



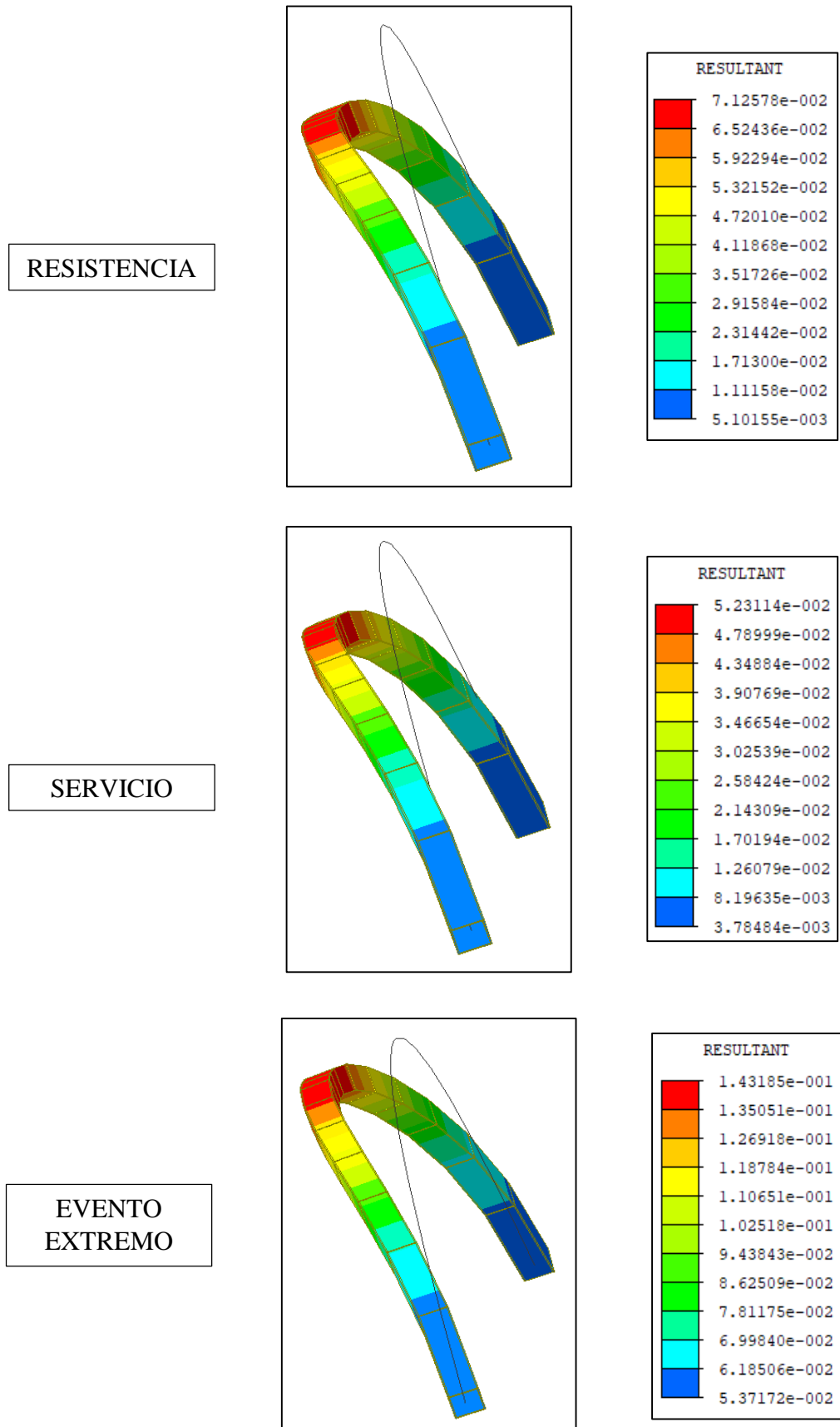


Nota: Las abscisas de los gráficos muestran los nodos del arco y las unidades de las ordenadas se encuentran en m, NLM: Análisis no lineal del material.



Figura 95

Campo de desplazamiento para Resistencia, Servicio y Evento extremo en metros (m).



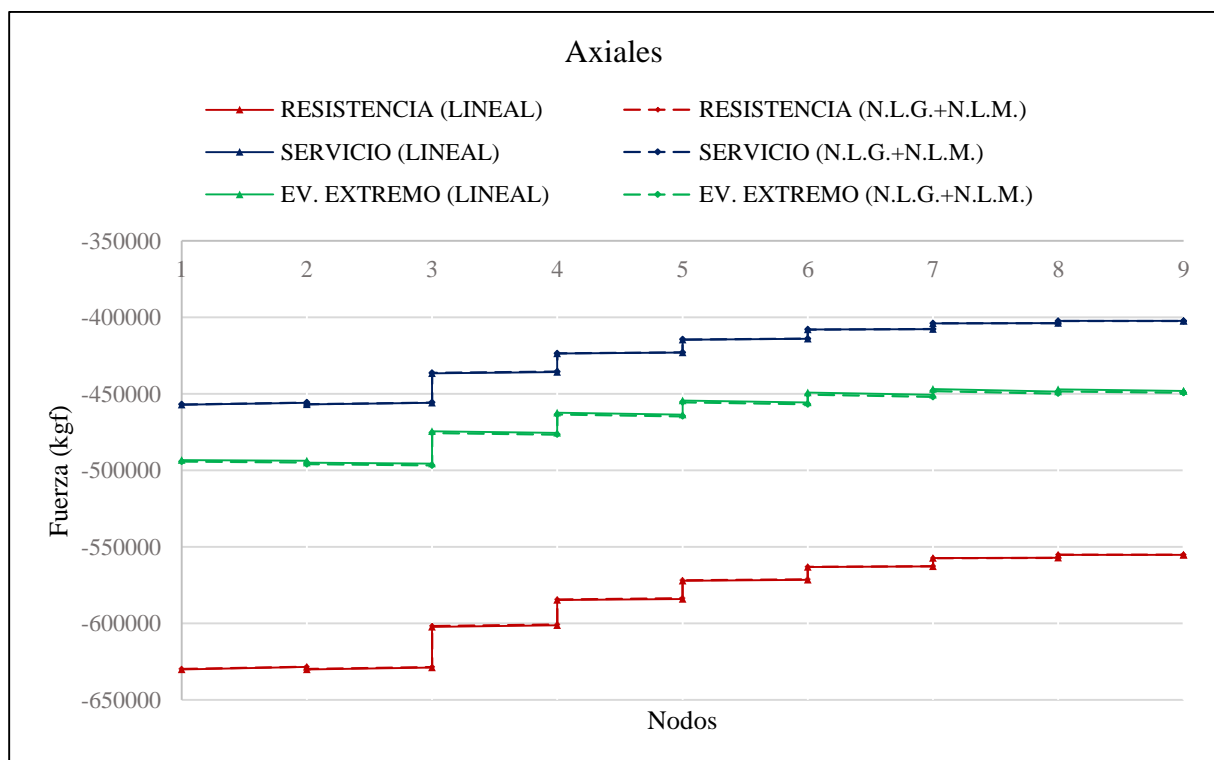


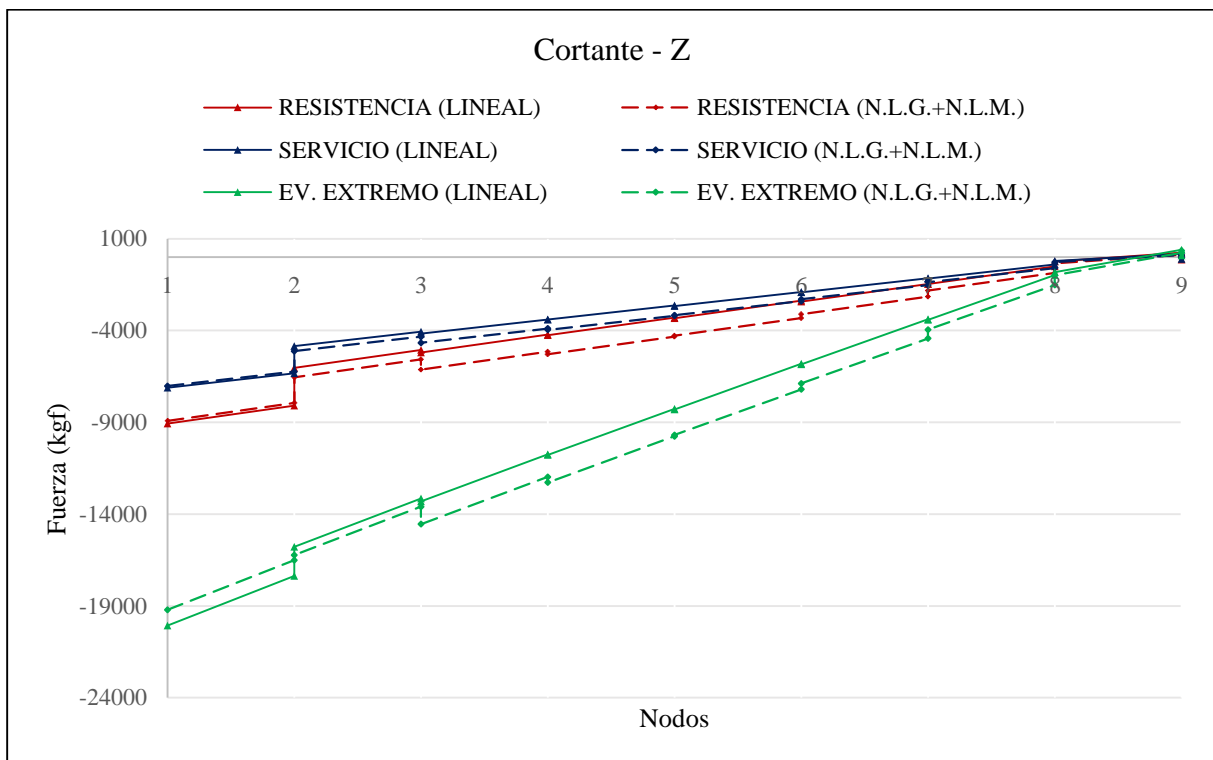
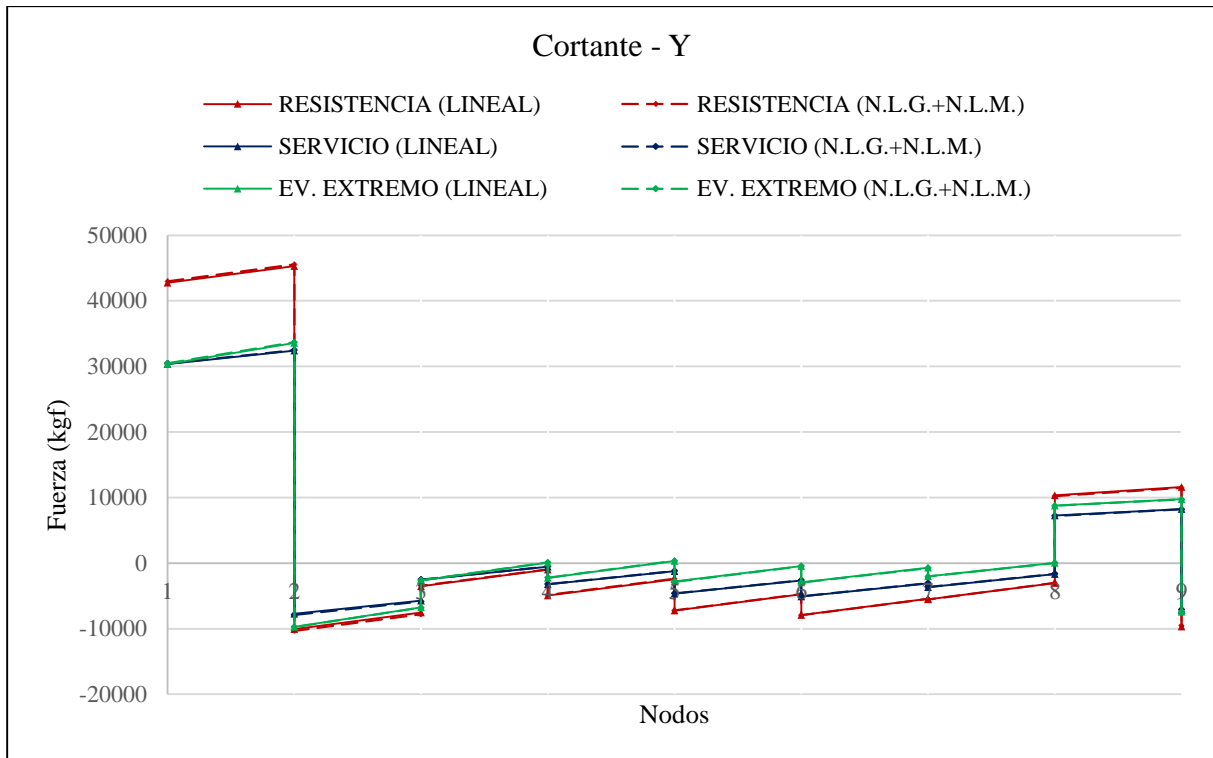
4.5.2 Fuerzas internas

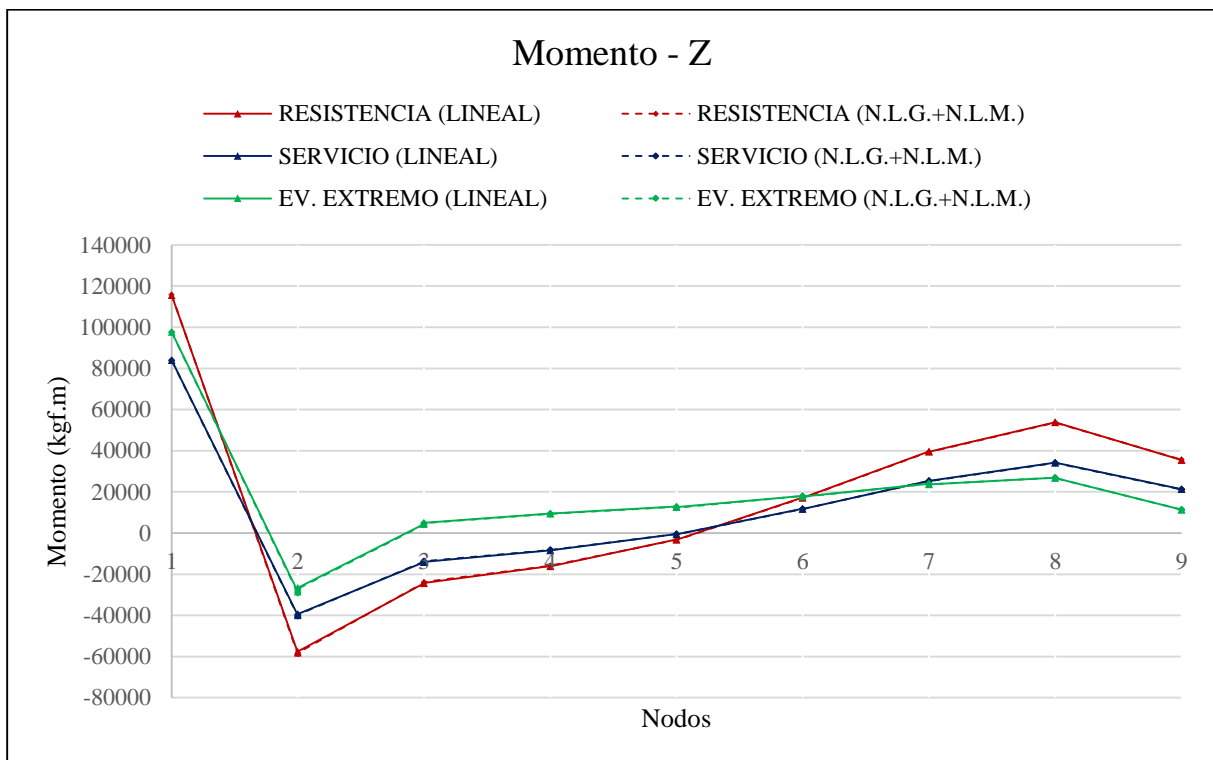
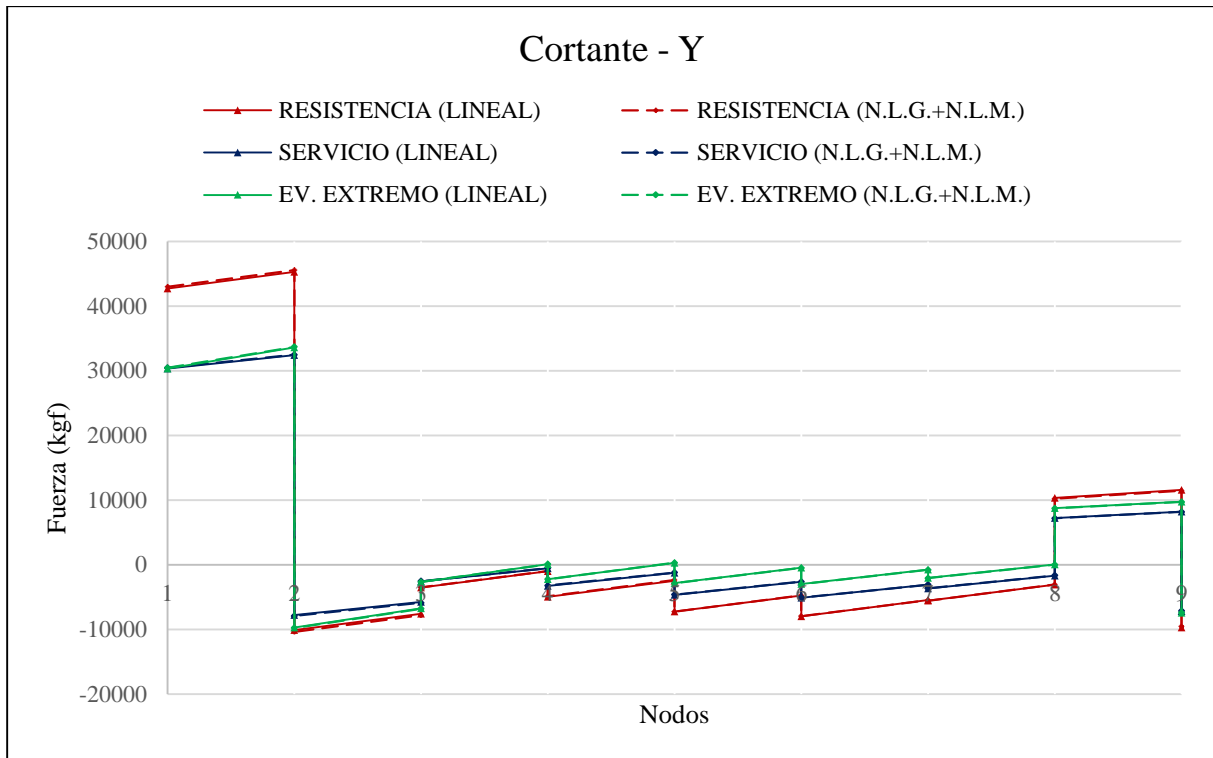
Para las fuerzas internas que se producen en la estructura mediante un análisis no lineal se tomó en cuenta el resultado de la envolvente de las combinaciones de carga de Resistencia (I, II, III, IV y V) y Servicio (I, II, III y IV) y Evento Extremo (I y II), para lo cual el grafico a continuación toma en cuenta solamente el elemento estructural del arco, teniendo éste 17 nodos como muestra la Figura 81, contrastando un análisis con no linealidad del material y con el resultado que tendría linealmente.

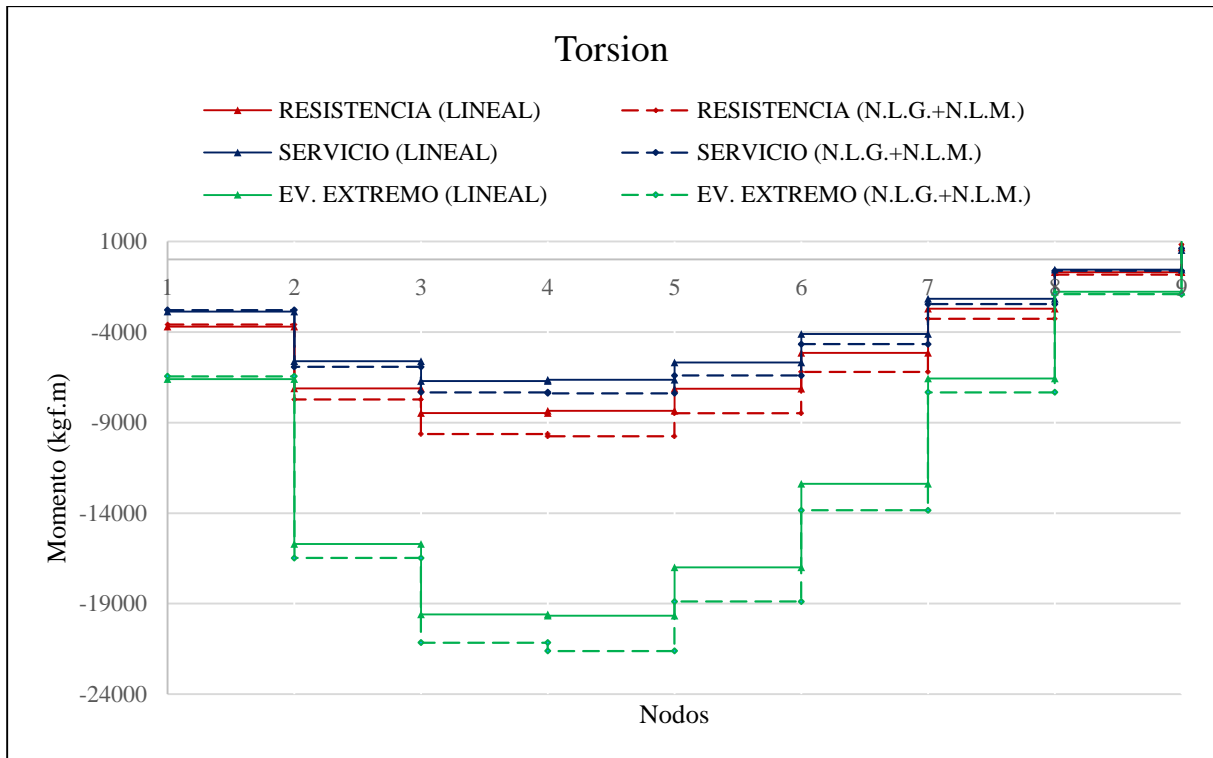
Figura 96

Fuerzas internas en el arco mediante análisis no lineal del material







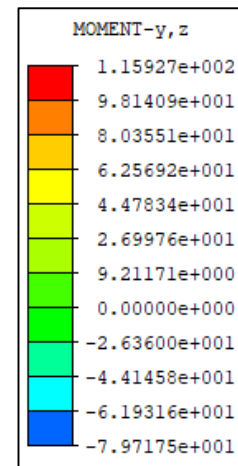
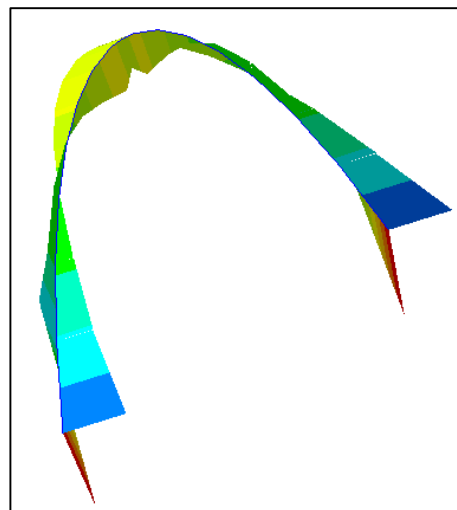


Nota: Las abscisas de los gráficos muestran los nodos del arco y las unidades de las ordenadas se encuentran en kgf y kgf.m, NLM: Análisis no lineal del material.

Figura 97

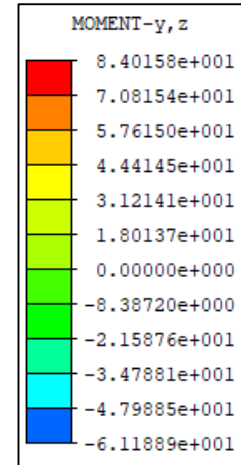
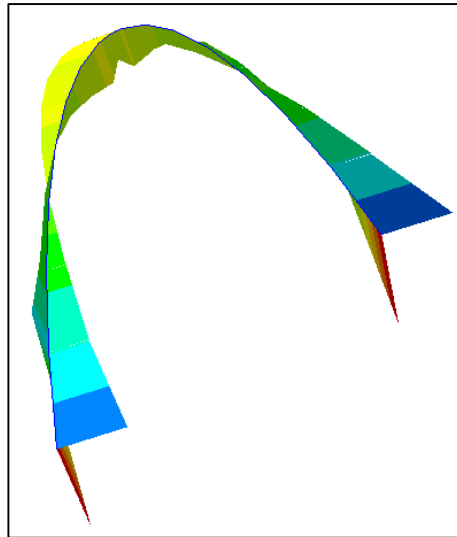
Campo de fuerzas internas para momento flector en toneladas metro (tonf.m)

RESISTENCIA

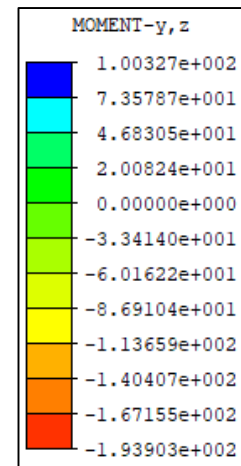
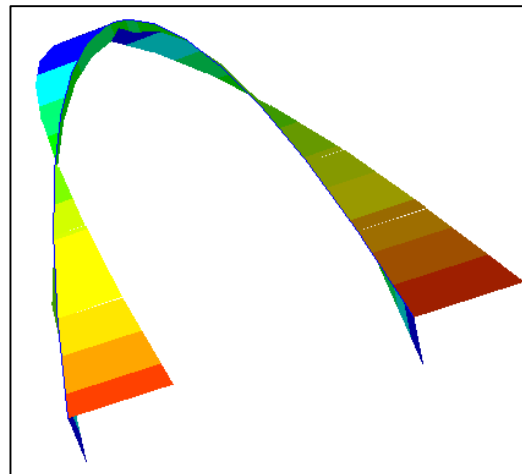




SERVICIO



EVENTO
EXTREMO





CAPITULO V: DISCUSIÓN

5.1 Contraste de resultados referentes al marco teórico

- ¿El análisis de este tipo de puentes tipo arco con el método de elementos finitos es recomendable?

El modelamiento de la estructura del puente siempre tendrá y poseerá un margen de error, esto ya sea por limitaciones del software o por el modelado en sí, el análisis de elementos finitos es un método que tiene una precisión muy buena siempre y cuando se incluyan criterios referentes a una noción del comportamiento de estructuras del tipo arco, reticulado, cable, condiciones de frontera que están relacionadas con el comportamiento de rotulas y las uniones entre elementos, además de la correcta emulación de apoyos y sus restricciones a desplazamiento o rotaciones en todos sus ejes.

- ¿Cuáles son los parámetros necesarios para poder realizar un análisis Tiempo-Historia?

En el Manual de Puentes 2018 indica que para el puente propuesto en la investigación, que es un puente de un solo tramo, no es necesario realizar análisis sísmico, y debido a que este puente es un puente esencial es aún menos necesario el análisis Tiempo Historia.

Otro punto que menciona es que para estructuras críticas o de geometría compleja o las cuales estén ubicadas en fallas activas del terreno se debe emplear este método. También es importante tener en cuenta que para la selección de sismos se toman en cuenta los parámetros como

- Zonas de subducción y fallas de poca profundidad
 - Magnitud del sismo
 - Tipo de falla (deslizamiento, inversa, normal, etc.)
 - Distancia del lugar a la fuente sísmica
 - Condiciones del lugar y características del sismo de diseño
- ¿Qué metodología se utilizó para el análisis no lineal del material?

Para un análisis no lineal del material, se consideró un comportamiento elastoplástico, para este comportamiento hipotético se utilizó el criterio de Von Mises el cual se utiliza para poder describir cómo se comportan los metales en elementos barra suponiendo la existencia de plasticidad con una deformación unitaria pequeña cuando se tiene un desplazamiento grande o pequeño. Teniendo así que para las fuerzas que actúan por debajo del límite de proporcionalidad el material tendrá un comportamiento elástico lineal, y para fuerzas mayores a este límite de



proporcionalidad, el material fluye, dando así el incremento de la deformación hasta alcanzar la falla.

- ¿Siempre serán mayores los desplazamientos y fuerzas internas en un análisis no lineal con respecto a un análisis lineal? ¿Por qué?

Según las referencias que se tiene en el marco teórico la mayoría de estas investigaciones llegan a la conclusión que para un análisis no lineal se tiene mayores desplazamientos, y sobre las fuerzas internas de la misma manera aunque no tocan mucho este parámetro. Esta tesis pudo demostrar para el caso de estudio, que tanto los desplazamientos como las fuerzas internas del puente Enrique P. Mejia mediante un análisis no lineal se obtiene mayores valores que cuando se realiza un simple análisis lineal.

Debido a que la respuesta de la estructura según Felippa (2001) tiene un carácter de ablandamiento, es decir, una respuesta lineal seguida por un régimen de ablandamiento que puede ocurrir lenta o repentinamente, dichos desplazamientos y fuerzas internas producen mayores valores numéricos cuando se realiza mediante un análisis no lineal que si se diera por medio de un análisis lineal.

- ¿Se aplicó la carga peatonal para carga viva en el modelo para el análisis?

Si se consideró la carga viva peatonal en el trabajo de investigación, sin embargo no tuvo implicancia en los resultados finales, ya que al considerar esta carga se produce menores solicitaciones a la estructura que cuando es aplicada, esto debido al factor de presencia múltiple, ya que según el MTC (2018) el carril peatonal es considerado como una carril semejante al vehicular y por ende el puente tendría 4 carriles de diseño, y contaría con un factor de presencia múltiple de 0.6. Al considerar solamente 2 carriles de diseño (los carriles vehiculares) el factor de presencia múltiple tendría un valor de 1 y por ende mayores solicitaciones.

Esto se puede afirmar ya que el calculo de dicha comparacion se realizó, este contraste se puede observar en la parte de anexos donde se muestra un grafico de la comparación de los desplazamientos con un modelo considerando la carga peatonal y uno sin carga peatonal.

- ¿Por qué se utilizó el término “campo” de desplazamientos?

Según Del Caño (2008) un campo de desplazamiento es una asignación de vectores de desplazamiento para todos los puntos de una región o cuerpo que se desplaza de un estado a otro. Un vector de desplazamiento especifica la posición de un punto o una partícula en



referencia a un origen o una posición anterior. Por ejemplo, se puede usar un campo de desplazamiento para describir los efectos de la deformación en un cuerpo sólido. Este campo de desplazamientos puede ser definido para elementos unidimensionales, bidimensionales y tridimensionales (Fish & Belytschko, 2007)

Los desplazamientos calculados en esta investigación se dieron para todos los nodos del arco y este término “campo” no está solamente referido a el conjunto de todos estos desplazamientos nodales, si no que estos están referidos a su vez por un vector definido por la dirección a la cual estos nodos se desplazan (X, Y y Z).

5.2 Interpretación de los resultados

5.2.1 Del factor de carga crítica

De este análisis se llegó a obtener los modos primeros 3 modos de pandeo de la estructura del puente Enrique P. Mejia como se puede observar en la Tabla 23, esto se da para la envolvente de las combinaciones de carga de Servicio (I, II, III, IV y V) y combinación de Resistencia (I, II, III y IV) los cuales dan un valor de factor de carga crítica de 12.82 y 9.29 respectivamente.

Esto indica que si para la para la envolvente de las combinaciones de carga de Servicio (I, II III y IV) la carga que está siendo aplicada a la estructura se amplifica 9.29 veces, en la estructura se llegaría a producirse una inestabilidad por pandeo y esto respectivamente para el caso de la combinación de Resistencia.

5.2.2 Del análisis lineal

Comparando los resultados de un análisis modal y un análisis Tiempo-Historia, esto solamente en la combinación de evento extremo debido a que para el resto de combinaciones serán las mismas, se llegó a obtener mayores valores tanto en el campo de desplazamientos como en el campo de fuerzas internas.

Por lo tanto el análisis de la estructura del puente Enrique P. Mejia produce mayores solicitaciones si se le realiza mediante un análisis Tiempo – Historia, esto se puede ver en la Figura 86, Figura 87 y Figura 88.

5.2.3 Del análisis no lineal geométrico y no lineal del material

Al contrastar los resultados obtenidos de un análisis no lineal geométrico con un análisis lineal para la envolvente de las combinaciones de carga de Resistencia (I, II, III, IV y V), Servicio (I, II, III y IV) y Evento Extremo (I y II), se llegó a notar que los desplazamientos obtenidos



mediante los análisis no lineales son mayores con respecto a los desplazamientos mediante un análisis lineal, siendo más notorio estas diferencia en la clave del arco que en otras partes de este. Y para las fuerzas internas se pudo observar un parecido comportamiento que en los desplazamientos, es decir, que mediante un análisis no lineal se tienen mayores fuerzas internas que por medio de un análisis lineal

Con los resultados obtenidos de un análisis no lineal del material se pudo observar que este análisis da valores equivalentes al análisis no lineal geométrico, esto debido a que las cargas que están siendo aplicadas a la estructura no generan que éste se llegue a encontrar en el límite plástico, por ende los desplazamientos y fuerzas internas entre un análisis no lineal geométrico y no lineal del material para la estructura de estudio son iguales; sin embargo estos resultados dan mayores valores que mediante un análisis lineal.

5.3 Comentario de la demostración de la hipótesis

Al aplicar a la estructura del puente Enrique P. Mejia distintas envolventes de las combinaciones de carga de Resistencia (I, II, III, IV y V), Servicio (I, II, III y IV) y Evento Extremo (I y II), se pudo demostrar la hipótesis principal, ya que los desplazamientos y fuerzas internas obtenidos mediante un análisis no lineal dan mayores valores que al realizarse mediante un análisis lineal.

5.4 Aporte de la investigación

- ¿Qué aportes genera la presente investigación?

Se pudo comprobar que el análisis no lineal en estructuras de puentes de acero estructural produce mayores fuerzas internas; (fuerzas axiales, fuerzas cortantes, momentos flectores y momentos torsores) y desplazamientos que un análisis convencional lineal, sin embargo, esto no se da en todos los elementos del arco teniendo secciones en las cuales mediante un análisis lineal se tienen mayores fuerzas internas y desplazamientos

- ¿Por qué se seleccionó el puente Enrique P. Mejia como muestra de estudio para el análisis no lineal?

El puente Enrique P. Mejia fue seleccionado debido a que este puente es de acero estructural y posee una estructura poco utilizada como es, una estructura de tipo arco de tablero inferior con arcos inclinados sin arriostres, el cual no se tiene muchas investigaciones de este tipo y muy pocas referencias de este tipo de puentes en la región y a nivel nacional.



5.5 Incorporación de temas nuevos que se han presentado durante el proceso de la investigación que no estaba considerado dentro de los objetivos de la investigación.

- ¿Qué otros métodos se pueden aplicar para la evaluación de la respuesta sísmica de un puente?

Se puede añadir al análisis realizado a la estructura del Puente Enrique P. Mejía emplear un análisis del tipo no lineal estático o pushover, para así poder tener un análisis no lineal más y tener una comparación entre estos análisis extra.

Así también para la investigación se tomó solamente la superestructura con apoyos con características basadas en las rigideces de los neoprenos, este punto abre posibilidades del análisis de esta estructura incluyendo la subestructura del puente y considerando características del suelo.



GLOSARIO

A

Aceleración: Llamaremos aceleración a una magnitud vectorial, que tiene dirección, el cual indica la variación en la velocidad a través del tiempo de un cuerpo que se encuentra en movimiento. Se representa normalmente con el signo a y su unidad es m/s^2 en el sistema internacional.

Acelerograma: Es una representación de la aceleración que sufre el terreno en un momento determinado durante el sismo, estos acelerogramas son muy oscilatorios e irregulares, las amplitudes empiezan con pequeños valores iniciales y crecen intempestivamente hasta alcanzar los máximos valores y de la misma manera disminuye y se detiene el movimiento

Análisis elástico: Análisis de deformaciones y fuerzas internas regido por la compatibilidad de deformaciones y condiciones de equilibrio, asumiendo un comportamiento elástico del rango lineal.

Análisis modal espectral: Análisis que considera las propiedades y/o características dinámicas del cuerpo en la determinación de las fuerzas que desee calcularse. Este análisis el procedimiento que más se usa en la dinámica estructural.

C

Campo de desplazamientos: Conjunto de desplazamientos que se producen en una estructura o elemento estructural.

Campo de fuerzas internas: Conjunto de fuerzas internas (fuerzas axiales, fuerzas cortantes, momentos flectores, momentos torsores) que se producen en una estructura o elemento estructural.

D

Desplazamiento: Es la longitud que se mide desde el punto inicial del cuerpo antes de la acción de una fuerza al punto final de este.

E

Elementos Finitos: El método del elemento finito (MEF en español o FEM en inglés) es un procedimiento numérico que se usa para la solución de ecuaciones diferenciales usado en distintos problemas de física y de ingeniería. El procedimiento consiste en separar el cuerpo en



una sucesión de subdominios no intersectantes entre sí catalogados elementos finitos. Dentro de estos subdominios se distinguen una cantidad de puntos representativos denominados nodos, formando estos una especie de malla. Este procedimiento es muy utilizado debido a su generalidad y a la simplicidad de ingresar dominios de cálculo complejos (en dos o tres dimensiones).

Espectro: Cualquier función de frecuencia o periodo.

Espectro de diseño: Curva realizada en función a la aceleración máxima de la base de los espectros de respuestas de sismos. Son gráficas que logran promediar o envolver valores de varios espectros de respuesta de múltiples movimientos sísmicos.

Espectro de respuesta: Son los registros de sismos en una zona determinada, este determina la reacción de una estructura ante una vibración. Son graficas irregulares de sismos reales que reflejan valores obtenidos de una frecuencia específica.

F

Frecuencia: Medida del número de veces o ciclos por unidad de tiempo que se repite un fenómeno

Fuerza axial: Fuerza interna que actúa en el eje longitudinal de un cuerpo aplicada al centroide de la sección transversal de este produciendo un esfuerzo uniforme.

Fuerza cortante: Fuerza interna que desarrolla un cuerpo tangencialmente a la superficie sobre la que actúa.

Fuerzas internas: Las fuerzas internas son aquellas fuerzas que se encuentran dentro de un cuerpo y son las que mantienen la unidad de este cuerpo e impiden que este colapse.

Factores: Resistencia, Servicio, Evento Extremo y Fatiga

Resistencia I: Es la combinación de cargas las cuales consideran el uso del puentes para vehículos normales mas no el viento.

Resistencia II: Es la combinación de cargas las cuales consideran el uso del puente para vehículos de evaluación, vehículos especiales de diseño especificados por el Propietario, o una combinación de estos, en este tampoco se considera el viento.

Resistencia III: Es la combinación de cargas las cuales consideran el viento. La magnitud de este viento será considerado por el proyectista.



Resistencia IV: Es la combinación de cargas referida a relaciones entre cargas permanente y cargas vivas.

Resistencia V: Es la combinación de cargas las cuales consideran el uso del puente para vehículos normales con viento incluido.

Evento Extremo I: Es la combinación de cargas las cuales consideran sismos.

Servicio I: Es la combinación de cargas referida a la operación normal del puente con un viento adecuado a la velocidad de viento en el Perú, esta se usa para el control de fisuras y control de deflexiones

Servicio II: Es la combinación de cargas las cuales controlan la fluencia de las estructuras de acero y el deslizamiento provocado por la carga vehicular en las conexiones de deslizamiento-crítico.

Fatiga: Es la combinación de cargas que relacionan la carga vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño.

G

Grados de libertad: Los grados de libertad de un cuerpo son los desplazamientos admitidos por este, ya sean de traslación o rotación de los nodos cuando este se encuentra sujeto a una carga arbitraria.

I

Inercia: Propiedad intrínseca de los cuerpos de mantener su estado ya sea de movimiento o reposo.

Isoaceleraciones: Las isoaceleraciones son curvas similares a las curvas de nivel, las cuales están en función de las aceleraciones máximas esperadas por una fuente cortical con un periodo de tiempo y una probabilidad de excedencia.

M

Masa: Propiedad general de la materia y magnitud física con el que se puede cuantificar la cantidad de materia existente en un cuerpo, en el Sistema Internacional su unidad es el kilogramo (kg)

Modelo estructural: Es la representación mecánica, numérica y física de una estructura actual.



Módulo de elasticidad: Relación entre el esfuerzo normal y la deformación unitaria, esto para esfuerzos de compresión o tracción menores que el límite de fluencia.

Momento: Fuerza que provoca a un cuerpo un movimiento de rotación alrededor de una línea o un punto; se da con el producto de la fuerzas y la distancia perpendicular a la línea de acción de la fuerza.

Modo de Vibración: Forma o patrón en el que vibra un sistema estructural, el análisis modal es el que determinará la formación de estos modos.

P

Periodo de vibración: Tiempo necesario para dar una oscilación en una dirección considerada

Peso: Fuerza con la que actúa un cuerpo sobre un punto de apoyo, siendo la aceleración de la gravedad la que origina esta fuerza cuando esta actúa sobre la masa del cuerpo.

R

Resistencia: Propiedad de los cuerpos para tolerar tensiones sin alterarse.

Rigidez: Relación entre la fuerza aplicada y el desplazamiento que se obtiene por dicha fuerza.

S

Sismo: Perturbaciones repentinas que se dan en el interior de la tierra y dan el comienzo a movimientos o vibraciones en el terreno.

T

Torsión: Es el giro de un cuerpo en su eje producido por la aplicación de dos momentos torsores opuestos.

V

Vibración: Es el intercambio de energía cinética entre cuerpos con masas y rigideces finitas, el cual es producida por una energía que depende del tiempo.



CONCLUSIONES

CONCLUSIÓN N°1:

Se logró verificar la hipótesis general planteada para esta investigación que indica: “El campo de desplazamientos y fuerzas internas obtenido mediante un análisis no lineal es mayor al campo de desplazamientos y fuerzas internas obtenido mediante un análisis lineal para el puente arco de acero estructural Enrique P. Mejía, Sicuani, Canchis, Cusco – Perú.”

Debido a los resultados mostrados en los gráficos de desplazamiento y fuerzas internas se puede observar que los campos de estos dos parámetros dan mayores valores numéricos cuando son obtenidos mediante un análisis no lineal que mediante un análisis lineal, esto para la estructura el puente Enrique P. Mejía

CONCLUSIÓN N°2:

Se ha podido demostrar parcialmente la primera sub-hipótesis, la cual indica: “El factor de carga crítica calculado mediante un análisis de autovalor y autovector para el puente arco de acero estructural Enrique P. Mejía, Sicuani, Canchis, Cusco – Perú; tendrá valores mayores que 10”

Como se mostró en los resultados según la Tabla 23, los factores de carga crítica para una combinación de Servicio y Resistencia dieron valores de 12.82 y 9.29, es por esto que la subhipótesis se pudo demostrar para la combinación resistencia más no para la combinación de servicio.

CONCLUSIÓN N°3:

Se logra demostrar la segunda sub-hipótesis que señala: “Los campos de desplazamientos y fuerzas internas son obtenidos mediante un análisis modal espectral para el puente arco de acero estructural Enrique P. Mejía, Sicuani, Canchis, Cusco – Perú.”

Como se puede observar en la Figura 84 y Figura 85 se llegó a obtener el campo de fuerzas internas producidas en el arco debido a las envolventes de Resistencia, Servicio y Evento Extremo; así también se puede observar que en la Figura 82 y Figura 83 se llegó a obtener el campo de desplazamientos producidos en el arco debido a las envolventes anteriormente mencionadas.



CONCLUSIÓN N°4:

Se logró comprobar la tercera sub hipótesis que dice “Los campos de desplazamientos y fuerzas internas son obtenidos mediante un análisis tiempo-historia para el puente arco de acero estructural Enrique P. Mejia, Sicuani, Canchis, Cusco – Perú.”

Como se muestra en la Figura 88 y Figura 89 se llegó a obtener el campo de fuerzas internas producidas en el arco para la combinación de evento extremo comparando los resultados obtenidos mediante análisis modal espectral y un análisis tiempo Historia; así también se puede observar que en la Figura 86 y Figura 87 se llegó a obtener el campo de desplazamientos producidos en el arco mediante un análisis Tiempo Historia y también comparado con los resultados de un análisis modal espectral para la combinación de evento extremo.

CONCLUSIÓN N°5:

Se ha podido demostrar la cuarta sub hipótesis que dice “Los campos de desplazamientos y fuerzas internas son obtenidos mediante un análisis de no linealidad geométrica para el puente arco de acero estructural Enrique P. Mejia, Sicuani, Canchis, Cusco – Perú.”

Como se puede observar en la Figura 90, Figura 91, Figura 92 y Figura 93 se llegó a obtener el campo de desplazamientos y fuerzas internas producidas en el arco mediante un análisis no lineal geométrico, esto para las 3 combinaciones de carga (resistencia, servicio y evento extremo) y contrastado con los resultados obtenidos mediante un análisis lineal; todo esto se puede observar mejor con los gráficos de estos desplazamientos y fuerzas internas que se encuentran ampliados en el apéndice.

CONCLUSIÓN N°6:

Se ha podido demostrar la cuarta sub hipótesis que dice “Los campos de desplazamientos y fuerzas internas son obtenidos mediante un análisis de no linealidad del material para el puente arco de acero estructural Enrique P. Mejia, Sicuani, Canchis, Cusco – Perú.”

Como se puede observar en la Figura 94, Figura 95, Figura 86 y Figura 97 se llegó a obtener el campo de desplazamientos y fuerzas internas producidas en el arco mediante un análisis no lineal del material, esto para las 3 combinaciones de carga (resistencia, servicio, y evento extremo) y contrastado con los resultados obtenidos mediante un análisis lineal; todo esto se puede observar mejor con los gráficos de estos desplazamientos y fuerzas internas que se encuentran ampliados en el apéndice.



RECOMENDACIONES

RECOMENDACIÓN N°1

Se recomienda el uso de la presente investigación como base para futuras tesis y/o trabajos relacionados a análisis no lineal en estructuras, más específicamente a análisis no lineal geométrico y no lineal del material, y con más razón estructuras relacionadas a puentes.

RECOMENDACIÓN N°2

Se recomienda el uso de otros métodos de análisis sísmicos del tipo no lineales como el estático no lineal “pushover” a la estructura del puente para poder determinar el posible daño en elementos estructurales y no estructurales ante sollicitaciones sísmicas severas.

RECOMENDACIÓN N°3

Se recomienda el análisis de la estructura considerando la subestructura del puente, ya que en la presente investigación solamente se consideró la superestructura con apoyos con características de las rigideces de los neoprenos, al realizar un análisis con las subestructura se podrá tener nuevas posibilidades ya que hasta se podrá definir características del suelo que afectarían dicho análisis dando nuevos resultados



REFERENCIAS

- AASHTO LRFD. (2017). Bridge Design Specifications.
- Alfredoleyton. (19 de Mayo de 2012). IET Investigacion es todo. Obtenido de IET Investigacion es todo: <https://investigacionestodo.wordpress.com/2012/05/19/clases-y-tipos-de-investigacion-cientifica/>
- American Institute of Steel Construction. (2010). Especificación ANSI/AISC 360-10.
- Aviram, M. y. (2008). Efecto del modelado de estribos en la respuesta sísmica de.
- Benjumea, J., Suarez, M., & Chio, G. (2013). Comportamiento estructural de puentes Extradados durante construccion por voladizos sucesivos.
- Céspedes, R. H. (2019). Respuesta sísmica no lineal de puentes de concreto armado para la obtención y control de desplazamientos. Lima-Perú.
- Chancha Calderón, J. C. (2018). Evaluación del desempeño estructural mediante procedimiento no lineales en puentes de concreto reforzado. HUANCAVELICA.
- Chang-Fu Hu, Z. L.-S. (2021). On non-linear behavior and buckling of arch-beam structures. Engineering Structures.
- Chavez, E. (2010). Mecánica del medio continuo: Tratamiento numérico.
- Chen y Duan. (2014). Bridge Engineering Handbook.
- Claros & Meruvia. (2004). Apoyo didactico en la enseñanza-aprendizaje de la asignatura de puentes. Cochabambas.
- Datta T., K. (2010). Seismic analisys of estructuras.
- Del Caño, J. C. (2008). Elasticidad. Escuela Técnica Superior de Ingenieros Industriales de Valladolid.
- Diseño de Puentes - AASHTO. (s.f.).
- Felippa, C. A. (2001). Nonlinear finite element methods.
- Felippa, C. A. (2004). Nonlinear Finite Element Methods (ASEN 5107) .
- FEMA 440. (2005). Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures.
- Fish, J., & Belytschko, T. (2007). A first Course in Finite Element.



Fu, Z., y He, J. (2001). Modal Analysis.

Guillen Garcia, D. J. (2018). Análisis técnico-económico del puente vehicular continuo “Inca Moya” de concreto armado y de acero estructural según la norma AASHTO-LRFD. Lima, Peru.

Harmsen, T. E. (2017). Diseño de Estructuras de Concreto Armado. Lima: Fondo Editorial Pontificia Universidad catolica del Perú.

Hernández, R., Fernández, C., & Baptista, P. (2014). Metodología de la investigación (Quinta ed.). México D.F., México: McGRAW-HILL / INTERAMERICANA EDITORES, S.A.

Luna Juárez, G. (2010). APUNTES DE CLASE: MECÁNICA AVANZADA I. UNIVERSIDAD AUTÓNOMA METROPOLITANA.

Manzano, T. A. (2007). Analisis no Lineal Geometrico. Morelia.

McCormac & Csernak. (2012). Diseño de Estructuras de Acero.

Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2018). Manual de Puentes.

Navarro Ugena, C., & Pérez Castellanos, J. L. (2015). Capítulo 9. - Introducción al método de los elementos finitos.

Pacheco Toledano, F. J. (2016). Comportamiento a pandeo de puentes arco. Sevilla, España.

Puma, V. (2018). EVALUACIÓN COMPARATIVA DE LA RESPUESTA SÍSMICA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL CONVENCIONAL (DUAL) DEL “EDIFICIO AULAS GENERALES, LABORATORIOS Y OTROS DE LA UAC” CON Y SIN DISIPADORES DE ENERGÍA DE FLUIDO VISCOSO; EMPLEANDO UN ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO (MODAL ESP. Cusco.

Qingxiong Wu, M. Y. (2006). Nonlinear seismic properties of the Second Saikai Bridge: A concrete filled tubular (CFT) arch bridge. Engineering Structures.

Ramirez Gonzales, A. (1999). Metodología de la investigación científica.

Rodriguez, S. A. (2014). PUENTES Con AASHTO-LRFD 2014. ediciones PROMETEO DESENCADENADO.

Romo, M. (2018). PUENTES Y VIADUCTOS.



- Salinas Basualdo, R. (2014). FUNDAMENTOS DEL ANALISIS DINAMICO DE ESTRUCTURAS.
- Salomón, D. (2008). Metodología de la investigacion. Colombia: Shalom.
- Seung-Eock Kim, S.-H. C.-S. (2003). Performance based design of steel arch bridges using practical inelastic nonlinear analysis. Journal of Constructional Steel Research.
- Smith, D. (1997). Statistical Model Approach to Passive Microwave Rainfall Retrieval . Journal of Applied Meteorology, 1997.
- SOLIDWORKS. (2018). Comprension del analisis no lineal.
- Timoshenko y Gere. ((1961)). Theory of Elastic Stability.
- Trujillo, O. (2012). MÉTODO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS PARA EL DISEÑO Y EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES DE CONCRETO REFORZADO. Medellin, Colombia.
- U.N.L.P, F. d. (2019). Catedra de estructura IV. Buenos Aires.
- Valer Chalco, L. A. (2019). EVALUACIÓN DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR, MEDIANTE MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS Y ANÁLISIS DE VIBRACIONES; CASO PUENTE CUNYAC-2018. Cusco.
- Vallecilla B., C. R. (2008). CONSTRUCCIÓN DE LÍNEAS DE INFLUENCIA EN VIGAS CONTINUAS Y MARCOS INDETERMINADOS. Bogota: UNIDAD DE PUBLICACIONES, Facultad de Ingeniería.
- Velasquez. C, E. (2017). Evaluación experimental de la longitud de rotación plástica en vigas de hormigón parcialmente pretensadas.
- Villareal & Diaz, M. (2016). Edificaciones con Disipadores Viscosos. Lima - Peru.
- Villareal Castro, G. (2009). ANALISIS ESTRUCTURAL.



APÉNDICES



• Apéndice 01: Matriz de consistencia

TÍTULO: "Determinación del campo de desplazamientos y fuerzas internas mediante un análisis lineal y no lineal para el puente arco de acero estructural Enrique P. Mejía, Sicuani, Canchis, Cusco – Perú."							
MATRIZ DE CONSISTENCIA							
	FORMULACIÓN DE PROBLEMAS	OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	HIPÓTESIS		VARIABLES	DIMENSIÓN O NIVEL	INDICADOR
GENERALES	¿Cuál es el campo de desplazamientos y fuerzas internas obtenido mediante análisis lineal y no lineal del puente arco de acero estructural Enrique P. Mejía, Sicuani, Canchis, Cusco – Perú?	Determinar el campo de desplazamientos y fuerzas internas mediante análisis lineal y no lineal del puente arco de acero estructural Enrique P. Mejía, Sicuani, Canchis, Cusco – Perú.	El campo de desplazamientos y fuerzas internas obtenido mediante un análisis no lineal es mayor al campo de desplazamientos y fuerzas internas obtenidos mediante un análisis lineal del puente arco de acero estructural Enrique P. Mejía, Sicuani, Canchis, Cusco – Perú.	DEPENDIENTES	CAMPO DE DESPLAZAMIENTO EN LOS ARCOS	DESPLAZAMIENTO EN X	LONGITUD (m)
						DESPLAZAMIENTO EN Y	
						DESPLAZAMIENTO EN Z	
DEPENDIENTES	CAMPO DE FUERZAS INTERNAS EN LOS ARCOS	FUERZAS AXIALES	FUERZAS CORTANTES	MOMENTOS FLECTORES	MOMENTOS TORSORES	FUERZAS (kgf)	
						MOMENTO (kgf.m)	
						FACTOR DE CARGA CRÍTICA	
DEPENDIENTES	INESTABILIDAD ESTRUCTURAL	INESTABILIDAD LINEAL	INESTABILIDAD NO LINEAL	DEPENDIENTES	CONDICIONES DEL LUGAR	LARGO (m)	
						ANCHO (m)	
						ESPESOR (m)	
ESPECÍFICAS	a) ¿Cuánto es el factor de carga crítica calculado mediante un problema de autovalor y autovector para el puente arco de acero estructural Enrique P. Mejía, Sicuani, Canchis, Cusco – Perú.	a) Analizar la estabilidad de la estructura calculando el factor de carga crítica mediante un problema de autovalor y autovector para el puente arco de acero estructural Enrique P. Mejía, Sicuani, Canchis, Cusco – Perú.	a) El factor de carga crítica calculado mediante un análisis de autovalor y autovector para el puente arco de acero estructural Enrique P. Mejía, Sicuani, Canchis, Cusco – Perú; tendrá valores	DEPENDIENTES	CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA	INERCIA (m4)	
	b) ¿Cuál es el campo de desplazamientos y fuerzas internas mediante el uso de un análisis modal espectral para el puente arco de acero estructural Enrique P. Mejía, Sicuani, Canchis, Cusco – Perú?	b) Determinar los campos de desplazamientos y fuerzas internas mediante un análisis modal espectral para el puente arco de acero estructural Enrique P. Mejía, Sicuani, Canchis, Cusco – Perú.	b) Los campos de desplazamientos y fuerzas internas son obtenidos mediante un análisis modal espectral para el puente arco de acero estructural Enrique P. Mejía, Sicuani, Canchis, Cusco – Perú.			DENSIDAD (kg/m3)	
	c) ¿Cuál es el campo de desplazamientos y fuerzas internas mediante el uso de un análisis tiempo-historia para el puente arco de acero estructural Enrique P. Mejía, Sicuani, Canchis, Cusco – Perú?	c) Determinar los campos de desplazamientos y fuerzas internas mediante un análisis tiempo-historia para el puente arco de acero estructural Enrique P. Mejía, Sicuani, Canchis, Cusco – Perú.	c) Los campos de desplazamientos y fuerzas internas son obtenidos mediante un análisis tiempo-historia para el puente arco de acero estructural Enrique P. Mejía, Sicuani, Canchis, Cusco – Perú.			MODULO DE ELASTICIDAD (kg/m2)	
	d) ¿Cuál es el campo de desplazamientos y fuerzas internas mediante el uso de un análisis de no linealidad geométrica para el puente arco de acero estructural Enrique P. Mejía, Sicuani, Canchis, Cusco – Perú?	d) Determinar los campos de desplazamientos y fuerzas internas mediante un análisis de no linealidad geométrica para el puente arco de acero estructural Enrique P. Mejía, Sicuani, Canchis, Cusco – Perú.	d) Los campos de desplazamientos y fuerzas internas son obtenidos mediante un análisis de no linealidad geométrica para el puente arco de acero estructural Enrique P. Mejía, Sicuani, Canchis, Cusco – Perú.			MODULO DE POISSON	
	e) ¿Cuál es el campo de desplazamientos y fuerzas internas mediante el uso de un análisis de no linealidad del material (comportamiento elastoplástico) para el puente arco de acero estructural Enrique P. Mejía, Sicuani, Canchis, Cusco – Perú?	e) Determinar los campos de desplazamientos y fuerzas internas mediante un análisis de no linealidad del material (comportamiento elastoplástico) para el puente arco de acero estructural Enrique P. Mejía, Sicuani, Canchis, Cusco – Perú.	e) Los campos de desplazamientos y fuerzas internas son obtenidos mediante un análisis de no linealidad del material (comportamiento elastoplástico) para el puente arco de acero estructural Enrique P. Mejía, Sicuani, Canchis, Cusco – Perú.			ESFUERZO DE FLUENCIA (kg/m2)	
						VIENTO	VIENTO (Km/h)
						GRADIENTE DE TEMPERATURA	TEMPERATURA (C°)
			UBICACIÓN	FACTORES CLASE DE SITIO (g)			
				TIPO DE SUELO			

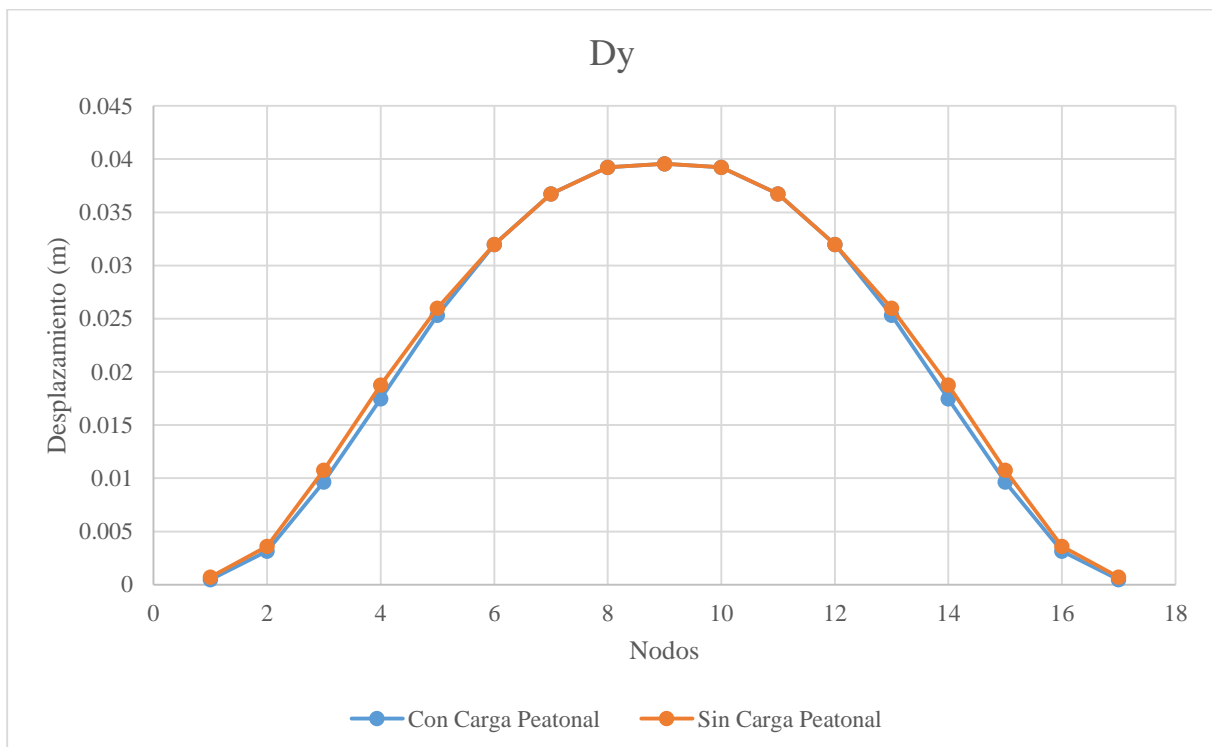
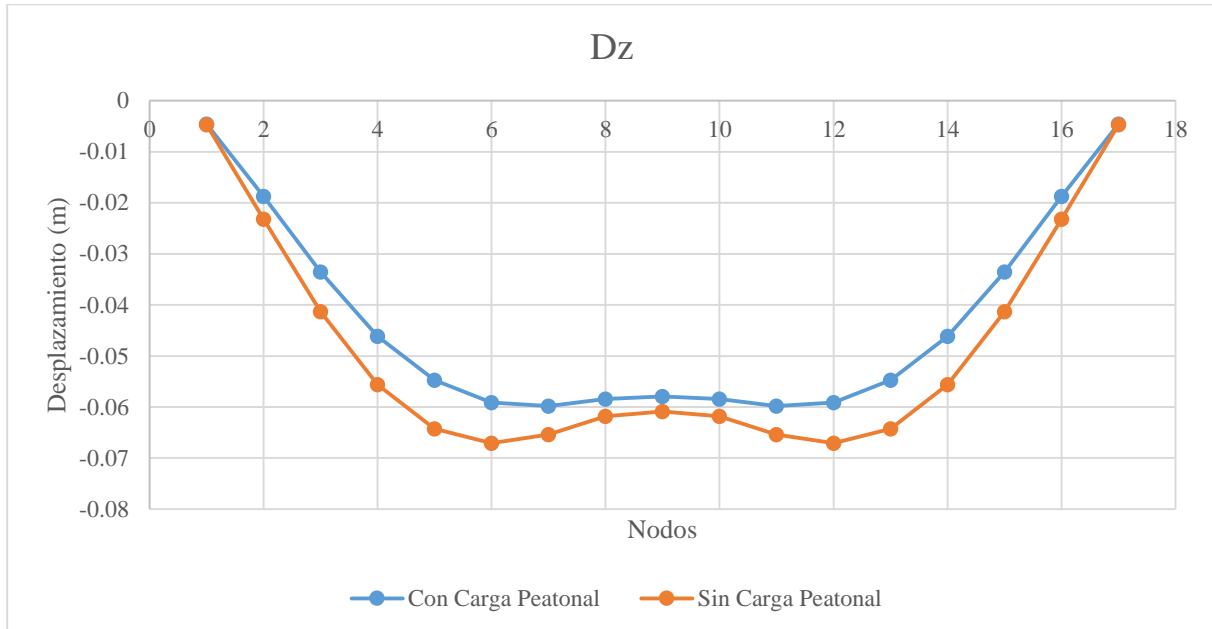


ANEXOS

1. Comparación Modelo con carga peatonal vs sin carga peatonal

Figura 98

Desplazamientos en el arco del modelo con carga peatonal vs sin carga peatonal



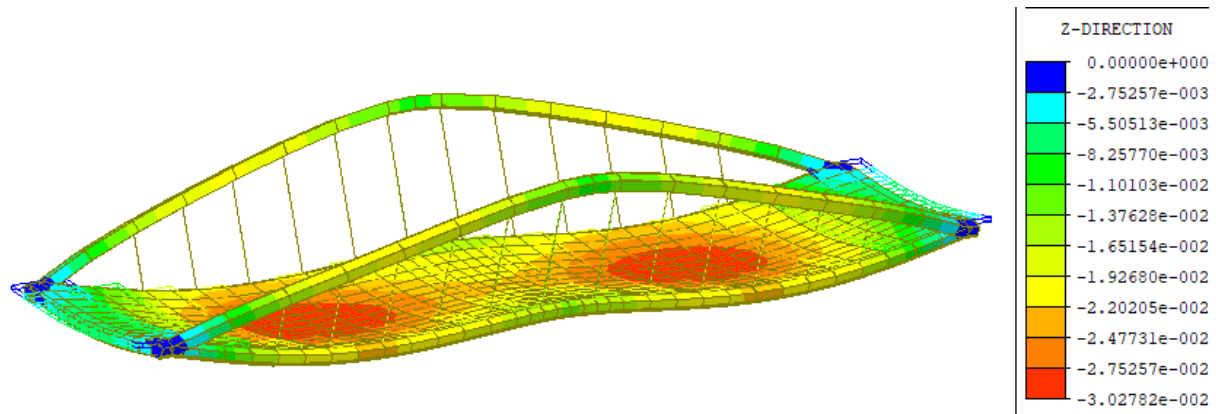
Nota: El gráfico muestra la comparación de los desplazamientos en el arco de un modelo con la carga peatonal y sin este, Las abscisas de los gráficos muestran los nodos del arco y las unidades de las ordenadas se encuentran en metros (m).



2. Verificación de deflexión con la norma

Figura 99

Verificación de deflexión por carga viva



$$\delta_z = \frac{L}{800} = \frac{50000}{800} = 62.50\text{mm} > 30.27\text{mm}$$

Nota: Se verifica que la deflexión límite es mayor inclusive que la deflexión debido al camión de diseño + la carga distribuida + efectos dinámicos, por lo que se cumple con buena holgura con los criterios de deflexiones del Manual de Puentes (2018).