



UNIVERSIDAD DEL AZUAY

FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES**

Determinación de las solicitaciones de superestructuras de puentes comparando su comportamiento ante la acción de los camiones de diseño AASHTO HL-93 y HS-MTOP

Trabajo de graduación previo a la obtención del título de:
INGENIERO CIVIL CON ÉNFASIS EN GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

Autores:

**José Ariel Jaramillo Guzmán
Fausto Santiago Villavicencio Ochoa**

Director:

Ing. José Vázquez Calero

Cuenca – Ecuador

2022

“Determinación de las solicitaciones de superestructuras de puentes comparando su comportamiento ante la acción de los camiones de diseño AASHTO HL-93 y HS-MTOP”

RESUMEN

El trabajo de carácter investigativo, determina el comportamiento de la superestructura de puentes con diferentes luces, estableciendo una comparación entre las solicitaciones que genera el camión de diseño normado por el ministerio de transporte y obras públicas del Ecuador: HS-MTOP y el camión de diseño del reglamento AASHTO LRFD HL-93. La metodología de este trabajo de titulación, abarca la modelación y análisis de superestructuras tipo viga losa para puentes de diferentes luces, aplicando las cargas móviles HS-MTOP y HL-93 y modelando a través de los softwares SAP2000 y CSI Bridge. Esta investigación sirve principalmente como guía para posteriores diseños de puentes en el Ecuador, para que profesionales que se dedican al análisis y diseño de puentes tengan un criterio previo del uso de la carga móvil de puentes en base a la longitud del mismo.

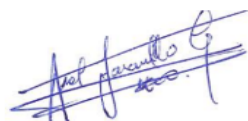
Palabras clave: puente, superestructura, solicitaciones, cargas móviles.



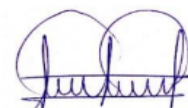
Ing. José Fernando Vázquez Calero
Director de trabajo de titulación



Ing. José Fernando Vázquez Calero
Coordinador de Escuela



José Ariel Jaramillo Guzmán
Autor



Fausto Santiago Villavicencio Ochoa
Autor

“Settlement of stresses from superstructures of bridges by the collating of each conduct through the interposing of the designed truck AASHTO HL-93 and HS-MTOP.”

ABSTRACT

This inquiring assignment is directing the functioning of superstructure’s unlike lights bridges. By the establishment of a correlation between stresses that the design loads generate. Same designs that were enacted and carried out by Ecuador’s Transport and Public Works Ministry: HS-MTOP and the design load from the regulation AASHTO LRFD HL-93. The methodology used on this scrutinized paper sample embraces the structure and analysis of superstructures type slab-beam for non-identical light bridges by applying mobile charges HS-MTOP y HL-93 and by shaping models through software SAP2000 and CSI Bridge. This investigation is mainly utilized as a guide for future bridge designs in Ecuador. With that, new professionals who captive about designing will have directions, and new criteria in terms of the usage of structural members of a bridge in a longitudinal base, moving loads, and Bridge’s design.

Keywords: Bridges, moving loads, superstructures, stresses.



Ing. José Fernando Vázquez Calero

Thesis Director



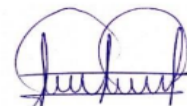
Ing. José Fernando Vázquez Calero

Civil Engineering Career Director



José Ariel Jaramillo Guzmán

Author



Fausto Santiago Villavicencio Ochoa

Author

DEDICATORIA

A Dios y a la Santísima Virgen del Cisne, quienes me han brindado salud y soporte espiritual para culminar con mi carrera y este trabajo de titulación y bendicen día a día a mi familia y a mí.

Con todo mi corazón, a mis padres Patricio y Diana, quienes me han acompañado incondicionalmente en este camino. Sus consejos y reflexiones, dadas con mucho amor, me han permitido seguir adelante ahora y siempre.

Con todo mi corazón, a mi hermano Bernardo, quien aún a su corta edad me ha enseñado que la perseverancia y el sacrificio son la clave del éxito.

Sepan que, sin su presencia, nada de esto hubiera pasado. Mi más sincero agradecimiento y cariño para todos ustedes.

José Ariel Jaramillo Guzmán.

DEDICATORIA

A Dios, por permitirme cumplir esta meta tan anhelada, quien me ha dado la fortaleza y sabiduría a lo largo de mi vida universitaria.

A mis padres Fausto y Cecibel por brindarme su apoyo incondicional durante toda esta etapa de formación profesional, en especial a mi madre Cecibel quien me acompañó a lo largo de toda mi vida, siendo mi guía y apoyo incondicional en todos los objetivos y metas que me he planteado.

A mi abuelita Piedad, quien siempre ha estado presente cada paso que he dado en mi vida inculcándome valores éticos y morales para ser una mejor persona.

Finalmente, a todas las personas que formaron parte de mi vida universitaria, quienes me dieron su apoyo a lo largo de esta etapa.

Fausto Santiago Villavicencio Ochoa.

AGRADECIMIENTO

Agradecemos a Dios por bendecirnos y a nuestros padres por su apoyo incondicional.

Un agradecimiento especial al ingeniero José Vázquez Calero, tutor de este trabajo de titulación. Con su apoyo servicial, confianza y responsabilidad, nos supo guiar en el desarrollo de este documento.

Agradecemos a las autoridades y a todos los docentes de la Universidad del Azuay, que nos supieron transmitir todos sus conocimientos a lo largo de las clases impartidas. En especial a los ingenieros docentes miembros del tribunal: Roberto Gamón y Vladimir Carrasco, por su soporte y contribución en la ejecución de este trabajo de titulación.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

INTRODUCCIÓN	15
ANTECEDENTES	16
OBJETIVOS	17
Objetivo general:.....	17
Objetivos específicos:	17
JUSTIFICACIÓN	17
CAPITULO 1: MARCO TEÓRICO	19
1.1. Definición puente.....	19
1.2. Puentes tipo viga-losa.....	19
1.3. Partes constructivas de un puente.....	20
1.3.1. Superestructura.....	20
1.3.2. Subestructura.....	22
1.4. Tipos de puentes:.....	23
1.5. Filosofía de diseño	24
1.5.1. Filosofía de diseño AASHTO LRFD.....	25
1.6. Cargas y combinaciones de carga.....	25
1.6.1. Tipos de cargas.....	25
1.6.2. Factores de carga y combinaciones de cargas.....	32
1.6.3. Estados límites	33
1.6.4. Factores de carga.....	35
1.7. Puentes de acero estructural	37
1.7.1. Ventaja de los puentes metálicos.....	39
1.7.2. Tipos de acero para puentes metálicos	40
1.8. Diseño de las vigas de acero.....	41
1.8.1. Secciones sísmicamente compactas.....	41
1.9. Teorema de Barre.....	44
1.10. Resistencia a la flexión.....	44
1.11. Resistencia a cortante	46
1.12. Control de deflexiones	47
CAPITULO 2: PARÁMETROS GENERALES PARA LA MODELACIÓN DE LAS SUPERESTRUCTURAS EN 2D.....	49
2. Procedimiento general.....	49
2.1. Modelación puente tipo viga	49
2.1.1. Prediseño viga	50
2.1.2 Prediseño espesores alma y patín de la sección I.....	51
2.1.3. Definición de materiales.....	53
CAPITULO 3: ANÁLISIS Y MODELACIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA EN 2D	55

3.1. Metodología para la modelación en 2D.....	55
3.2. Cargas, factores y combinaciones de carga	57
3.2.1. Cargas permanentes.....	57
3.2.2 Cargas variables	57
3.2.3. Combinaciones de carga.....	57
3.2.4. Análisis bajo las cargas móviles HS-MTOP y HL-93	58
3.2.5. Análisis de las superestructuras bajo las cargas móviles y cargas muertas	62
3.3. Control de deflexiones	67
3.3.1. Valores de deflexión obtenidos del programa SAP2000 debido a la carga HS-MTOP	68
3.3.2. Valores de deflexión obtenidos del programa SAP2000 debido a la carga HL-93	68
3.3.2. Comparación de la deflexión debido a la carga: HS-MTOP, HL-93 y la deflexión límite	69
CAPITULO 4: ANÁLISIS Y MODELACIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA EN 3D	70
4.1. Metodología para la modelación en 3D.....	70
4.2. Definición de Materiales	70
4.3 Prediseño de secciones tipo I.....	72
4.3.1 Ancho del ala para la viga tipo I.....	74
4.3.2. Proporciones del alma para vigas I.....	75
4.3.3. Proporciones del patín para vigas I.....	76
4.4. Prediseño del tablero	78
4.4.1. Sección transversal tipo.....	79
4.5. Modelación de las superestructuras en CSI bridge	80
4.5.1. Sección del tablero	80
4.5.2. Consideraciones de los apoyos y los estribos	81
4.5.3. Cargas, factores y combinaciones de carga	82
4.6. Obtención de momento y cortante bajo la acción de la carga móvil HL-93	87
4.6.1. Sección entera HL-93.....	87
4.6.2. Vigas interiores HL-93.....	90
4.6.3. Vigas exteriores HL-93	92
4.7. Obtención de momento y cortante bajo la acción de la carga móvil HS-MTOP.....	94
4.7.1. Sección entera HS-MTOP	94
4.7.2. Vigas interiores HS-MTOP	96
4.7.3. Vigas exteriores.....	98
CAPITULO 5: RESULTADOS DEL ANÁLISIS Y MODELAMIENTO EN 2 Y 3 DIMENSIONES	101
5.1. Resultados del análisis comparativo de las solicitaciones en 2D.....	101

5.1.1. Resultado del análisis de las solicitaciones de momento	101
5.2. Resultados de la modelación en 3D.....	104
5.2.1 Análisis de las solicitaciones de momento.....	104
5.2.2. Análisis de las solicitaciones de cortante.....	105
CONCLUSIONES	106
RECOMENDACIONES	108
BIBLIOGRAFÍA	109

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1.1. Densidades de materiales</i>	27
<i>Tabla 1.2. Combinaciones y factores de carga</i>	36
<i>Tabla 1.3. Factores de carga para cargas permanentes</i>	36
<i>Tabla 1.4. Factor de presencia múltiple</i>	37
<i>Tabla 1.5. Luces de puentes de acero simplemente apoyados</i>	38
<i>Tabla 1.6. Luces de puentes de acero continuos</i>	39
<i>Tabla 1.7. Propiedades mecánicas mínimas del acero estructural por forma, resistencia y espesor</i>	40
<i>Tabla 1.8: Propiedades a Tensión Especificadas por la Norma ASTM</i>	41
<i>Tabla 1.9. Relaciones máximas ancho-espesor para miembros sísmicamente compactos ...</i>	41
<i>Tabla 1.10. Relaciones máximas ancho-espesor para miembros sísmicamente compactos .</i>	43
<i>Tabla 2.1. Prediseño peraltes vigas I</i>	50
<i>Tabla 2.2. Peraltes mínimos utilizados comúnmente para superestructuras de peralte constante</i>	50
<i>Tabla 2.3. Prediseño ancho vigas I</i>	51
<i>Tabla 2.4 Prediseño alas y almas de las vigas</i>	52
<i>Tabla 3.1 Prediseño secciones vigas I</i>	55
<i>Tabla 3.2 Solicitaciones de Momento y cortante para todas las luces</i>	59
<i>Tabla 3.3 Solicitaciones de Momento y cortante para todas las luces debido a la carga HL-93</i>	61
<i>Tabla 3.4 Solicitaciones de Momento y cortante para todas las luces debido a la carga HS-MTOP</i>	64
<i>Tabla 3.5 Solicitaciones de Momento y cortante para todas las luces debido a la carga HL-93</i>	66
<i>Tabla 3.6 Deflexiones debido a la carga HS-MTOP</i>	68
<i>Tabla 3.7 Deflexiones debido a la carga HL-93</i>	69
<i>Tabla 4.1. Peraltes y separación mínimas para vigas utilizadas tradicionalmente</i>	73
<i>Tabla 4.2. Peraltes para las vigas I</i>	74
<i>Tabla 4.3. Ancho de las vigas I</i>	75
<i>Tabla 4.4. Espesores del alma de las vigas I</i>	76
<i>Tabla 4.5. Espesores del patín de las vigas I</i>	77
<i>Tabla 4.6. Dimensiones de las vigas I</i>	77
<i>Tabla 4.7. Valores de carga dinámica</i>	86
<i>Tabla 4.8. Solicitaciones de momento y cortante debido a la carga HL-93 del análisis para sección entera</i>	88
<i>Tabla 4.9. Solicitaciones de momento y cortante debido a la carga HL-93 del análisis 3D para vigas interiores</i>	90

<i>Tabla 4.10. Solicitaciones de momento y cortante debido a la carga HL-93 del análisis 3D para vigas exteriores.....</i>	<i>92</i>
<i>Tabla 4.11. Solicitaciones de momento y cortante debido a la carga HS-MTOP del análisis 3D para sección entera</i>	<i>95</i>
<i>Tabla 4.12. Solicitaciones de momento y cortante debido a la carga HS-MTOP del análisis 3D para vigas interiores</i>	<i>97</i>
<i>Tabla 4.13. Solicitaciones de momento y cortante debido a la carga HS-MTOP del análisis 3D para vigas exteriores.....</i>	<i>99</i>

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1.1. Elementos de un puente tipo viga</i>	20
<i>Figura 1.2. Partes constructivas de un puente</i>	22
<i>Figura 1.3. Características del camión de diseño HL-93 y carga del carril de diseño</i>	28
<i>Figura 1.4. Tándem de Diseño y carga de carril de diseño</i>	29
<i>Figura 1.5. Características del camión de diseño HL-93.....</i>	29
<i>Figura 1.6. Carga de carril de diseño.....</i>	29
<i>Figura 1.7. Carga del camión de diseño HS 20-44</i>	30
<i>Figura 1.8. Características del camión de diseño HS 20-44.....</i>	31
<i>Figura 1.9. Características del camión de diseño HS-MTOP</i>	31
<i>Figura 1.10. Características del camión de diseño HS-MTOP</i>	32
<i>Figura 1.11. Relaciones máximas ancho-espesor para miembros sísmicamente compactos</i>	44
<i>Figura 2.1. Modelación viga simplemente apoyada.....</i>	49
<i>Figura 2.2. Definición de secciones viga I.....</i>	53
<i>Figura 2.3. Modelo viga simplemente apoyada</i>	53
<i>Figura 2.4. Definición de materiales</i>	54
<i>Figura 3.1 Ingreso de dimensiones viga I</i>	56
<i>Figura 3.2 Gráfica de solicitaciones de momento debido a la carga móvil HS-MTOP</i>	58
<i>Figura 3.3 Gráfica de solicitaciones de momento debido a la carga móvil HS-MTOP</i>	59
<i>Figura 3.4 Gráfica de solicitaciones de momento debido a la carga móvil HS-MTOP</i>	59
<i>Figura 3.5 Gráfica de solicitaciones de cortante debido a la carga móvil HS-MTOP.....</i>	60
<i>Figura 3.6 Gráfica de solicitaciones de momento debido a la carga móvil HS-MTOP</i>	60
<i>Figura 3.7 Gráfica de solicitaciones de cortante debido a la carga móvil HS-MTOP.....</i>	60
<i>Figura 3.8 Gráfica de solicitaciones de momento debido a la carga móvil HL-93.....</i>	61
<i>Figura 3.9 Gráfica de solicitaciones de cortante debido a la carga móvil HL-93</i>	62
<i>Figura 3.10 Gráfica de momento debido a la acción de las cargas muertas y la carga viva HS-MTOP</i>	63
<i>Figura 3.11 Gráfica de cortante debido a la acción de las cargas muertas y la carga viva HS-MTOP</i>	63
<i>Figura 3.12 Gráfica de solicitaciones de momento debido a la carga móvil HS-MTOP y la carga muerta.....</i>	64
<i>Figura 3.13 Gráfica de solicitaciones de cortante debido a la carga móvil HS-MTOP y la carga muerta.....</i>	65
<i>Figura 3.14 Gráfica de momento debido a la carga móvil HL-93 y la carga muerta</i>	65
<i>Figura 3.15 Gráfica de momento debido a la carga móvil HL-93 y la carga muerta</i>	65
<i>Figura 3.16 Gráfica de solicitaciones de momento debido a la carga móvil HL-93 y la carga muerta.....</i>	66
<i>Figura 3.17 Gráfica de solicitaciones de cortante debido a la carga móvil HL-93 y la carga muerta.....</i>	66

<i>Figura 3.18 Viga deformada a la carga móvil HS-MTOP y la carga muerta</i>	67
<i>Figura 3.19: Viga deformada a la carga móvil HL-93 y la carga muerta</i>	67
<i>Figura 3.20: Comparación de la deflexión debido a la carga: HS-MTOP, HL-93 y la deflexión límite</i>	69
<i>Figura 4.1. Propiedades del acero ASTM A572</i>	71
<i>Figura 4.2. Propiedades del hormigón $f^c=4000\text{psi}$</i>	72
<i>Figura 4.3. Representación de una viga I</i>	75
<i>Figura 4.4. Ingreso de las dimensiones de la sección en el programa CSIBridge</i>	78
<i>Figura 4.5. Representación gráfica de la superestructura de puente</i>	79
<i>Figura 4.6. Ingreso de la sección del tablero en el programa CSIBridge</i>	80
<i>Figura 4.7. Ingreso del apoyo fijo en el programa CSIBridge</i>	81
<i>Figura 4.8. Ingreso del apoyo móvil en el programa CSIBridge</i>	81
<i>Figura 4.9. Ingreso del estribo en el programa CSIBridge</i>	82
<i>Figura 4.10. Ingreso de barandas en el programa CSIBridge</i>	83
<i>Figura 4.11. Representación de las barandas en el programa CSIBridge</i>	83
<i>Figura 4.12. Ingreso de veredas en el programa CSIBridge</i>	84
<i>Figura 4.13. Representación de las barandas en el programa CSIBridge</i>	84
<i>Figura 4.14. Ingreso de carpeta asfáltica en el programa CSIBridge</i>	85
<i>Figura 4.15. Representación de las barandas en el programa CSIBridge</i>	85
<i>Figura 4.16. Ingreso del camión de diseño a un carril</i>	87
<i>Figura 4.17. Gráfica de solicitaciones de momento debido a la carga móvil HL-93 para sección entera</i>	87
<i>Figura 4.18. Gráfica de solicitaciones de cortante debido a la carga móvil HL-93 para sección entera</i>	88
<i>Figura 4.19. Gráfica de solicitaciones de momento debido a la carga HL-93 para sección entera</i>	89
<i>Figura 4.20. Gráfica de solicitaciones de cortante debido a la carga HL-93 para sección entera</i>	89
<i>Figura 4.21. Gráfica de solicitaciones de momento debido a la carga HL-93 para viga interior</i>	90
<i>Figura 4.22. Gráfica de solicitaciones de cortante debido a la carga HL-93 para viga interior</i>	90
<i>Figura 4.23. Gráfica de solicitaciones de momento debido a la carga HL-93 para vigas interiores</i>	91
<i>Figura 4.24. Gráfica de solicitaciones de cortante debido a la carga HL-93 para vigas interiores</i>	91
<i>Figura 4.25. Gráfica de solicitaciones de momento debido a la carga HL-93 para viga interior</i>	92
<i>Figura 4.26. Gráfica de solicitaciones de cortante debido a la carga HL-93 para viga interior</i>	92

Figura 4.27. Gráfica de solicitaciones de momento debido a la carga HL-93 para vigas exteriores 93

Figura 4.28. Gráfica de solicitaciones de cortante debido a la carga HL-93 para vigas exteriores 93

Figura 4.29. Gráfica de solicitaciones de momento debido a la carga HS-MTOP para sección entera 94

Figura 4.30. Gráfica de solicitaciones de cortante debido a la carga HS-MTOP para sección entera 94

Figura 4.31. Gráfica de solicitaciones de momento debido a la carga HS-MTOP para sección entera 95

Figura 4.32. Gráfica de solicitaciones de cortante debido a la carga HS-MTOP para sección entera 96

Figura 3.33. Gráfica de solicitaciones de momento debido a la carga HS-MTOP para vigas interiores..... 96

Figura 4.34. Gráfica de solicitaciones de cortante debido a la carga HS-MTOP para vigas interiores..... 96

Figura 4.35. Gráfica de solicitaciones de momento debido a la carga HS-MTOP para viga interiores..... 97

Figura 4.36. Gráfica de solicitaciones de momento debido a la carga HS-MTOP para viga interiores..... 98

Figura 4.37. Gráfica de solicitaciones de momento debido a la carga HS-MTOP para vigas exteriores 98

Figura 4.38. Gráfica de solicitaciones de cortante debido a la carga HS-MTOP para vigas exteriores 98

Figura 4.39. Gráfica de solicitaciones de momento debido a la carga HS-MTOP para viga exteriores 99

Figura 4.40. Gráfica de solicitaciones de momento debido a la carga HS-MTOP para viga exteriores 100

Figura 5.1 Comparación de las solicitaciones de momento debido a la acción de las cargas 101

Figura 5.2 Comparación de las solicitaciones de momento debido a la acción de las cargas 102

Figura 5.3 Comparación de las solicitaciones de cortante debido a la carga HS-MTOP y HL-93..... 103

Figura 5.4 Comparación de las solicitaciones de cortante debido a la carga HS-MTOP y HL-93..... 103

Figura 5.5 Comparación de las solicitaciones de momento debido a la carga HS-MTOP y HL-93 en 3D 104

Figura 5.6 Comparación de las solicitaciones de cortante debido a la carga HS-MTOP y HL-93 en 3D 105

INTRODUCCIÓN

Considerados como una de las invenciones más antiguas e importantes del hombre, los puentes surgen desde la prehistoria. En sus inicios, si se toma la teoría del estrecho de Bering como acertada, se podría afirmar que los antepasados del hombre cruzaron este estrecho, mediante una superficie transitoria formada por el descenso de los océanos y por la época glaciaria que atravesaba el planeta. Esta unión entre el continente asiático y americano, según la teoría, permitió poblar el continente americano, siendo el eje principal la estructura natural que se formó en ese entonces.

Si se descarta esta teoría, se asevera que la noción de puente surge por el nomadismo del hombre, al intentar cruzar un río derribando un árbol. De esta manera, se habría creado una estructura capaz de unir dos lugares alejados por un obstáculo y permitir el paso del hombre desde la prehistoria, pasando por la edad media, hasta las estructuras que conocemos hoy en día.

La evolución de estas estructuras se dio gracias a la comprensión de algunos conceptos físicos y el comportamiento de los materiales que se usaban para construir los elementos que formaban esta obra ingenieril. La necesidad de comodidad también es un factor importante en su evolución, haciendo que las superficies de los puentes sean mucho más uniformes, amplias y seguras en su paso; empleando tabloncillos de madera y rocas que encajen de mejor forma en la composición del puente.

Finalmente, el cambio más significativo vendría dado por la industrialización, época en que la civilización cambió su modo de producción, elevándolo exponencialmente. Una de las causas fue que el tránsito de vehículos era mucho más pesado y las conexiones entre un punto y otro solicitaban una mayor cobertura en su distancia; en consecuencia, se levantan grandes puentes que conectaban ciudades y que su paso facilitaba el tránsito de autos y camiones hasta la actualidad.

El desarrollo de estas estructuras, hizo que su diseño se afine cada vez más, tanto en la parte de la subestructura como de la superestructura. Partiendo de lo anterior, surgen varias normas, entre ellas la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes (AASHTO por sus siglas en inglés) que, en sus

inicios, planteaba un diseño por esfuerzos admisibles, pero, que fue descartado por el diseño por factores de carga y resistencia que, a diferencia de su antecesor, es considerado más seguro y confiable; tal es así, que se mantiene hasta hoy en día.

Hay varias normas locales a nivel de los diferentes países y Ecuador rige su diseño en lo estipulado por el Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO), normativa realizada por un grupo de ingenieros con el fin de garantizar una infraestructura vial (puentes y caminos) óptima y que satisfaga los requerimientos que exigen los usuarios, específicamente, para el territorio nacional ecuatoriano.

La norma AASHTO LRFD, en sus incisos que abordan el tema puentes, establece el camión HL-93 para el diseño de la superestructura. Por su parte, el MTO considera el camión HS-MTO para el diseño de infraestructura vial. En este trabajo se llevará a cabo un análisis comparativo entre los camiones HL-93 de la AASHTO y el HS-MTO de la norma ecuatoriana, con el fin de obtener resultados interesantes de cara a diseños posteriores.

ANTECEDENTES

Un estudio realizado por Romo (2019), establece el análisis de puentes simplemente apoyados, comparando los valores máximos de momento y cortante para varias luces del puente, asignando diferentes cargas vivas de diseño generadas por los camiones HL-93 y el HS-MOP, de forma independiente. El diseño del autor viene dado por la normativa AASHTO y se basa en dos métodos constructivos para la superestructura; por una parte, vigas de hormigón armado y, por otra, vigas de acero con losa de hormigón armado. Para ambos casos, se consideraron luces de 9, 12, 15, 18, 21 y 24 metros. Adicionalmente, se compararon los pesos de la superestructura para cada tren de cargas.

El cálculo y diseño de la superestructura para el puente Naranjal 1, que forma parte del proyecto control de inundaciones del río Naranjal, es otro caso en el que se realiza el análisis de las cargas sobre el puente, mediante el programa SAP2000, considerando una superestructura de hormigón, postensado para una luz única y

constante de 320m con tramos entre los apoyos de 40m. Para el estudio de las prestaciones del puente, se obtienen resultados de los momentos flectores producidos por la carga HS-MOP y HL-93, ambas por separado, para posteriormente combinarlas y obtener otros valores de momentos y así determinar cuál será la viga que soportará mayores esfuerzos, como establece la normativa del MTOP y la metodología del diseño impuesta por la AASHTO (Reinoso y Zambrano, 2014).

En el diseño definitivo del puente sobre el río Toachi se realiza un análisis comparativo entre las solicitaciones de flexión que producen la carga HL-93 y la HS-MOP. Los autores Prieto y Tipán (2010), proponen el desarrollo a base de dos metodologías de diseño: el método ASD (diseño por esfuerzos admisibles) y LRFD (diseño por factores de carga y resistencia). Para el primer caso, ASD, se establece la consigna que el camión HS- MOP representa un aumento del 25% en el camión de diseño HS 20-44, para su respectiva comparación con la segunda metodología de diseño, el LRFD, que en este estudio considera a la carga HL-93.

OBJETIVOS

Objetivo general:

Comparar las solicitaciones de las superestructuras de puentes tomando como referencia el tren de carga de los camiones HS-MTOP y HL-93 sujeto a la norma AASHTO.

Objetivos específicos:

- Analizar y comparar las solicitaciones de superestructuras con diferentes luces bajo la acción de los camiones de diseño HS-MTOP y HL-93.
- Obtener gráficos solicitación-luz del puente comparando su comportamiento.
- Generar recomendaciones de análisis para el diseño de la superestructura de puentes a base de su luz.

JUSTIFICACIÓN

La investigación surge de la necesidad de comparar las solicitaciones de los dos camiones más utilizados en el Ecuador (HL-93 y HS-MTOP) para el diseño de superestructuras de puentes y establecer una relación entre estas solicitaciones que genera cada camión en cada luz de puente.

La importancia de este trabajo, gira en torno a una interpretación de los datos obtenidos mediante el software SAP2000 y CSIBridge, para establecer recomendaciones a los posibles diseños de puentes que se realicen en Ecuador.

CAPÍTULO 1

MARCO TEÓRICO

1.1. Definición puente

Según la AASHTO (2020), se puede definir un puente como “cualquier estructura que tenga una abertura no menor de 20.0 pies y que forme parte de una carretera o que esté ubicada sobre o debajo de una autopista” (p. 18). Se podría decir, entonces, que un puente es una obra de la Ingeniería Civil que se ejecuta para salvar un obstáculo, buscando dar continuidad a la vía uniendo dos puntos; de esta manera, se amplía la red vial de un país. Sin embargo, una definición extraída del Manual de Diseño de Puentes (2010), dice que puente es una obra de arte especial que se utiliza para atravesar, a diferente nivel, un accidente geográfico o un obstáculo artificial, por lo cual, no es posible el tránsito en la dirección de su eje.

Por lo general, estas estructuras forman parte de un camino, una carretera o una vía férrea, pero también puede transportar tuberías y líneas de distribución de energía (Rodríguez, 2017). Estos son construidos sobre una depresión, un río, una corriente de agua o cualquier obstáculo que no haga posible el tránsito de vehículos, personas o líneas de distribución. Constan principalmente de dos partes: superestructura e inferestructura.

Una vez que se ha explicado el concepto de puentes, a continuación se desarrollarán los conceptos necesarios para el desarrollo de la investigación, enfatizando los puentes viga-losa que se abordará en el análisis.

1.2. Puentes tipo viga-losa

Para la investigación en desarrollo es necesario describir cómo está elaborado un puente tipo viga-losa; estos están constituidos por un tablero o losa generalmente de hormigón armado asentado sobre varias vigas longitudinales.

Este tipo de puentes son los más comunes en nuestro medio y desde el punto estructural los más sencillos; a decir de Seminario M. (2004), se pueden dividir en:

1. Puentes de tramos simplemente apoyados (una o varias luces simplemente apoyadas). Pueden ser de losa maciza o de losas y vigas. Su desventaja se encuentra en el mayor número de juntas y dispositivos de apoyo.
2. Puentes de vigas continuas: constituyen estructuralmente la solución más eficiente. Un tipo especial de estos puentes son los formados por vigas parcialmente continuas, está formado por vigas prefabricadas, que se colocan entre los apoyos y posteriormente integrarse con una losa vaciada en sitio

En la figura 1.1 se pueden observar todos los elementos que conforman un puente viga losa que se describirán más adelante.

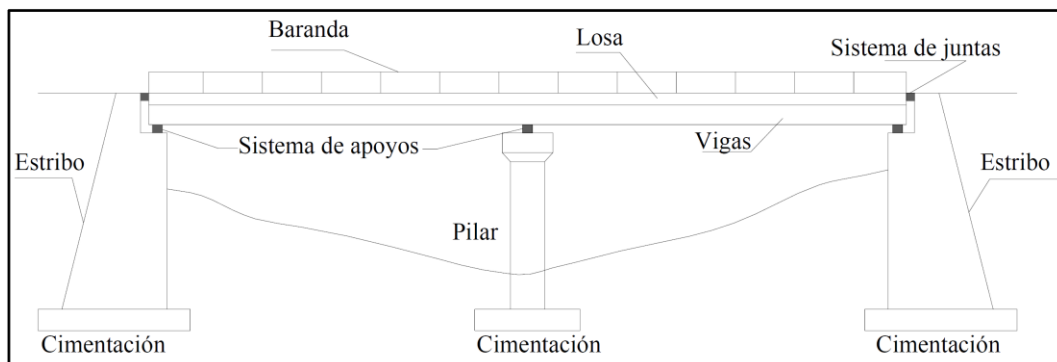


Figura 1.1. Elementos de un puente tipo viga
Fuente: Seminario M. (2004)

1.3. Partes constructivas de un puente

Los puentes constan de una primera parte denominada superestructura, la cual, está conformada por el tablero y la estructura principal (vigas, armaduras, cables, bóvedas y arcos). Está también la infraestructura, la cual, está conformada por: pilares, estribos y cimentación. A continuación, se describirán las partes que conforman la estructura de un puente:

1.3.1. Superestructura

La superestructura de un puente está formada por el tablero o el elemento estructural que debe resistir las cargas debido al tránsito y que transfiere las cargas a vigas, armaduras, arcos, cables, bóvedas, que se encargan de transmitir las cargas del tablero a los apoyos del puente: pilas y estribos (Gómez, 2015).

1.3.1.1. Tablero

El tablero conocido también como losa, transfiere tanto cargas como sobrecargas a las viguetas y vigas principales; es la parte de la superestructura que queda a nivel de subrasante. Su función es resistir el tránsito vehicular y transmitir las cargas al sistema de vigas (Gómez, 2015).

En la mayoría de casos, el tablero está formado por una losa de hormigón armado, independientemente del material de las vigas, ya que es el elemento que recibirá directamente las cargas vivas vehiculares.

En puentes de luces pequeñas ($L < 8$ m), la losa puede ser cargada principalmente en la dirección del tráfico; y, para luces grandes (mayores a 5 m.), la losa puede ser aligerada (Seminario E. , 2004).

Sobre el tablero y para dar continuidad a la rasante de la vía, viene el pavimento o capa de rodadura, que en el caso de los puentes se constituye en la carpeta de desgaste y que en su momento deberá ser repuesta (Gómez, 2015).

1.3.1.2. Vigas

Las vigas de un puente son los elementos de la superestructura, diseñados para salvar un vano y resistir los esfuerzos producidos por las cargas de diseño. Tienen como objetivo soportar la carga de la losa y se conectan en el tablero para formar el conjunto que recibe las cargas de tráfico.

Los materiales utilizados para estos elementos son: el acero estructural, el hormigón armado y el hormigón presforzado; de igual manera, hay numerosas formas

para su sección transversal siendo las más comunes: rectangulares, tee, I y cajón, que están en función de la luz y la magnitud de los esfuerzos (Torres, 2013).

Vigas principales: Elementos estructurales que permiten salvar el vano; tienen variedad de formas como son: vigas rectas, arcos, pórticos, reticulares, vigas Vierendel, etc. (Gómez, 2015).

Vigas secundarias: Reciben el nombre de longueras o longuerinas y se ubican de manera paralela a las principales (Manual de Diseño de Puentes, 2010).

1.3.2. Subestructura

La subestructura o conocida también como infraestructura, está formada por los siguientes elementos: estribos o pilares extremos, las pilas o apoyos centrales y los cimientos. Los elementos mencionados anteriormente son los encargados de transferir las cargas de la superestructura al suelo de cimentación. Los cimientos, a su vez, pueden transmitir la carga de forma directa e indirecta (Gómez, 2015).

En la figura 1.2 se puede observar las partes constructivas del puente:

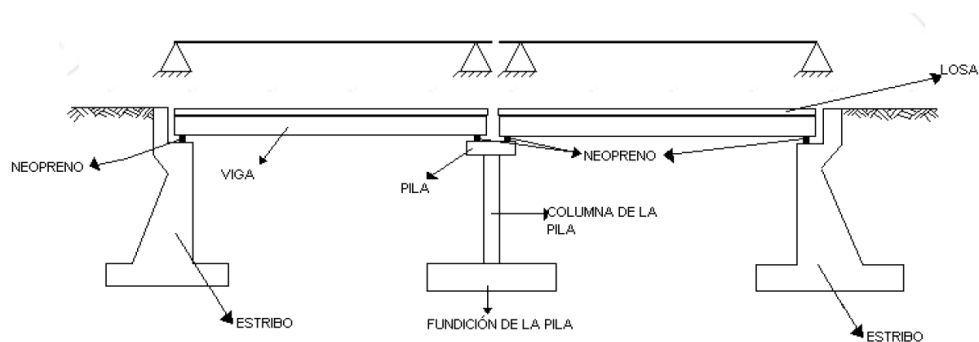


Figura 1.2. Partes constructivas de un puente
Fuente: Seminario M. (2004)

1.3.2.1. Estribos

Los estribos son elementos verticales de la infraestructura, que se encuentran ubicados al extremo del puente, es decir, al inicio y al final. Estos reciben las cargas

de la superestructura y, a su vez, el empuje de terreno adyacente de los terraplenes de acceso al puente, trabajando también como muros de contención (Gómez, 2015).

Los estribos son muros de contención que, como función adicional, sirven y apoyan la superestructura o puente. Al ser concebidos como muros de gravedad, en voladizos o en contra fuertes, su diseño se realiza de manera similar que para los muros de contención. Por lo general, el material predominante para esta estructura es el hormigón armado. (Torres, 2013).

1.4. Tipos de puentes:

Los puentes se pueden clasificar en:

a) Según su función

La función que va a brindar un puente puede ser muy distinta. Entre los distintos puentes podemos tener:

- Peatonales.
- Carreteros.
- Ferroviarios.
- Acueductos.
- Puentes para aviones en los aeropuertos. (Rodríguez, 2017).

b) Por los materiales de construcción

En cuanto a su construcción, la clasificación se hace en base al material utilizado en la estructura principal. Por ejemplo, cuando se habla de un puente de acero, la estructura principal es de acero, pero la losa puede ser de concreto.

Los tipos más usados son:

- Madera.
- Mampostería.
- Acero Estructural.
- Sección Compuesta.
- Concreto Armado.
- Concreto Presforzado.
- Materiales compuestos: fibras de vidrio, fibras de carbón, etc. (Rodríguez, 2017).

c) Por el tipo de estructura

- Simplemente apoyados.
- Continuos.
- Simples de tramos múltiples.
- Cantilever.
- En Arco.
- Atirantado (utilizan cables rectos que atirantan el tablero).
- Colgantes.
- Levadizos (basculantes).
- Pontones: denominación para plataformas flotantes. También con esa denominación son referidos los puentes pequeños, cuya longitud no supera los 10 metros. (Rodríguez, 2017).

d) Por su geometría en planta

- Rectos.
- Esviados.
- Curvos. (Rodríguez, 2017).

e) Según el tiempo de vida

- Definitivo: puente diseñado para una vida en servicio de 75 años. Las especificaciones se han elaborado con ese objetivo.
- Temporal: puente que se usa por un tiempo limitado, no mayor a 5 años. (Rodríguez, 2017).

1.5. Filosofía de diseño

Según la Norma Ecuatoriana Vial (NEVI-12) elaborada por el Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO) para el diseño, construcción y mantenimiento de proyectos viales en Ecuador, los puentes en nuestro país se deberán diseñar según las disposiciones contenidas en *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, Edición 2010 y enmiendas posteriores. Para la investigación en curso nos basaremos en la norma AASHTO LRFD edición 2014.

1.5.1. Filosofía de diseño AASHTO LRFD

La AASHTO, mantiene la búsqueda del diseño de la infraestructura de puentes más confiables, debido a la metodología y técnicas que adopta mediante factores de mayoración de cargas, corrigiendo ciertos parámetros establecidos por su norma antecesora AASHTO ASD; el diseño de los puentes se realizará para los estados límites, con esto se logra alcanzar los objetivos de constructibilidad, seguridad y capacidad de servicio (AASHTO, 2020).

La filosofía de diseño LRFD logra niveles relativamente uniformes de seguridad dentro de la superestructura y la subestructura, tomando en cuenta la variabilidad tanto en la resistencia como en las cargas; esta metodología de diseño se basa en la evaluación de riesgos según la teoría de la confiabilidad, en la que no se permite que los efectos causados por cargas mayoradas, excedan la resistencia mayorada de los componentes (Department of Transportation, U.S. , 2015).

Según lo estipulado anteriormente, la seguridad en cualquier diseño de ingeniería se cumple cuando las solicitaciones de los miembros y materiales estructurales son menores que las que se aplican.

El artículo 1.1.3 de la AASHTO (2020) estipula que, independientemente del tipo de análisis utilizado, la Ec. 1.3.2.1-1 se cumplirá para todos los efectos de fuerza especificados y sus combinaciones. La Ecuación mostrada a continuación, constituye la base de la metodología del Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD).

$$\sum n_i * \gamma_i * Q_i \leq \phi * R_n = R_r \quad (\text{Ecu. 1.1})$$

1.6. Cargas y combinaciones de carga

1.6.1. Tipos de cargas

1.6.1.1. Cargas permanentes

La carga permanente está formada por el peso propio de todos los componentes de la estructura, accesorios e instalaciones de servicio, superficies de rodamiento, futuras sobre capas y ensanchamientos previstos (AASHTO, 2020).

Las denominaciones de las cargas permanentes se describen a continuación:

DC= Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales.

DW= Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos.

El peso propio de la estructura vendrá dado por las dimensiones de cada uno de los miembros que la componen y de los materiales de los que estén hechos estos elementos. Es por esto que se han considerado algunos materiales y sus densidades respectivas, extraídos de la tabla 3.5.1-1 de la norma AASHTO LRFD (2020).

Tabla 1.1. Densidades de materiales

Material		Densidad (kg/m ³)
Aleaciones de aluminio		2800
Superficies de rodamiento bituminosas		2250
Hierro fundido		7200
Escoria		960
Arena, limo o arcilla compactados		1925
Hormigón	Agregados de baja densidad	1775
	Agregados de baja densidad y arena	1925
	Densidad normal con $f'_c \leq 35$ MPa	2320
	Densidad normal con $35 < f'_c \leq 105$ MPa	$2240 + 2,29 f'_c$
Arena, limo o grava sueltos		1600
Arcilla blanda		1600
Grava, macadán o balasto compactado a rodillo		2250
Acero		7850
Sillería		2725
Madera	Dura	960
	Blanda	800
Agua	Dulce	1000
	Salada	1025
Elemento		Masa por unidad de longitud (Kg/mm)
Rieles para tránsito, durmientes y fijadores por vía		0,30

Fuente: AASHTO LRFD (2020)

1.6.1.2. Cargas vivas

Las cargas que describiremos a continuación son las correspondientes a las cargas vivas, dentro de las cuales, encontramos las cargas del tráfico vehicular, del tráfico peatonal, de fluidos, de sismo, de hielo, de deformaciones y las causadas por colisiones.

IM=carga de tolerancia de dinámica vehicular.

LL= sobrecarga vehicular.

1.6.1.2.1. Carriles de diseño AASHTO LRFD

El término “carriles de diseño”, según lo establecido en el artículo 3.6.1.1.1 de la normativa AASHTO LRFD (2020), se define como el número de carriles de 12 pies de ancho (3,60 metros) cargados con carga viva. Los carriles de diseño se toman como la parte entera de la relación $w/12.0$, donde w es el ancho libre de la calzada en pies entre bordillos y/o barreras. El ancho del carril de diseño del puente será considerado de 3,60 metros, a menos que se determine lo contrario.

1.6.1.2.2. Camión de diseño AASHTO LRFD

En el enunciado 3.6.1.2.2 de la normativa AASHATO 2020, estipula que la Carga HL-93 es un tipo de sobrecarga vehicular. Los pesos y espaciamentos de ejes y ruedas para el camión de diseño deben ser como se muestra a continuación:

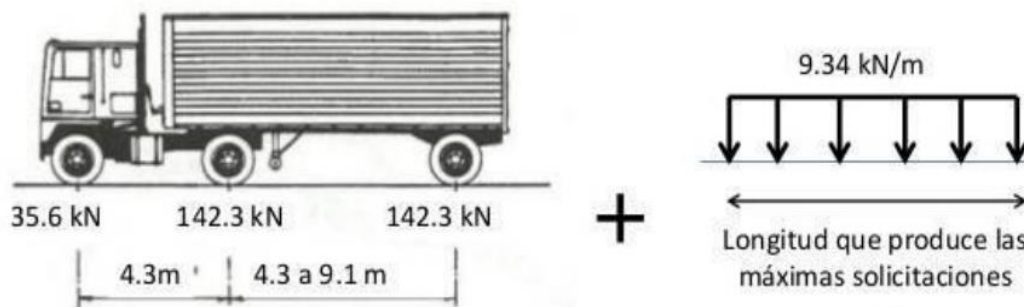


Figura 1.3. Características del camión de diseño HL-93 y carga del carril de diseño
Fuente: AASHTO LRFD (2020)

1.6.1.2.3. Tándem de diseño AASHTO LRFD

El artículo 3.6.1.2.3 de la AASHTO 2020, establece que el tándem de diseño estará compuesto por un par de ejes de 110.000 N con una separación de 1200mm. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1800mm.



Figura 1.4. Tándem de Diseño y carga de carril de diseño
Fuente: AASHTO LRFD (2020)

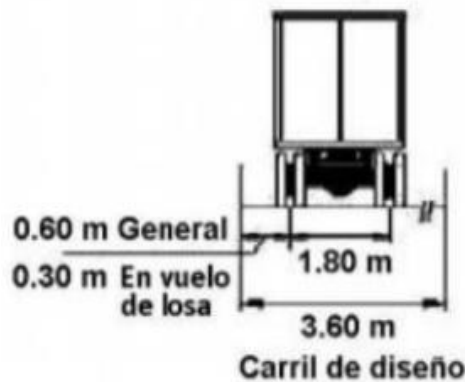


Figura 1.5. Características del camión de diseño HL-93
Fuente: AASHTO LRFD (2020)

1.6.1.2.4. Carga de faja o de carril de diseño AASHTO LRFD

Basado en el enunciado 3.6.1.2.4, la carga de carril de diseño se considera distribuida uniformemente en dirección longitudinal y transversal, de 9,34 kN/m, se supondrá que la carga de carril de diseño es distribuida en un ancho de 3 metros, respectivamente.

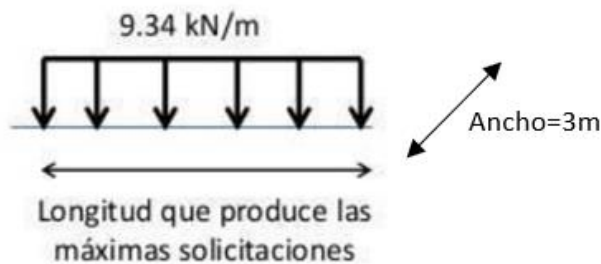


Figura 1.6. Carga de carril de diseño
Fuente: AASHTO LRFD (2020)

La sobrecarga vehicular de diseño es considerada como una combinación de camión de diseño o tándem de diseño más la carga de carril de diseño.

1.6.1.2.5. Carga de fatiga AASHTO LRFD 3.6.1.4

La carga de fatiga no es más que emplear el camión de diseño con una separación constante de 9,14 metros entre los dos ejes posteriores de 142,3 kN. No se considera la carga por carril de diseño (AASHTO, 2020).

Una vez explicado la carga del camión de diseño normado en la AASHTO 2020, se conocerá el segundo tipo de carga viva que se utilizará para el análisis y modelamiento de las superestructuras de puentes.

1.6.1.2.6. Disposición del Ministerio de Transporte y Obras Públicas

El MTOP propone, para el diseño de superestructuras de puentes, el camión HS20-44 (establecido por la norma AASHTO ASD) con especificaciones similares con respecto a la distancia entre ejes, sin embargo, plantea un factor de mayoración de 1,25 si predomina la carga distribuida más la concentrada y de 1,375 si predomina el camión estándar. El factor de mayoración se aplicará en las cargas producidas por eje. Este aumento en la transmisión de cargas conservando las distancias entre ejes se denomina camión HS-MTOP. A decir del Ministerio de Transporte y Obras Públicas (2013), “el factor de mayoración variable se fijará de acuerdo a la importancia, ubicación del puente y criterio del Ingeniero” (p. 487).

Características del camión de diseño HS 20-44

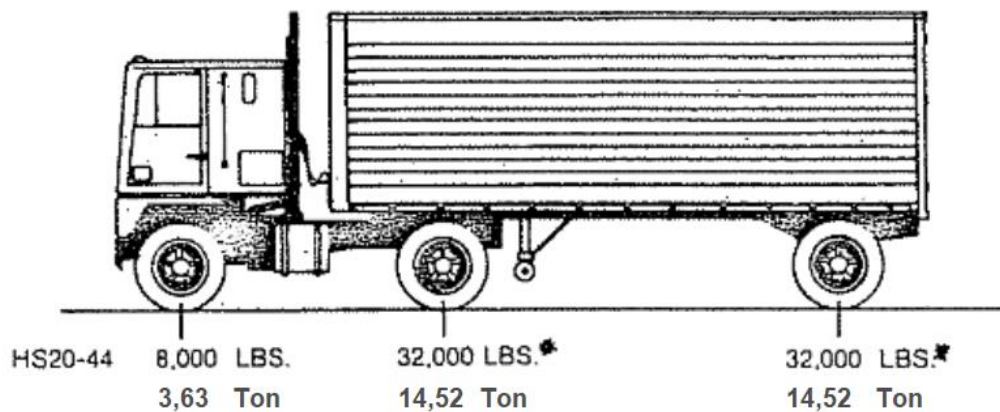


Figura 1.7. Carga del camión de diseño HS 20-44
Fuente: AASHTO ASD (1996).

Carril de diseño

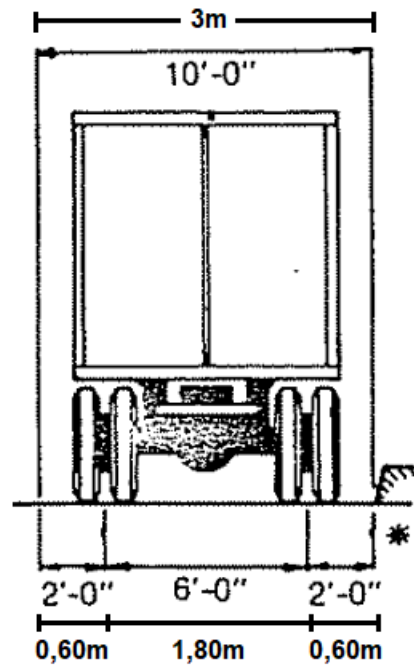


Figura 1.8. Características del camión de diseño HS 20-44
 Fuente: AASHTO ASD (1996)

El camión resultante de la NEVI-12 denominado HS-MTOP (antes llamado HS-MOP), se muestra a continuación:

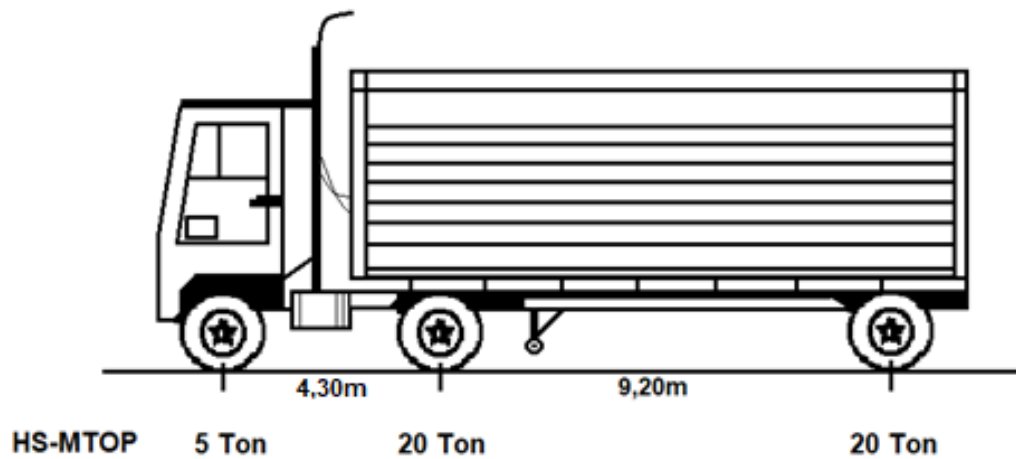


Figura 1.9. Características del camión de diseño HS-MTOP
 Fuente: Ministerio de Transporte y Obras Públicas (2013)

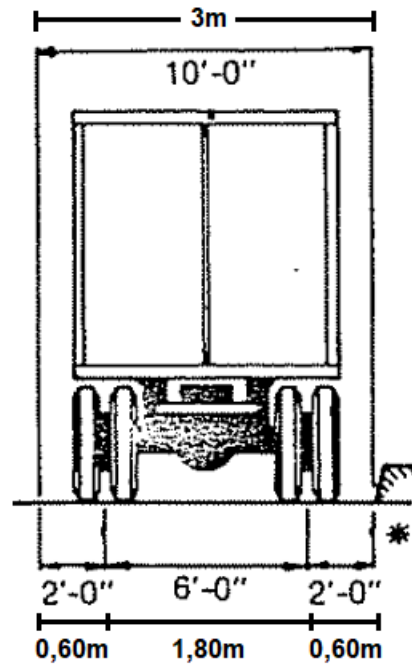


Figura 1.10. Características del camión de diseño HS-MTOP
Fuente: Ministerio de Transporte y Obras Públicas (2013)

Como se observa, el esquema de transmisión de cargas aumenta en el porcentaje ya indicado, sin embargo, las dimensiones se mantienen. Adicionalmente, este camión no presenta una carga de faja o de carril de diseño.

1.6.2. Factores de carga y combinaciones de cargas

1.6.2.1. Combinaciones de carga

La carga total factorizada se calculará a partir de la siguiente relación:

$$Q = n * \sum \gamma_i * q_i \quad (\text{Ecu. 1.2})$$

Donde:

n : modificador de carga

q_i : carga

γ_i : factores de carga

1.6.3. Estados límites

La AASHTO LRFD (2020) establece que: “los componentes estructurales deben estar proporcionados para satisfacer los requisitos en todos los servicios apropiados, estados límite de fatiga, resistencia y eventos extremos” (p. 18). La definición de la AASHTO expone que un estado límite es una condición más allá de la cual el puente deja de satisfacer las disposiciones para las que fue diseñado.

Los estados límite especificados a continuación están destinados a proporcionar un puente construible y reparable, capaz de transportar con seguridad las cargas de diseño durante su vida útil especificada (AASHTO, 2020). Los estados límite de LRFD se clasifican en cuatro categorías: servicio, fatiga y fractura, resistencia y evento extremo.

1.6.3.1 Estado límite de servicio

El estado límite de servicio restringe los esfuerzos, deformaciones y ancho de grietas bajo las condiciones regulares de servicio; además, da experiencia relacionada a provisiones, las cuales, no siempre pueden ser derivados solamente de resistencia o condiciones estadísticas.

El estado límite de servicio también proporciona ciertos requisitos basados en la experiencia que no siempre se pueden derivar exclusivamente a partir de consideraciones estadísticas o de resistencia.

Servicio I: La combinación de carga que representa el funcionamiento normal del puente, la velocidad del viento es de 90 km/h y todas las cargas están en valores normales.

Servicio II: Combinaciones de carga diseñadas para controlar la fluencia y el deslizamiento causados por la sobrecarga de vehículos en conexiones críticas de estructuras de acero.

Servicio III: Combinaciones de carga que consideran únicamente la tracción en superestructuras de hormigón pretensado. Su objeto es el control de agrietamiento.

Servicio IV: Combinaciones de carga que consideran únicamente la tracción en subestructuras de hormigón pretensado. Su objeto es el control de agrietamiento. (AASHTO, 2020)

1.6.3.2. Estado límite de resistencia

El estado límite de resistencia se encarga de garantizar y hacer cumplir la resistencia y estabilidad local y global ante la acción de las combinaciones de carga que se esperan que reciba el puente durante su vida de diseño.

Resistencia I: Representa la combinación de carga base para el uso normal del vehículo en el puente sin la presencia del viento.

Resistencia II: Representa la combinación de cargas especificadas por el propietario para el uso del puente en ausencia de viento para vehículos especialmente diseñados, vehículos de tránsito restringido o ambos.

Resistencia III: Representa la combinación de carga por la cual el puente está expuesto a velocidades de viento superiores a 90 km/h.

Resistencia IV: Combinación de cargas, representando una relación muy alta entre el esfuerzo por carga permanente y el esfuerzo por sobrecarga.

Resistencia V: Representa la combinación de carga para un vehículo normal que utiliza el puente con una velocidad del viento de 90 km/h. (AASHTO, 2020)

1.6.3.3. Estado límite de fatiga y fractura

El estado límite de fatiga, definido en el apartado 1.3.2.3 de la AASHTO (2020), tiene como objetivo reducir el crecimiento de la fisuración por la acción de cargas repetitivas para precaver la fractura de los elementos durante la vida de diseño del puente. Se tomará como restricciones en el rango de tensión bajo un camión de diseño que se presenta en la cantidad de ciclos en el rango de tensión esperados. El estado límite de fractura dependerá de la tenacidad del material cuyas propiedades constan en las especificaciones de materiales de la AASHTO.

Fatiga I: Combinación de cargas de fatiga y fractura asociadas con la vida de fatiga debido a cargas infinitas. El concepto de vida a fatiga infinita se utiliza para puentes con alto flujo de tráfico.

Fatiga II: Combinación de cargas de fatiga y fractura asociadas con una vida de fatiga finita debido a la carga. El concepto de vida de fatiga finita se utiliza para puentes con bajos volúmenes de tráfico. (AASHTO, 2020)

1.6.3.4. Estados límites correspondientes a eventos extremos

Se considera el estado límite correspondiente a eventos extremos en el diseño para garantizar la supervivencia estructural de un puente durante una inundación o sismo significativo o cuando es embestido por una embarcación, un vehículo o un flujo de hielo, posiblemente en condiciones socavadas.

Evento extremo I: Combinación de cargas que consideran sismos.

Evento extremo II: Combinaciones de carga, incluidas cargas de hielo, colisiones de barcos y vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con recargo reducido, que no forman parte de las cargas de colisión de vehículos, CT. (AASHTO, 2020).

1.6.4. Factores de carga

En la siguiente tabla extraída de la normativa AASHTO LRFD, se detallan los factores de carga que se deben aplicar para las diferentes cargas que componen una combinación de cargas de diseño.

Las cargas se deberán multiplicar por el factor de carga correspondiente y el factor de presencia múltiple citado en el artículo 3.6.1.1.2 de la normativa AASHTO LRFD.

Tabla 1.2. Combinaciones y factores de carga

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar sólo uno por vez			
										EQ	IC	CT	CV
Estado Límite													
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 – Sólo EH, EV, ES, DW, DC	γ_p 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
EVEN TO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-
EVEN TO EXTREMO II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	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	-	1,0	-	-	-	-
FATIGA - Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: AASHTO LRFD (2020)

La tabla 3.4.1-1 resume los factores de carga a utilizar dependiendo del número de cargas consideradas y su tipología, así como el estado límite de análisis de la estructura.

1.6.4.1. Factores de carga para cargas permanentes

Tabla 1.3. Factores de carga para cargas permanentes

Tabla 3.4.1-2 – Factores de carga para cargas permanentes, γ_p

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elemento y accesorios	1,25	0,90
DD: Fricción negativa (downdrag)	1,80	0,45
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65
EH: Empuje horizontal del suelo <ul style="list-style-type: none"> • Activo • En reposo 	1,50	0,90
	1,35	0,90
EL: Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00
EV: Empuje vertical del suelo <ul style="list-style-type: none"> • Estabilidad global • Muros de sostenimiento y estribos • Estructura rígida enterrada • Marcos rígidos • Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares • Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles 	1,00	N/A
	1,35	1,00
	1,30	0,90
	1,35	0,90
	1,95	0,90
	1,50	0,90
ES: Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

Fuente: AASHTO LRFD (2020)

1.6.4.2. Factor de presencia múltiple (m)

La solicitud extrema correspondiente a sobrecarga se deberá determinar considerando cada una de las posibles combinaciones de número de carriles cargados; esto se debe a que hay una probabilidad mínima de que dos o más carriles estén cargados al mismo tiempo.

Se deberá multiplicar por un factor de presencia múltiple, de esta manera, se toma en cuenta la probabilidad de que los carriles estén ocupados simultáneamente por la sobrecarga móvil de diseño.

A continuación, la tabla 3.6.1.1.2-1 obtenida de la AASHTO LRFD.

Tabla 1.4. Factor de presencia múltiple

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, m
1	1,20
2	1,00
3	0,85
> 3	0,65

Fuente: AASHTO LRFD (2020)

1.7. Puentes de acero estructural

Los tipos de superestructura de acero consisten, en su mayoría, en tableros de losa de hormigón armado, fundido en sitio, sobre vigas de acero de secciones establecidas que, a su vez, descansan sobre los elementos de la infraestructura.

Por lo general, el sistema estructural más utilizado es una losa de hormigón armado sobre vigas de acero estructural a manera de una construcción compuesta. Los tramos pueden ser simples o continuos, y la altura de las vigas puede ser constante o variable; aunque se utilizan apoyos simples, también pueden utilizarse apoyos especiales (MTOP, 2013).

Hay variantes en donde las vigas de acero descansan sobre grandes armaduras de acero tipo cercha o arcos de acero; asimismo, otros sistemas son los de losa sobre vigas cajón de acero en construcción compuesta y vigas cajón con placas ortotrópicas. Las secciones de las vigas podrán ser de perfiles normalizados laminados en caliente de ala ancha o vigas construidas de placas de acero con alma llena o celosía (Manual de Diseño de Puentes, 2010).

En Ecuador utilizar elementos de acero estructural no es económico por el alto costo de perfiles y planchas de acero, sin embargo, se han construido importantes obras con luces considerables. Según el MTOP en su norma vial NEVI-12-MTOP (2013), dice que los puentes sobre vigas metálicas podrán abarcar luces de hasta 75 m; mientras que aquellos en celosía o cerchas podrán sobrepasar luces de 100 m; y los puentes en arco hasta los 200 m, para cubrir grandes luces es competitivo a partir de los 250 m de luz. A continuación, las luces de puentes de acero ya construidos:

Tabla 1.5. Luces de puentes de acero simplemente apoyados

SIMPLEMENTE APOYADO	LUZ(m)
Vigas laminadas, no compuestos	12 a 25
Vigas laminadas, compuestos	15 a 25
Vigas armadas, no compuestos	30 a 45
Vigas Armadas, compuestos	30 a 55
Vigas cajón	30 a 55
Armaduras sobre y bajo la calzada	90 a 120
Armaduras bajo la calzada	60 a 120
Armaduras no conectadas sobre la calzada	45
Arco	90 a 150
Arcos enlazados	90 a 180

Fuente: Rodríguez (2020)

Tabla 1.6. Luces de puentes de acero continuos

CONTINUOS	LUZ(m)
Vigas laminadas	15-20-15 a 25-30-25
Vigas armadas	30-36-30
Vigas cajón	30-36-30 a 90-120-90
Vigas laminadas	15-20-15 a 25-30-25
Vigas armadas	30-36-30

Fuente: Rodríguez (2020)

1.7.1. Ventaja de los puentes metálicos

A continuación, se señalan algunas ventajas importantes de los puentes metálicos:

- Pueden soportar cargas en tramos prolongados, con peso muerto mínimo.
- Los puentes metálicos son la solución conveniente para tramos mayores de 45 m desde el punto de vista constructivo.
- Las estructuras metálicas presentan mayor resistencia sísmica que las de hormigón.
- El acero presenta una vida útil mayor que la del hormigón.
- Los puentes metálicos presentan un aspecto más delgado, lo que es atractivo estéticamente a la vista y enriquece la belleza del alrededor.
- Su utilización es óptima donde no se permita instalar soportes temporales, así también en encañonadas y altas pendientes.
- Es posible prefabricar los miembros de una estructura.
- Fácil utilización al momento de unir diversas piezas con varios tipos de conectores como: suelda, tronillos y remaches.
- Rapidez de montaje.
- Las ventajas principales que ofrecen los elementos de acero radican especialmente en el poco peso de las estructuras y la diversidad de formas que se pueden conseguir; por esto son ideales para puentes curvos. Su ejecución es rápida y se podrá optimizar los procesos de diseño y construcción para conseguir ahorro de materiales.

- Por otro lado, entre sus desventajas está el mantenimiento que se necesitará en todos sus elementos, así como también el alto grado de detalle y control durante la construcción en sus conexiones y uniones, sean estas soldadas, remachadas o empernadas.

1.7.2. Tipos de acero para puentes metálicos

Según el MTOP (2013) en Ecuador, los aceros autorizados para la construcción de un puente deben cumplir con lo establecido en la norma AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN, la cual, estipula que: los aceros estructurales a usar deben cumplir con los requisitos especificados en la Tabla 6.4.1-1 de la norma AASHTO (Propiedades mecánicas mínimas del acero estructural por forma, resistencia y espesor).

Su diseño debe basarse en las propiedades mínimas indicadas:

- Módulo de elasticidad: 29,000 ksi (200.000 MPa).
- Coeficiente térmico de expansión $6.5 \rightarrow 10^{-6}$ pulg/pulg/°F (0.0000011 por °C.)

Tabla 1.7. Propiedades mecánicas mínimas del acero estructural por forma, resistencia y espesor

AASHTO Designation	M 270M/ M 270 Grade 36	M 270M/ M 270 Grade 50	M 270M/ M 270 Grade 50S	M 270M/ M 270 Grade 50W	M 270M/ M 270 Grade HPS 50W	M 270M/ M 270 Grade HPS 70W	M 270M/ M 270 Grade HPS 100W	
Equivalent ASTM Designation	A709/ A709M Grade 36	A709/ A709M Grade 50	A709/ A709M Grade 50S	A709/ A709M Grade 50W	A709/ A709M Grade HPS 50W	A709/ A709M Grade HPS 70W	A709/ A709M Grade HPS 100W	
Thickness of Plates, in.	Up to 4.0 incl.	Up to 4.0 incl.	Not Applicable	Up to 4.0 incl.	Up to 4.0 incl.	Up to 4.0 incl.	Up to 2.5 incl.	Over 2.5 to 4.0 incl.
Shapes	All Groups	All Groups	All Groups	All Groups	Not Applicable	Not Applicable	Not Applicable	Not Applicable
Minimum Tensile Strength, F_u , ksi	58	65	65	70	70	85	110	100
Specified Minimum Yield Point or Specified Minimum Yield Strength, F_y , ksi	36	50	50	50	50	70	100	90

Fuente: AASHTO (2020)

Para uso estructural en puentes, estos productos deben ser manufacturados: cortar (a tamaño y forma), conformar en frío y soldar un componente a otro. En la estructura, el material es sometido a esfuerzos de tracción y compresión.

En Ecuador se pueden encontrar los aceros A36, A572 y A588, siendo unos de los principales distribuidores IPAC.

Como acotación, se puede tomar la tabla: Tipos de aceros comúnmente utilizados en la construcción en Ecuador, extraída de la guía práctica para el diseño de estructuras de acero de la NEC-15.

Tabla 1.8: Propiedades a Tensión Especificadas por la Norma ASTM

Especificación ASTM	Esfuerzo de Fluencia (F_y) (ksi)	Resistencia a la Tensión (F_u) (ksi)
ASTM A36	36	58 - 80
ASTM A572 Gr 50	50	65
ASTM A588 Gr 50	50	70

Fuente: NEC (2015)

ASTM A572 Gr. 50

El acero ASTM A572 Gr. 50 presenta propiedades mecánicas de calidad en la construcción de puentes; si bien, existen tipologías de acero estructural mucho más resistentes, el ASTM A572 Gr. 50 y el A588 Gr. 50 resultan ser de los más recomendados empleados en la superestructura de puentes.

1.8. Diseño de las vigas de acero

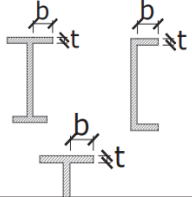

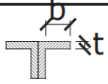


1.8.1. Secciones sísmicamente compactas

Según la NEC (2015) en su capítulo “Estructuras de Acero”, los miembros estructurales que forman parte de un sistema resistente a carga sísmica deben tener alas continuamente conectadas al alma o almas y las relaciones ancho-espesor de sus elementos a compresión no deben exceder las relaciones máximas ancho-espesor λ_{ps} .

Las relaciones máximas ancho-espesor para miembros sísmicamente compactos, λ_{ps} , dadas en la Tabla a continuación son considerados adecuados para ductilidades de 6 a 7 (ANSI/AISC 341-05).

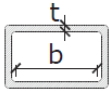

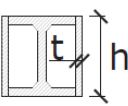

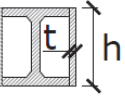
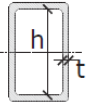

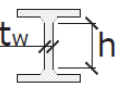
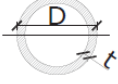
Las relaciones máximas ancho-espesor para miembros sísmicamente compactos para almas de vigas ($C_a=0$) fueron recomendadas para cumplir con las recomendaciones estipuladas en FEMA 350.

Tabla 1.9. Relaciones máximas ancho-espesor para miembros sísmicamente compactos

	Tipo de elemento	Relación ancho- espesor	Límites	Ejemplo
			λ_{ps}	
Elementos no Rigidizados	Flexión en alas de vigas "I" roladas o armadas, canales y vigas "T"	b/t	$0.30 \sqrt{E/F_y}$	
	Lados de ángulos simples o dobles con separadores			
	Lados salientes de pares de ángulos en contacto continuo			
	A las de secciones para pilotes "H"	b/t	$0.45 \sqrt{E/F_y}$	
	Alma de vigas "T"	d/t	$0.30 \sqrt{E/F_y}^{[a]}$	
	Barras planas	b/t	2.5	

Fuente: NEC (2015)

Tabla 1.10. Relaciones máximas ancho-espesor para miembros sísmicamente compactos

Elementos Rigidizados	Paredes de HSS rectangulares	b/t		
	Alas de perfiles "I" encajonados, y secciones cajón armadas	b/t	$0.55 \sqrt{E/F_y}^{[b]}$	
	Placas laterales de secciones laminadas "I" encajonadas y paredes de perfiles armados encajonados usados como arriostramientos diagonales	h/t		
	Almas de perfiles "I" armados o rolados usados para vigas o columnas [c]	h/ t _w		
	Placas laterales de secciones laminadas "I" encajonados usados como vigas o columnas	h/t	Para C _a > 0.125 $0.77 \sqrt{E/F_y} (2.93 - C_a)$ $\geq 1.49 \sqrt{E/F_y}$ donde: $C_a = \frac{P_u}{\phi_b P_y} (DFCR)$ $C_a = \frac{\Omega_b P_a}{P_y} (DRA)$	
	Almas de secciones cajón armadas usados como vigas o columnas	h/t		
	Almas de perfiles "I" rolados o armados usados como arriostramientos diagonales	h/ t _w	$1.49 \sqrt{E/F_y}$	
Almas de secciones para pilotes "H"	h/ t _w	$0.94 \sqrt{E/F_y}$		
Paredes de HSS de sección circular	D/t	$0.038 E / F_y$		
(a) Para perfiles T de miembros sujetos a compresión, la máxima relación ancho-espesor para miembros con gran ductilidad, para el alma de la "T" puede ser incrementada a $0.38\sqrt{E/F_y}$ si se satisfacen las siguientes condiciones: (1) Pandeo en el miembro a compresión ocurre alrededor del plano del alma (2) La carga a compresión es transferida al final de la conexión, solo a la cara exterior del alma, de la T, dando como resultado una conexión excéntrica que reduzca los esfuerzos de compresión en la punta del alma de la T. (b) La máxima relación ancho-espesor de las alas de una viga "I" rolada y una viga cajón armada para las columnas en un Pórtico Especial a Momento no debe exceder $0.60 \sqrt{E/F_y}$ (c) Para las vigas "I" roladas usadas en sistemas PEM, donde C _a es menor o igual a 0.125, la máxima relación ancho-espesor h/t _w no debe exceder $2.45\sqrt{E/F_y}$.				

Fuente: NEC (2015)

1.9. Teorema de Barre

Para llevar a cabo la investigación, se deberá encontrar las diferentes solicitaciones de momento y cortante para las luces en análisis, para esto se utilizará el Teorema de Barre. Dicho teorema es utilizado para encontrar el momento máximo que produce un tren de cargas en una estructura simplemente apoyada, como se indica a continuación:

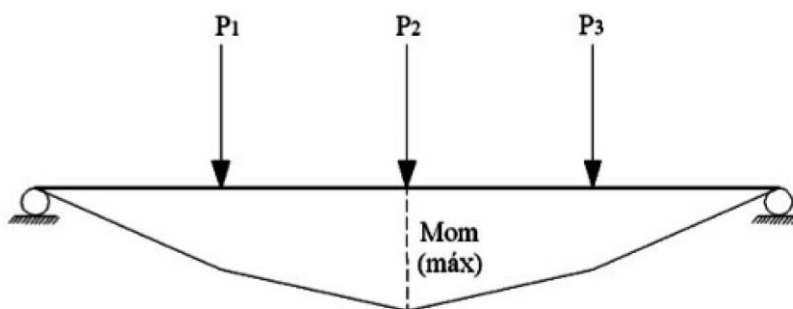


Figura 1.11. Relaciones máximas ancho-espesor para miembros sísmicamente compactos
Fuente: Torres Eduardo (2013)

Un tren de cargas se conceptúa como a un sistema de cargas concentradas que dispone de una distancia fija entre sí y que se mueve a lo largo de una estructura. Este es el caso típico de las cargas de camión, que son utilizadas para el diseño de puentes en estructuras simplemente apoyadas, por lo que el teorema tiene gran aplicación en su diseño (Torres, 2013).

1.10. Resistencia a la flexión

Luego de que una viga simplemente apoyada es sometida a la acción de cargas gravitatorias, asumirá un efecto de flexión hacia abajo. Las fibras que se encuentren por arriba del eje neutro de la sección se comprimirán, por lo que, esta parte de la sección se comportará como un miembro a compresión; mientras que, las que se encuentren por debajo del eje neutro traccionarán y, esta porción de la sección, se comportará como un miembro a tracción (McCormac & Csernak, 2012).

La resistencia de diseño en flexión, ϕM_n deben ser determinados de la siguiente manera:

$$M_r = \phi M_n \quad (\text{Ecu. 1.3})$$

Donde,

M_r : resistencia a flexión nominal [kN.m]

ϕ : factor de resistencia a flexión

Según las especificaciones ANSI/AISC, la resistencia nominal de flexión, M_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia (momento plástico) y pandeo lateral-torsional.

El artículo 6.12.2 de la AASHTO LRFD establece que la resistencia nominal a la flexión para la flexión sobre el eje débil se tomará como:

$$\text{Si } \lambda_f \leq \lambda_{pf}, \quad (\text{Ecu. 1.4})$$

$$M_n = M_p \quad (\text{Ecu. 1.5})$$

$$\text{Si } \lambda_{pf} < \lambda_f < \lambda_{rf}: \quad (\text{Ecu. 1.6})$$

$$M_n = \left[1 - \left(1 - \frac{S_y}{Z_y} \right) * \left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{0.45 \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}}} \right) \right] * F_{yf} * Z_y \quad (\text{Ecu. 1.7})$$

En el cual:

λ_f : relación de esbeltez del ala

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} \quad (\text{Ecu. 1.8})$$

λ_{pf} : relación de esbeltez límite para un ala compacta

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}} \quad (\text{Ecu. 1.9})$$

λ_{rf} : relación de esbeltez límite para un ala no compacta

$$\lambda_{rf} = 0.83 \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}} \quad (\text{Ecu. 1.10})$$

Donde:

F_{yf} : límite elástico mínimo especificado del ala de menor resistencia (ksi)

M_p : momento plástico alrededor del eje débil (kip-in.)

S_y : módulo de sección elástica alrededor del eje débil (in³)

Z_y : módulo de sección plástica alrededor del eje débil (in³)

1.11. Resistencia a cortante

En el estado límite de resistencia, los paneles de alma rectos y curvos deberán satisfacer:

$$V_u \leq \phi_n V_n \quad (\text{Ecu. 1.11})$$

Donde,

V_r : resistencia nominal al corte [kN. m]

ϕ_n : factor de resistencia para cortante

V_u : cortante en el alma debido a las cargas mayoradas

Según el artículo 6.10.9.2 la resistencia nominal de almas no rigidizadas

$$V_n = V_{cr} = C V_p \quad (\text{Ecu. 1.12})$$

Donde:

$$V_p = 0.58 F_{yw} D t_w \quad (\text{Ecu. 1.13})$$

C : relación entre la resistencia al pandeo por cortante y la resistencia a la fluencia cortante

V_{cr} : resistencia al pandeo por cortante

V_n : resistencia nominal al corte

V_p : esfuerzo cortante plástico

1.12. Control de deflexiones

Las deflexiones en las estructuras de puentes son un factor importante a considerar en el momento del diseño, debido a las grandes luces que se manejan en los miembros de la superestructura y a las cargas y sobrecargas consideradas para el puente (AASHTO, 2014).

En vigas de acero, las deflexiones están establecidas a ciertos valores máximos que se debe limitar por las siguientes razones:

1. Los materiales unidos o soportados por la viga se pueden ver afectadas a causa de las deflexiones excesivas.
2. Las estructuras se pueden ver afectadas por deflexiones excesivas.
3. Al existir deformaciones excesivas en los miembros estructurales, los usuarios de no van a sentir confianza, aunque exista seguridad desde el punto de vista de la resistencia (McCormac & Csernak, 2012).

La norma americana limita las deflexiones por carga viva de servicio a aproximadamente $1/360$ de la longitud del miembro estructural para edificios.

Se limitan las deflexiones a $1/1\ 500$ o $1/2\ 000$ de la longitud del claro en los casos donde se soporta maquinaria delicada y de precisión.

El enunciado 2.5.2.6.2 de la norma AASHTO (2020), fijan algunos criterios para controlar las deformaciones excesivas por efecto de cargas vivas e impacto. Para esto, la norma establece que para construcciones de acero, aluminio y hormigón se pueden considerar los siguientes estados límites de deflexión:

Carga vehicular, general $L/800$

Cargas vehiculares y/o peatonales $L/1000$

Cargas vehiculares sobre voladizos $L/300$

Cargas vehiculares y/o peatonales $L/375$

Donde,

L : longitud del tramo de centro a centro de los apoyos (AASHTO, 2020).

CAPÍTULO 2

PARÁMETROS GENERALES PARA LA MODELACIÓN DE LAS SUPERESTRUCTURAS EN 2D

2. Procedimiento general

El análisis de las superestructuras se llevará a cabo para puentes con luces de 10m, 15m, 20m, 25m, 30m, 35m, 40m, 45m y 50m.

Para la investigación se realizará el diseño para una sola viga, estableciendo que el elemento irá desde el inicio hasta el final del tablero, sin ninguna interrupción longitudinal en su continuidad; es decir, la luz de la viga será igual a la luz del tablero.

2.1. Modelación puente tipo viga

Para la modelación del puente en 2D se utilizará el software especializado para diseño de estructuras SAP2000, estableciendo que la estructura del puente es isostática (simplemente apoyada).

Previo a esto se llevará a cabo el prediseño de las secciones de las vigas que conformarán el puente. La superestructura está compuesta por vigas de acero de sección IP.

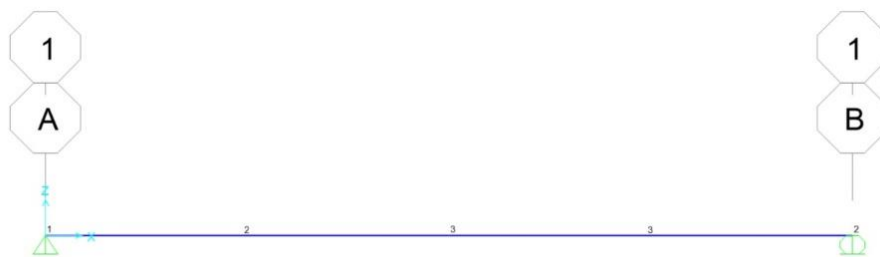


Figura 2.1. Modelación viga simplemente apoyada

Fuente: Software SAP2000 (2022)

2.1.1. Prediseño viga

Para iniciar con el prediseño de las vigas, partimos de la luz del puente que vamos a diseñar; obtenemos las dimensiones de la sección: peralte y ancho de la viga de acero a partir del siguiente criterio.

Peralte de la viga:

$$h_v = \left(\frac{1}{15} \cdots \frac{1}{20} \right) * L \quad (\text{Ecu. 2.1})$$

Donde:

h_v : peralte de la viga

L : Luz del puente

Aplicando el criterio de prediseño para vigas I mencionado anteriormente, los valores obtenidos para el peralte de las vigas son:

Tabla 2.1. Prediseño peraltes vigas I

LUZ [m]	hv=(1/15...1/20)L		
	hv1	hv2	hv
10	666.67	500	600
15	1000	750	850
20	1333.33	1000	1200
25	1666.67	1250	1450
30	2000	1500	1750
35	2333.33	1750	2000
40	2666.67	2000	2500.00
45	3000	2250	2700.00
50	3333.33	2500	3000.00

Fuente: Elaboración propia (2022)

Este prediseño cumple con la altura mínima para vigas metálicas tipo I establecida en la norma AASHTO LRFD (2020).

Tabla 2.2. Peraltes mínimos utilizados comúnmente para superestructuras de peralte constante

Superstructure		Minimum Depth (Including Deck)	
Material	Type	Simple Spans	Continuous Spans
Reinforced Concrete	Slabs with main reinforcement parallel to traffic	$\frac{1.2(S+10)}{30}$	$\frac{S+10}{30} \geq 0.54 \text{ ft.}$
	T-Beams	$0.070L$	$0.065L$
	Box Beams	$0.060L$	$0.055L$
	Pedestrian Structure Beams	$0.035L$	$0.033L$
Prestressed Concrete	Slabs	$0.030L \geq 6.5 \text{ in.}$	$0.027L \geq 6.5 \text{ in.}$
	CIP Box Beams	$0.045L$	$0.040L$
	Precast I-Beams	$0.045L$	$0.040L$
	Pedestrian Structure Beams	$0.033L$	$0.030L$
	Adjacent Box Beams	$0.030L$	$0.025L$
Steel	Overall Depth of Composite I-Beam	$0.040L$	$0.032L$
	Depth of I-Beam Portion of Composite I-Beam	$0.033L$	$0.027L$
	Trusses	$0.100L$	$0.100L$

Fuente: AASHTO LRFD (2020)

Ancho de la viga:

$$b = \left(\frac{1}{3} \dots \frac{1}{2}\right) * h \tag{Ecu. 2.2}$$

Donde:

b: ancho de la viga

h: peralte de la viga

Tabla 2.3. Prediseño ancho vigas I

LUZ [m]	b=(1/3...1/2)h		
	b1	b2	b
10	222.22	333.34	250
15	333.33	500	400
20	444.44	666.67	500
25	555.56	833.34	650
30	666.67	1000	750
35	777.78	1166.67	900
40	888.89	1333.34	1100
45	1000	1500	1250
50	1111.11	1666.67	1400

Fuente: Elaboración propia (2022)

2.1.2 Prediseño espesores alma y patín de la sección I

A partir del prediseño de las dimensiones de la viga, calculamos los espesores del alma y del ala para secciones tipo I soldadas sísmicamente compactas, dando

cumplimiento a las relaciones que establece la NEC (2015) en su capítulo “*Estructuras de Acero*”.

Los espesores de los miembros estructurales se calcularán a partir de las siguientes relaciones:

Alas de las vigas soldadas tipo I

$$\left(\frac{bf}{2tf}\right) \leq 0.3 \left(\frac{E}{Fy}\right)^{0.5} \tag{Ecu. 2.3}$$

Almas de las vigas soldadas tipo I

$$\left(\frac{Hw}{tw}\right) \leq 2.45 \left(\frac{E}{Fy}\right)^{0.5} \tag{Ecu. 2.4}$$

Tabla 2.4 Prediseño alas y almas de las vigas

Luz [m]	Espesor alma (hw)	Espesor ala (bf) [mm]
10	12	18
15	16	28
20	22	36
25	26	46
30	30	52
35	34	64
40	45.00	77.00
45	46.00	88.00
50	50.00	90.00

Fuente: Elaboración propia (2022)

Realizado el prediseño de las diferentes luces de puentes, se ingresan las características de las diferentes secciones en SAP200. A continuación, se muestra el ingreso de las secciones de la viga para una luz de 10m.

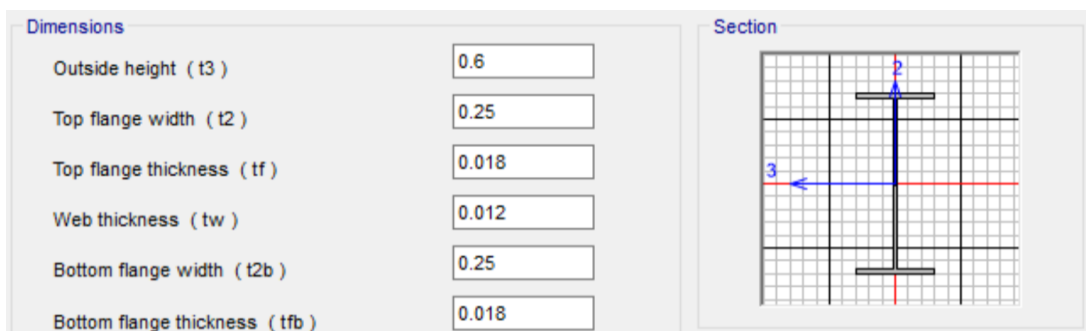


Figura 2.2. Definición de secciones viga I
Fuente: Software SAP2000 (2022)

Una vez realizado el prediseño de las vigas para los puentes de diferentes luces, se modela como una viga simplemente apoyada en el software SAP2000.

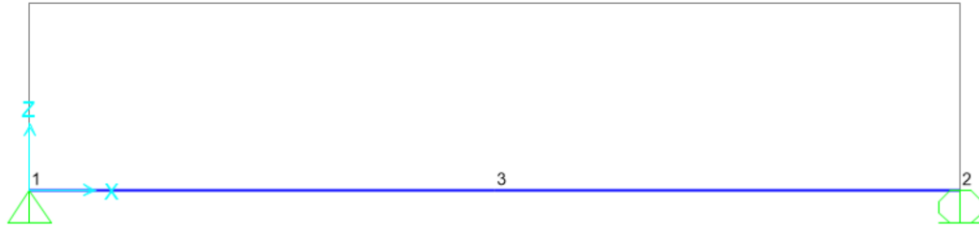


Figura 2.3. Modelo viga simplemente apoyada
Fuente: Software SAP2000 (2022)

2.1.3. Definición de materiales

Para empezar el modelamiento en el software de análisis de estructuras SAP200, se debe asignarle al programa el material de las secciones a modelar. Los elementos estructurales de la superestructura será de acero ASTM A572 de grado 50 con las siguientes propiedades:

- Límite de fluencia $f_y = 35153,48 \text{ Tnf}/\text{m}^2$
- Módulo de elasticidad $E = 20389019 \text{ Tnf}/\text{m}^2$
- Módulo de Poisson $U = 0,3$
- Coeficiente de expansión térmica $A = 1,170\text{E} - 05 \text{ } 1/\text{K}$
- Módulo de cortante $G = 7841930$

S Material Property Data ×

General Data

Material Name and Display Color: Acero Grado 50 ■

Material Type: Steel

Material Grade: Grade 50

Material Notes:

Weight and Mass

Weight per Unit Volume:

Mass per Unit Volume:

Units

Units: Tonf, m, C

Isotropic Property Data

Modulus Of Elasticity, E:

Poisson, U:

Coefficient Of Thermal Expansion, A:

Shear Modulus, G:

Other Properties For Steel Materials

Minimum Yield Stress, Fy:

Minimum Tensile Stress, Fu:

Expected Yield Stress, Fye:

Expected Tensile Stress, Fue:

Switch To Advanced Property Display

Figura 2.4. Definición de materiales
Fuente: Software SAP200 (2022)

CAPÍTULO 3

ANÁLISIS Y MODELACIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA EN 2D

3.1. Metodología para la modelación en 2D

Una vez asignadas las características del acero a utilizar al programa SAP2000, se ingresan los valores de las secciones obtenidas del prediseño.

Las secciones para cada viga se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 3.1 Prediseño secciones vigas I

Luz [m]	Peralte hv [mm]	Ancho b [mm]	Espesor alma (hw)	Espesor ala (bf) [mm]
10	600	250	12	18
15	850	400	16	28
20	1200	500	22	36
25	1450	650	26	46
30	1750	750	30	52
35	2000	900	34	64
40	2500.00	1100.00	45.00	77.00
45	2700.00	1250.00	46.00	88.00
50	3000.00	1400.00	50.00	90.00

Fuente: Elaboración propia (2022)

A continuación, se muestra cómo se ingresaron las propiedades de cada sección en el software SAP2000:

Section Name: Display Color: ■

Section Notes:

Dimensions

Outside height (t3)	<input type="text" value="0.6"/>
Top flange width (t2)	<input type="text" value="0.25"/>
Top flange thickness (tf)	<input type="text" value="0.018"/>
Web thickness (tw)	<input type="text" value="0.012"/>
Bottom flange width (t2b)	<input type="text" value="0.25"/>
Bottom flange thickness (tfb)	<input type="text" value="0.018"/>

Section

Material: Acero Grado 50

Property Modifiers:

Properties:

Figura 3.1 Ingreso de dimensiones viga I
Fuente: Software SAP2000 (2022)

3.2. Cargas, factores y combinaciones de carga

Para la investigación en curso se considerarán las siguientes cargas:

- Permanentes
- Variables
- Excepcionales

Como se mencionó anteriormente en el marco teórico, existen varias combinaciones de carga establecidas por la norma AASHTO LRFD (2020).

3.2.1. Cargas permanentes

Las cargas permanentes son aquellas que van actuar durante toda la vida de la estructura, dentro de este grupo están el peso propio de los elementos y las cargas muertas adicionales como la capa de rodadura. (AASHTO, 2020)

3.2.2 Cargas variables

Las cargas variables son aquellas para las que se observan variaciones frecuentes, las cargas variables incluyen los pesos de los vehículos y las personas, así como también los efectos dinámicos. (AASHTO, 2020)

3.2.3. Combinaciones de carga

La carga total factorizada se calculará a partir de la siguiente relación:

$$Q = n * \sum \gamma_i * q_i \quad (\text{Ecu. 3.1})$$

Donde:

n : modificador de carga

q_i : carga

γ_i : factores de carga

Los factores de carga se obtienen de la tabla 2 y 3 de este documento, resultado de esto la combinación a usar en el análisis es la siguiente:

$$Q = 1.75 * LL + 1.25 * DC \quad (\text{Ecu. 3.2})$$

Donde:

LL: carga viva vehicular

DC: carga muerta

Modelamos la viga simplemente apoyada para las diferentes luces planteadas para el estudio y obtenemos los siguientes resultados:

3.2.4. Análisis bajo las cargas móviles HS-MTOP y HL-93

Se calculan las solicitaciones de momento y cortante para cada luz de puente establecida al inicio de la investigación, bajo la acción de las cargas externas actuantes en la superestructura, las que ya fueron factorizadas anteriormente.

En el primer análisis que se realizó fue considerando solamente la sobrecarga de los camiones HS-MTOP y HL-93, para cada caso respectivamente, sin tomar en cuenta la carga muerta debido al peso propio de la superestructura.

3.2.4.1. Obtención de momento y cortante bajo la acción de la carga móvil HS-MTOP

Una vez definidas las cargas móviles y las secciones para cada luz, se procede a realizar el análisis de las vigas de la superestructura.

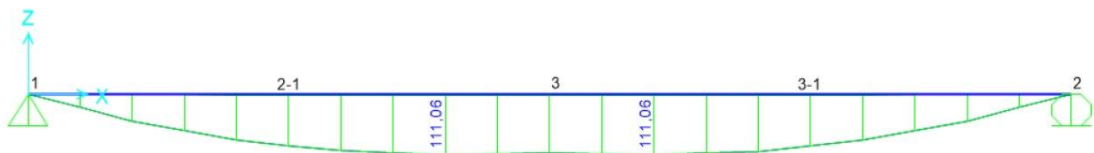


Figura 3.2 Gráfica de solicitaciones de momento debido a la carga móvil HS-MTOP
Fuente: Software SAP2000 (2022)

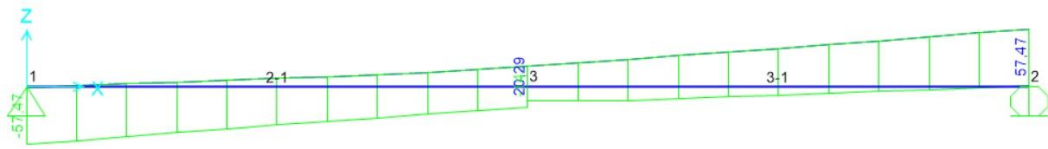


Figura 3.3 Gráfica de solicitaciones de momento debido a la carga móvil HS-MTOP
Fuente: Software SAP2000 (2022)

A continuación, se indican los valores de las solicitaciones de momento y cortante, obtenidas de los gráficos de momento y cortante del modelamiento en SAP200.

Tabla 3.2 Solicitaciones de Momento y cortante para todas las luces

CAMION	LUZ [m]	Momento [kN.m]	Cortante [kN]
HS-MTOP	10	1110.60	574.70
	15	2152.50	642.40
	20	3329.80	719.00
	25	4741.10	801.60
	30	6397.80	889.50
	35	8661.30	1021.30
	40	11566.90	1184.40
	45	16113.30	1457.00
	50	20269.80	1643.60

Fuente: Elaboración propia (2022)

Una vez tabulados los valores resultantes de la modelación en SAP200, se realizaron curvas solicitaciones-luz para apreciar de mejor manera su comportamiento.

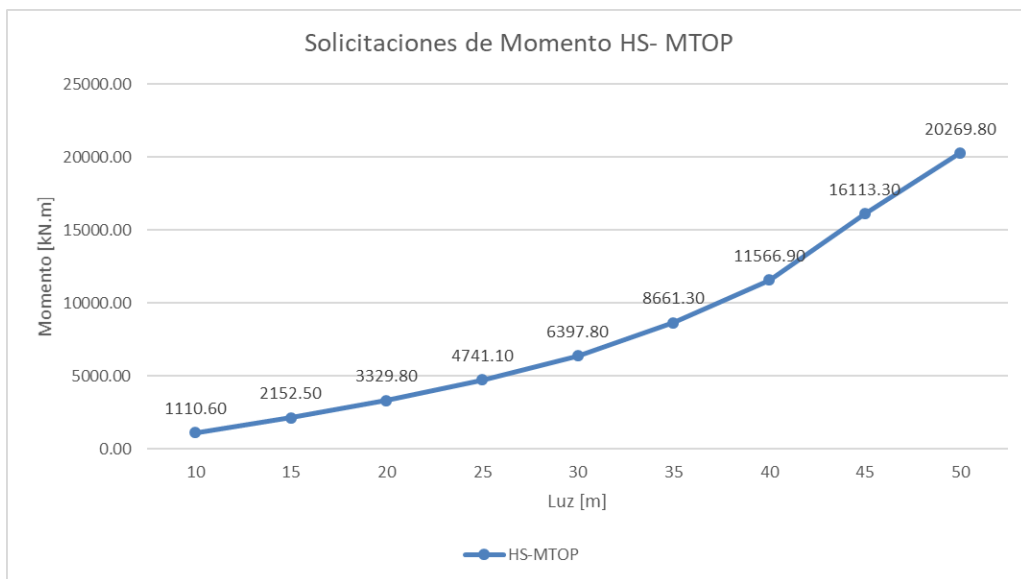


Figura 3.4 Gráfica de solicitaciones de momento debido a la carga móvil HS-MTOP
Fuente: Elaboración propia (2022)

De igual que con el momento, se realiza un gráfico comparativo de las solicitaciones de cortante con su luz.

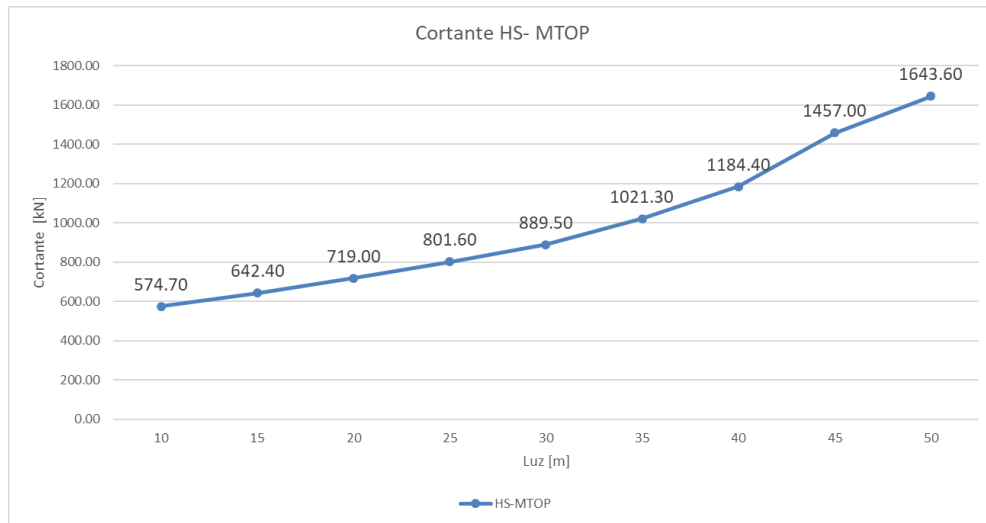


Figura 3.5 Gráfica de solicitaciones de cortante debido a la carga móvil HS-MTOP
Fuente: Elaboración propia (2022)

3.2.4.2. Obtención de momento y cortante bajo la acción de la carga móvil HL-93

Para el caso de la carga móvil HL-93 se modela en SAP2000 las vigas simplemente apoyadas y obtenemos los valores de momento y cortante. Tomamos los valores de momento y cortantes máximos del análisis en SAP2000:

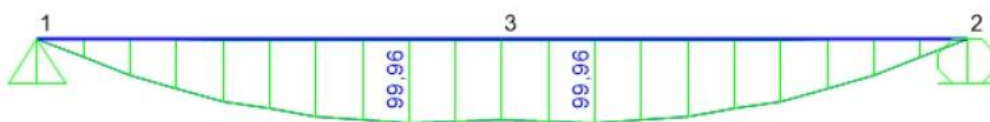


Figura 3.6 Gráfica de solicitaciones de momento debido a la carga móvil HS-MTOP
Fuente: SAP2000 (2022)

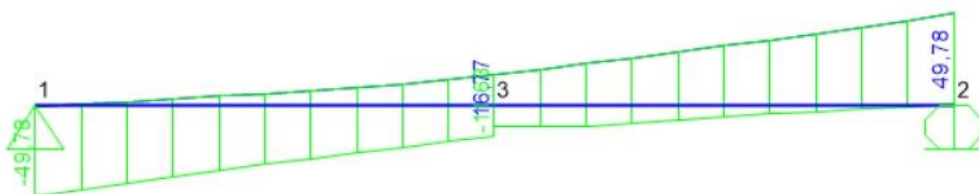


Figura 3.7 Gráfica de solicitaciones de cortante debido a la carga móvil HS-MTOP
Fuente: SAP2000 (2022)

La siguiente tabla muestra en resumen los valores extraídos de los gráficos de cortante y momento de las 9 longitudes de los puentes en estudio.

Tabla 3.3 Solicitaciones de Momento y cortante para todas las luces debido a la carga HL-93

CAMION	LUZ [m]	Momento [kN.m]	Cortante [kN]
HL-93	10	999,60	497,80
HL-93	15	2029,60	611,40
HL-93	20	3297,80	713,80
HL-93	25	4873,90	823,40
HL-93	30	6864,90	951,70
HL-93	35	9532,60	1120,50
HL-93	40	12945,16	1321,80
HL-93	45	18102,60	1633,30
HL-93	50	22971,8	1859,6

Fuente: Elaboración propia (2022)

Una vez que se han extraído los valores de los gráficos de momento y cortante, correspondiente a todas las luces en análisis, generamos las curvas solicitudión-luz debido a la carga móvil HL-93.

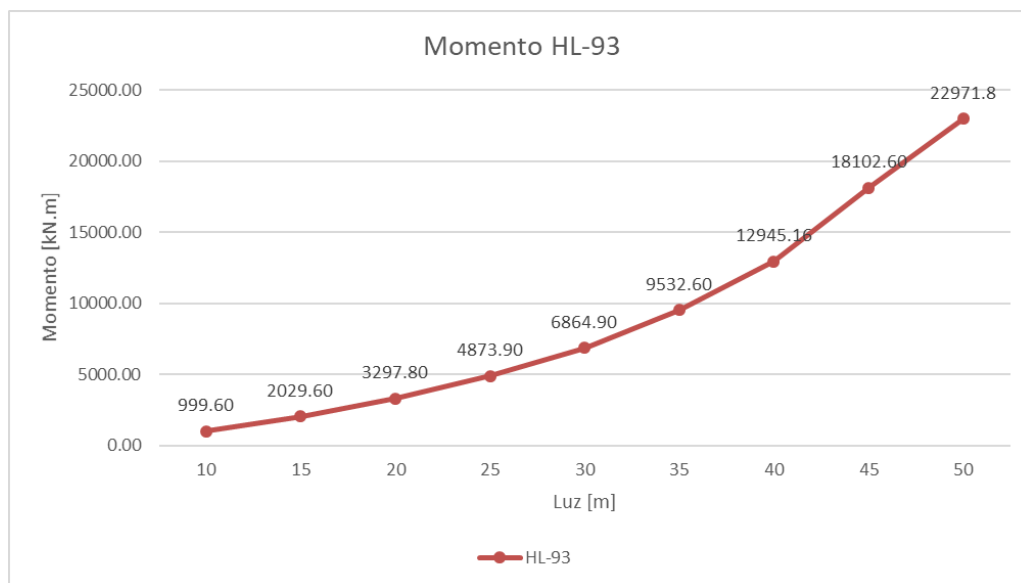


Figura 3.8 Gráfica de solicitaciones de momento debido a la carga móvil HL-93

Fuente: Elaboración propia (2022)

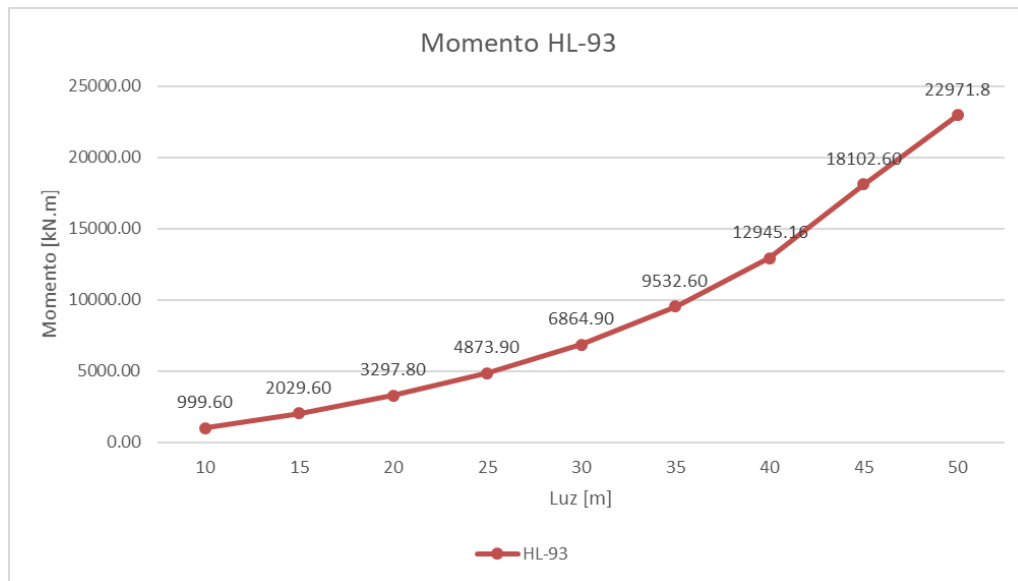


Figura 3.9 Gráfica de solicitaciones de cortante debido a la carga móvil HL-93
Fuente: Elaboración propia (2022)

3.2.5. Análisis de las superestructuras bajo las cargas móviles y cargas muertas

Posteriormente, se consideró la carga muerta del tablero de hormigón con una resistencia a la compresión de 25 kN/m³. Si bien, el peso muerto representa una carga adicional a la estructura, esta no afectará considerablemente a los resultados, ya que es una carga uniforme y constante para todas las luces de los puentes. Es por esto, que el cambio al adicionar el peso propio de la superestructura, es el aumento de los valores de momento, cortante y deflexión de las vigas.

Determinación del peso propio del tablero:

$$P_p = b * p_e * hc \quad (\text{Ecu. 3.3})$$

Donde,

P_p : peso propio del tablero

b : ancho tributario [m]

p_e : peso específico del hormigón [KN/m³]

hc : espesor del tablero [m]

Para este caso, se presentan los siguientes datos:

$$b = 3,6m$$

$$pe = \frac{25kN}{m^3}$$

$$hc = 25cm$$

Se sustituyen los datos en la fórmula:

$$P_p = 3,6m * \frac{25kN}{m^3} * 0,25m$$

$$P_p = 22,50 \text{ kN/m}$$

Dando como resultado un peso propio de 22,50 kN/m

Calculado el peso muerto debido al tablero, procedemos a realizar nuevamente la modelación en SAP2000 para todas las luces en análisis, obteniendo los resultados de los gráficos de momento y cortante para todas las longitudes en análisis.

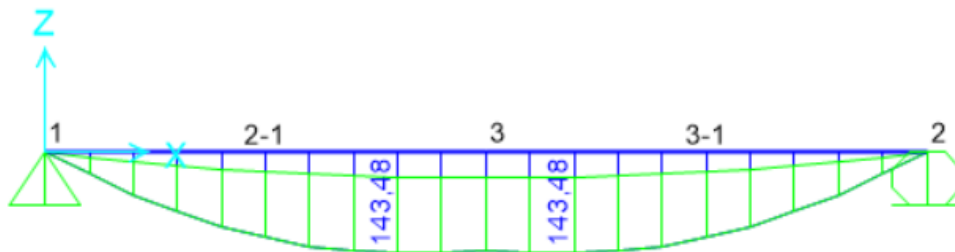


Figura 3.10 Gráfica de momento debido a la acción de las cargas muertas y la carga viva HS-MTOP
Fuente: SAP2000 (2022)

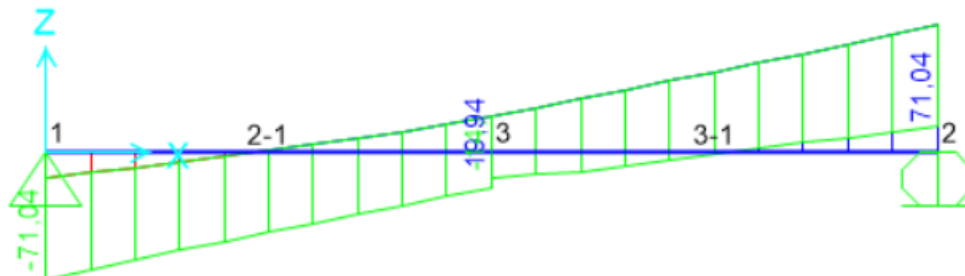


Figura 3.11 Gráfica de cortante debido a la acción de las cargas muertas y la carga viva HS-MTOP
Fuente: SAP2000 (2022)

Como se muestra en las 2 imágenes anteriores, se modela para todas las longitudes y se resume las respuestas en la tabla 3.4, el gráfico de momento y cortante obtenido del resto de longitudes se muestra en la sección de Anexos.

Tabla 3.4 Solicitaciones de Momento y cortante para todas las luces debido a la carga HS-MTOP

CAMION	LUZ [m]	Momento + CM [kN.m]	Cortante + CM [kN]
HS-MTOP	10	1434.80	710.40
	15	2910.90	873.80
	20	4719.40	1018.30
	25	6910.20	1165.40
	30	9536.40	1321.60
	35	12943.90	1522.30
	40	17955.00	1833.10
	45	23385.00	2112.10
	50	29741.70	2409.40

Fuente: Elaboración propia (2022)

Para apreciar de mejor manera los resultados obtenidos, se muestran los gráficos solicitudión-luz, considerando cargas vivas y cargas móviles en estudio.

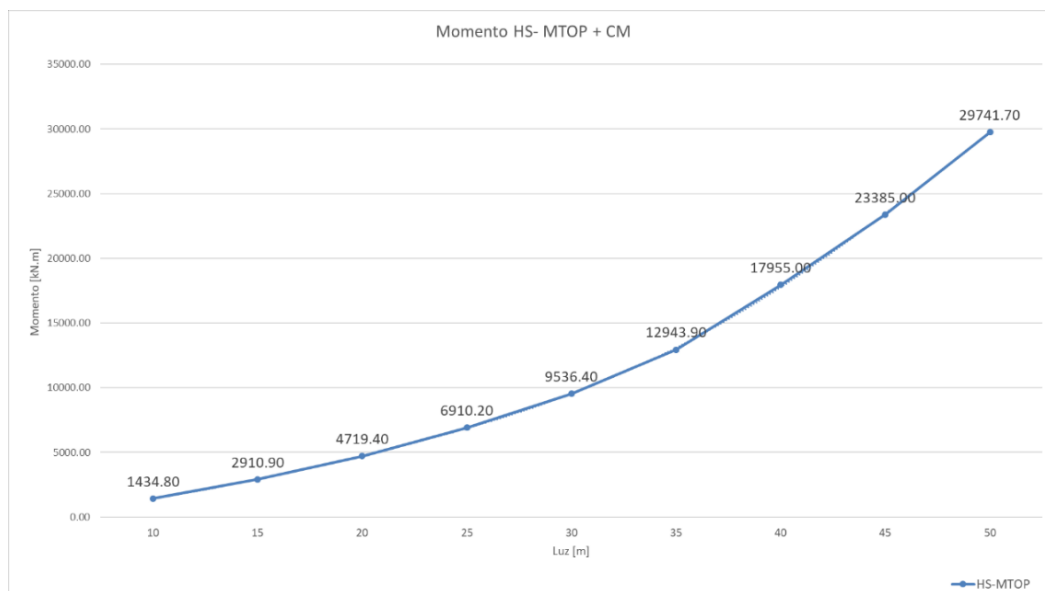


Figura 3.12 Gráfica de solicitaciones de momento debido a la carga móvil HS-MTOP y la carga muerta Fuente: Elaboración propia (2022)

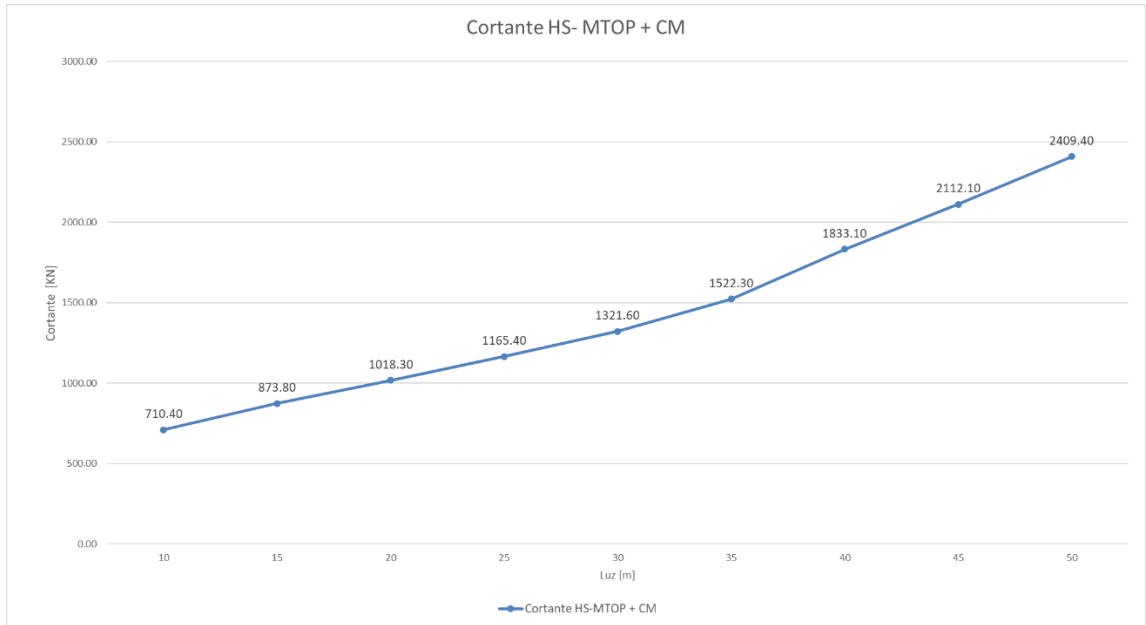


Figura 3.13 Gráfica de solicitaciones de cortante debido a la carga móvil HS-MTOP y la carga muerta
Fuente: Elaboración propia (2022)

De la misma manera, se obtiene del programa SAP2000 las solicitaciones bajo la acción de la carga móvil HL-93. A continuación, los gráficos de cortante y momento para la luz de 10m. Para el resto de luces los gráficos, ver el apartado de anexos.

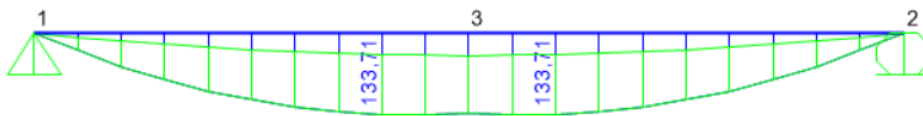


Figura 3.14 Gráfica de momento debido a la carga móvil HL-93 y la carga muerta
Fuente: SAP2000 (2022)

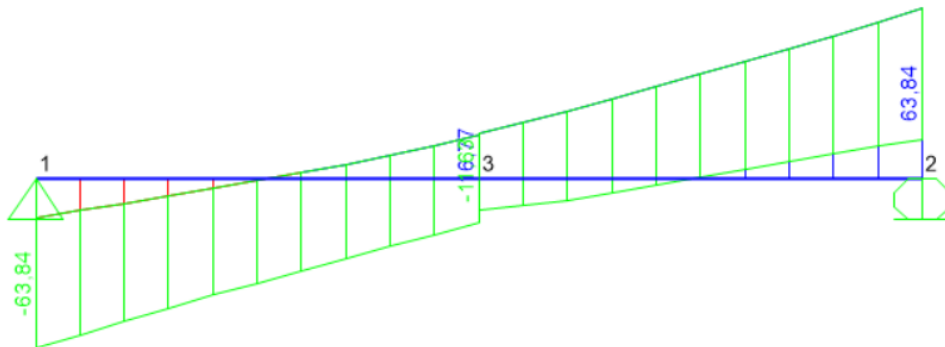


Figura 3.15 Gráfica de momento debido a la carga móvil HL-93 y la carga muerta
Fuente: SAP2000 (2022)

Se recopilan los valores de momento y cortante para todas las luces y se resume en la tabla a continuación:

Tabla 3.5 Solicitaciones de Momento y cortante para todas las luces debido a la carga HL-93

CAMION	LUZ [m]	Carga muerta [kN/m]	Momento + CM ancho [kN.m]	Cortante + CM ancho [kN]
HL-93	10	22,50	1337,10	638,40
HL-93	15	22,50	2813,10	822,30
HL-93	20	22,50	4702,60	995,00
HL-93	25	22,50	7071,50	1175,00
HL-93	30	22,50	10008,40	1373,50
HL-93	35	22,50	13838,20	1612,70
HL-93	40	22,50	19355,90	1962,90
HL-93	45	22,50	25395,20	2281,60
HL-93	50	22,50	32466,30	2619,10

Fuente: Elaboración propia (2022)

A continuación, se muestran los gráficos solicitación-luz.

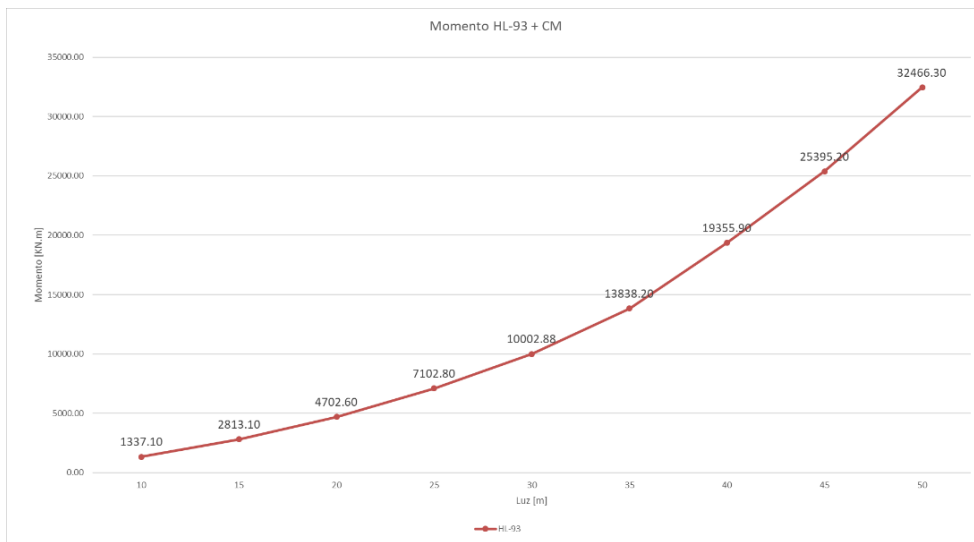


Figura 3.16 Gráfica de solicitaciones de momento debido a la carga móvil HL-93 y la carga muerta
Fuente: Elaboración propia (2022)

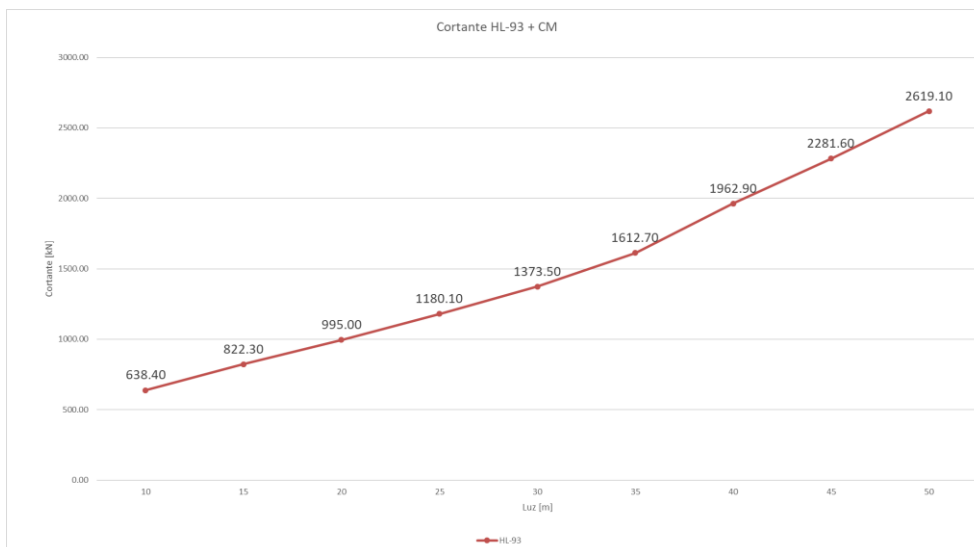


Figura 3.17 Gráfica de solicitaciones de cortante debido a la carga móvil HL-93 y la carga muerta
Fuente: Elaboración propia (2022)

3.3. Control de deflexiones

Luego de obtener los resultados con las cargas y sobrecargas establecidas, se realiza revisión de las deflexiones obtenidas con las secciones propuestas al inicio de la modelación, tomando como referencia el apartado 9.5.2. de la AASHTO 2020, apartado que estipula las disposiciones para el análisis y diseño de tableros de puentes de hormigón, metal o madera.

Realizada la modelación de todas las superestructuras, en el programa SAP2000 extraemos los valores de la deflexión debida a las cargas muertas y vivas mayoradas. Bajo la acción de la carga móvil HS-MTOP, para la luz de 10m se obtiene la siguiente deformación:

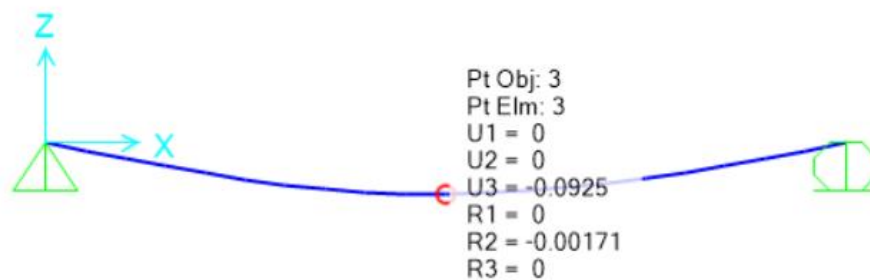


Figura 3.18 Viga deformada a la carga móvil HS-MTOP y la carga muerta
Fuente: SAP2000 (2022)

Para el caso de la carga móvil HL-93 obtenemos el siguiente valor de deformación en metros:

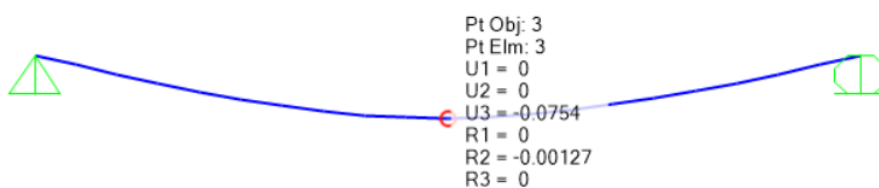


Figura 3.19: Viga deformada a la carga móvil HL-93 y la carga muerta
Fuente: SAP2000 (2022)

De esta manera, obtenemos del programa SAP2000 las deflexiones para todas las luces de las diferentes superestructuras en análisis. Se puede observar las demás deflexiones en el apartado de anexos.

Según lo establecido en la AASHTO LRFD 2020, para el caso de puentes vehiculares, la deflexión no deberá ser mayor a un octavo de la luz del puente de estudio ($L/800$), así que se va a realizar la revisión en base a este criterio.

$$\text{Deflexión} < \frac{L}{800}, \text{ para puentes con tráfico vehicular.}$$

3.3.1. Valores de deflexión obtenidos del programa SAP2000 debido a la carga HS-MTOP

A continuación, se muestra la tabla que resume las deflexiones debido a la carga HS-MTOP:

Tabla 3.6 Deflexiones debido a la carga HS-MTOP

CAMION	LUZ [m]	Deflexión máxima según norma [m]	Deflexión calculada[m]	Verificación deflexión
HS-MTOP	10	0.0125	0.0925	No Cumple
	15	0.01875	0.0754	No Cumple
	20	0.025	0.0768	No Cumple
	25	0.03125	0.0625	No Cumple
	30	0.0375	0.0641	No Cumple
	35	0.04375	0.0632	No Cumple
	40	0.05	0.0492	Cumple
	45	0.05625	0.0554	Cumple
	50	0.0625	0.0607	Cumple

Fuente: Elaboración propia (2022)

3.3.2. Valores de deflexión obtenidos del programa SAP2000 debido a la carga HL-93

De igual manera, para la carga móvil HL-93, se obtienen las deflexiones del software SAP2000:

Tabla 3.7 Deflexiones debido a la carga HL-93

CAMION	LUZ [m]	Deflexión máxima según norma [m]	Deflexión calculada[m]	Verificación deflexión
HL-93	10	0.0125	0.0754	No Cumple
	15	0.01875	0.0736	No Cumple
	20	0.025	0.0652	No Cumple
	25	0.03125	0.0652	No Cumple
	30	0.0375	0.0685	No Cumple
	35	0.04375	0.0687	No Cumple
	40	0.05	0.0538	No Cumple
	50	0.0625	0.0671	No Cumple

Fuente: Elaboración propia (2022)

3.3.2. Comparación de la deflexión debido a la carga: HS-MTOP, HL-93 y la deflexión límite

En la gráfica mostrada a continuación, se observa la relación que existe entre las deflexiones de la carga viva HS-MTOP, HL-93 y si está dentro del rango permitido según la AASHTO (2020).

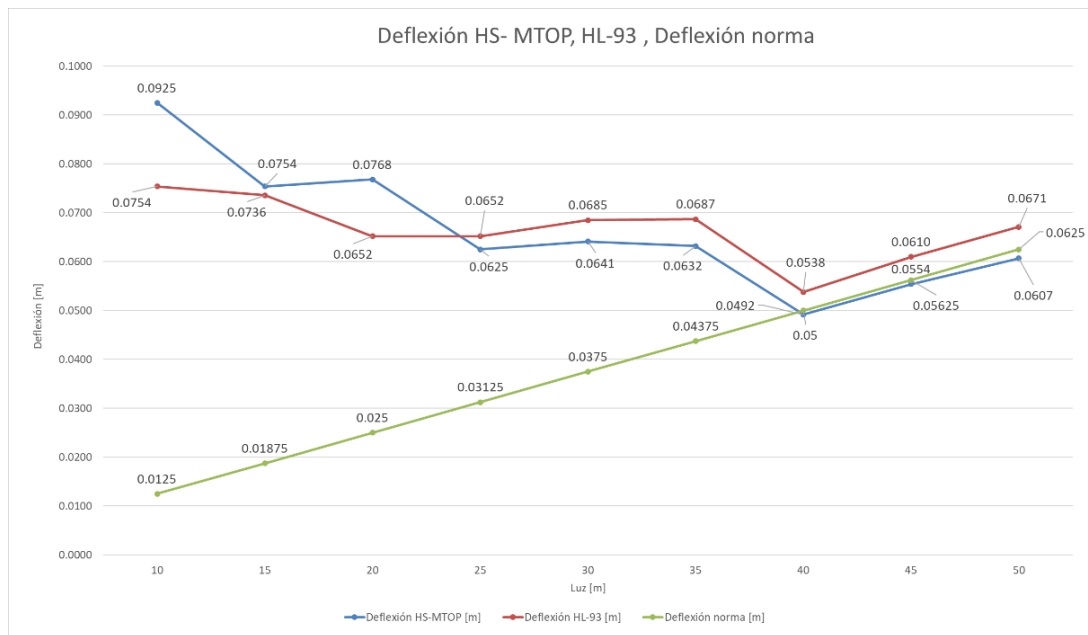


Figura 3.20: Comparación de la deflexión debido a la carga: HS-MTOP, HL-93 y la deflexión límite
Fuente: Elaboración propia (2022)

Como se puede observar en el gráfico anterior, los valores obtenidos de deflexión bajo la carga móvil HL-93, superan a las deflexiones máximas permitidas en la norma AASHTO (2020). Para las deflexiones debido a la carga HS-MTOP, se puede evidenciar que se cumple únicamente para luces de 40 a 50 metros.

CAPÍTULO 4

ANÁLISIS Y MODELACIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA EN 3D

4.1. Metodología para la modelación en 3D

Luego de realizar el análisis de las superestructuras en 2D de los diferentes puentes planteados al inicio de la investigación, se procede a analizar y modelar las estructuras en 3D utilizando el software CSI Bridge; para ello, se considerará un puente isostático de tipo viga-losa, que estará constituido de 2 carriles de 3,60 metros cada uno. De igual manera, las secciones para los puentes en análisis serán de acero estructural de grado 50, cumpliendo con los requisitos normados en la tabla 6.4.1-1 de la norma AASHTO (2020).

Las cargas actuantes en los miembros estructurales que conforman la superestructura serán las cargas muertas debido a su peso propio y las cargas vivas AASHTO HL-93 y HS-MTOP. A continuación, el prediseño para las diferentes luces en análisis.

4.2. Definición de Materiales

Para las vigas, se consideraron las mismas propiedades de los mostrados en la modelación 2D, es decir, vigas de acero ASTM A572 de grado 50.

- Límite de fluencia $f_y = 35153,48 \text{ Tnf}/\text{m}^2$
- Módulo de elasticidad $E = 20389019 \text{ Tnf}/\text{m}^2$
- Módulo de Poisson $U = 0,3$
- Coeficiente de expansión térmica $A = 1,170\text{E} - 05 \text{ } 1/\text{K}$
- Módulo de cortante $G = 7841930$

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: A572Gr50

Material Type: Steel

Material Grade: Grade 50

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 7,849

Mass per Unit Volume: 0,8004

Units: Tonf, m, C

Isotropic Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 20389019,

Poisson, U: 0,3

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 1,170E-05

Shear Modulus, G: 7841930,

Other Properties For Steel Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 35153,48

Minimum Tensile Stress, Fu: 45699,53

Expected Yield Stress, Fye: 38668,83

Expected Tensile Stress, Fue: 50269,48

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Figura 4.1. Propiedades del acero ASTM A572
Fuente: CSIBridge (2022)

Para el tablero, se consideró una resistencia a la compresión de 4000psi o $f'_c=280\text{kg/m}^2$ y con las siguientes características:

- Módulo de elasticidad $E = 2534563,5 \text{ Tnf/m}^2$
- Módulo de Poisson $U = 0,2$
- Coeficiente de expansión térmica $A = 9,90\text{E} - 06 \text{ } 1/\text{K}$
- Módulo de cortante $G = 1056068,1$

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: 4000Psi

Material Type: Concrete

Material Grade: f'c 4000 psi

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 2,4028

Mass per Unit Volume: 0,245

Units

Tonf, m, C

Isotropic Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 2534563,5

Poisson, U: 0,2

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 9,900E-06

Shear Modulus, G: 1056068,1

Other Properties For Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 2812,2785

Expected Concrete Compressive Strength: 2812,2785

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Figura 4.2. Propiedades del hormigón $f'c=4000psi$
Fuente: CSIBridge (2022)

4.3 Prediseño de secciones tipo I

Para empezar el análisis de las diferentes superestructuras en 3D, se debe realizar, en primera instancia, el dimensionamiento de las secciones I en función de su luz.

Según la tabla 2.5.2.6.3-1 obtenida de la norma AASHTO 2020, la primera relación para obtener la profundidad de la sección depende de la longitud del puente a analizar.

Tabla 4.1. Peraltes y separación mínimas para vigas utilizadas tradicionalmente

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo.	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1,2(S + 3000)}{30}$	$\frac{S + 3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas T	0,070 L	0,065 L
	Vigas cajón	0,060 L	0,055 L
	Vigas de estructuras peatonales	0,035 L	0,033 L
Hormigón Pretensado	Losas	0,030 $L \geq 165 \text{ mm}$	0,027 $L \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas cajón coladas in situ	0,045 L	0,040 L
	Vigas doble T prefabricadas	0,045 L	0,040 L
	Vigas de estructuras peatonales	0,033 L	0,030 L
	Vigas cajón adyacentes	0,030 L	0,025 L
Acero	Profundidad total de una viga doble T compuesta	0,040 L	0,032 L
	Profundidad de la porción de sección doble T de una viga doble T compuesta	0,033 L	0,027 L
	Cerchas	0,100 L	0,100 L

Fuente: AASHTO (2020)

La relación a utilizar para obtener la profundidad de las vigas a base de la tabla anterior es la que corresponde a la profundidad total de una viga doble T compuesta:

$$D \geq 0,040 * L \quad (\text{Ecu. 4.1})$$

Donde:

D : profundidad mínima de la viga tipo I

L : longitud de la viga

A continuación, se muestra las dimensiones de la profundidad de las vigas de acero para las diferentes longitudes en análisis aplicando la siguiente relación:

$$D = \frac{L}{25} \quad (\text{Ecu. 4.2})$$

Tabla 4.2. Peraltes para las vigas I

Luz [m]	Luz [mm]	D [mm]	D adoptado [mm]
10	10000	400.00	600.00
15	15000	600.00	700.00
20	20000	800.00	800.00
25	25000	1000.00	1000.00
30	30000	1200.00	1200.00
35	35000	1400.00	1400.00
40	40000	1600.00	1600.00
45	45000	1800.00	1800.00
50	50000	2000.00	2000.00

Fuente: Elaboración propia (2022)

Una vez definido la profundidad de las vigas, se procede al dimensionamiento del ancho del ala, el espesor del alma y el ala del perfil, cumpliendo los criterios de diseño establecidos en la normativa AASHTO LRFD (2022).

4.3.1 Ancho del ala para la viga tipo I

Según la ecuación 6.3.4.4.2-1 de la AASHTO LRFD (2020), el ancho mínimo de las alas debe cumplir la relación que se muestra a continuación:

$$b_f \geq \frac{D}{6} \quad (\text{Ecu. 4.3})$$

Donde:

D : profundidad de la viga tipo I [mm]

b_f : ancho del ala [mm]

En la tabla 4.3 se muestran las dimensiones adoptadas para el ancho del perfil I de todas las vigas de los diferentes puentes.

Tabla 4.3. Ancho de las vigas I

D adoptado [mm]	bf mínimo [mm]	bf adoptado [mm]
600	100	300
700	117	300
800	133	300
1000	167	350
1200	200	400
1400	233	500
1600	267	550
1800	300	600
2000	333	700

Fuente: Elaboración propia (2022)

Como se aprecia en la tabla 4.3 se está cumpliendo con el artículo 6.11.2.1.2 que estipula las relaciones que debe cumplir el ancho del ala.

4.3.2. Proporciones del alma para vigas I

El apartado 6.10.2.1 de la AASHTO establece las proporciones para el alma de las secciones I sin refuerzos longitudinales,

$$\frac{D}{t_w} \leq 150 \quad (\text{Ecu. 4.4})$$

A continuación, podemos observar una sección I tipo:

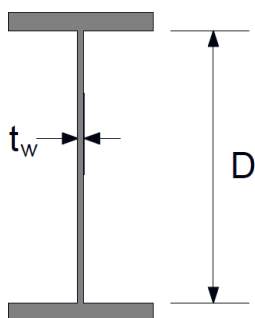


Figura 4.3. Representación de una viga I

Fuente: U.S. Department of Transportation (2015)

Como se observa en la tabla 4.4, el espesor del alma elegido, cumple con la relación mencionada anteriormente.

Tabla 4.4. Espesores del alma de las vigas I

Luz [m]	Luz [mm]	tw [mm]	tw real [mm]	Relación D/tw
10	10000	2.67	18.00	33
15	15000	4.00	19.00	37
20	20000	5.33	20.00	40
25	25000	6.67	25.00	40
30	30000	8.00	27.00	44
35	35000	9.33	30.00	47
40	40000	10.67	35.00	46
45	45000	12.00	45.00	40
50	50000	13.33	50.00	40

Fuente: Elaboración propia (2022)

4.3.3. Proporciones del patín para vigas I

Establecido el espesor del alma, se continua con el prediseño del espesor del ala de las secciones tipo I.

El apartado 6.10.2.2 de la AASHTO establece las proporciones para el patín o ala de las secciones I sin refuerzos longitudinales,

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 12 \quad (\text{Ecu. 4.5})$$

$$b_f \geq \frac{D}{6} \quad (\text{Ecu. 4.6})$$

$$t_f \geq 1,1t_w \quad (\text{Ecu. 4.7})$$

Donde,

t_w : espesor del alma [mm].

b_f : ancho del patín [mm].

t_f : espesor del patín [mm].

La tabla 4.5 muestra el ancho del ala elegido en base a la dimensión mínima establecida y a la relación del espesor del alma citada anteriormente.

Tabla 4.5. Espesores del patín de las vigas I

tf [mm]	tf real [mm]	tf mínimo 3/4"	Relación tf>1.1*tw
19.80	20.00	20.00	19.8
20.90	22.00	20.00	20.9
22.00	25.00	20.00	22
27.50	28.00	20.00	27.5
29.70	30.00	20.00	29.7
33.00	35.00	20.00	33
38.50	40.00	20.00	38.5
49.50	50.00	20.00	49.5
55.00	55.00	20.00	55

Fuente: Elaboración propia (2022)

Las dimensiones definitivas para las vigas I con sus respectivas luces, se muestran en la tabla 4.6.

Tabla 4.6. Dimensiones de las vigas I

Luz [m]	Luz [mm]	D adoptado [mm]	bf adoptado [mm]	tw real [mm]	tf real [mm]
10	10000	600.00	300	18.00	20.00
15	15000	700.00	300	19.00	22.00
20	20000	800.00	300	20.00	25.00
25	25000	1000.00	350	25.00	28.00
30	30000	1200.00	400	27.00	30.00
35	35000	1400.00	500	30.00	35.00
40	40000	1600.00	550	35.00	40.00
45	45000	1800.00	600	45.00	50.00
50	50000	2000.00	700	50.00	55.00

Fuente: Elaboración propia (2022)

A continuación, se muestra cómo se ingresaron las propiedades de cada sección en el software CSIBridge:

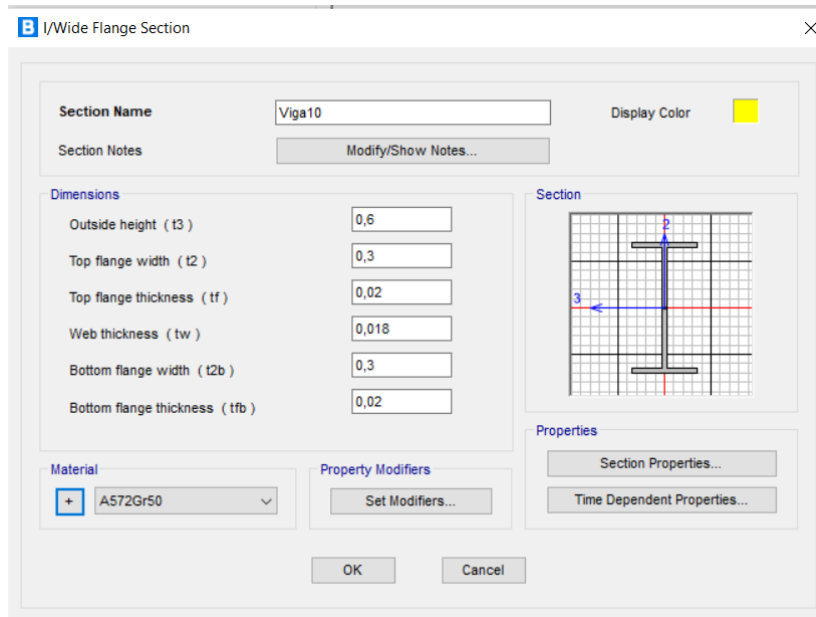


Figura 4.4. Ingreso de las dimensiones de la sección en el programa CSIBridge
Fuente: CSIBridge (2022)

4.4. Prediseño del tablero

Después de diseñar las secciones de las vigas de acero para la superestructura, procedemos al prediseño del tablero.

El análisis de la superestructura en tres dimensiones contempla las mismas dimensiones de luces de puentes que se consideraron en el análisis en dos dimensiones realizado anteriormente. Sin embargo, el análisis tridimensional estará dado por una superestructura formada por un tablero de hormigón y cuatro vigas-I (dos interiores y dos exteriores).

A diferencia del análisis anterior, en este se considerarán vigas-I de alma llena, la carga por fatiga del camión HL-93 (el camión HS-MTOP no presenta carga por fatiga) y las cargas de pavimento, veredas y protecciones longitudinales que se encontrarán en ambos extremos del puente.

Para el prediseño del tablero se consideran dos aspectos importantes: el espesor de la losa de hormigón y la separación de las vigas. Estos dos parámetros se calcularán de acuerdo a las especificaciones de la AASHTO LRFD.

La separación centro a centro de las vigas se obtiene de la siguiente expresión:

$$S = \frac{A}{N} \quad (\text{Ecu. 4.8})$$

Donde,

A: ancho total del puente [m].

N: número de vigas.

De la tabla A. 2.5.2.6.3-1, se tiene que:

$$t_{min} = \frac{1,20(S + 3000)}{30} \quad (\text{Ecu. 4.9})$$

Donde,

t_{min} : espesor mínimo de la losa [mm].

S: separación centro a centro de las vigas [mm].

4.4.1. Sección transversal tipo

Previo a la modelación de los puentes, se define la distribución y separación de las vigas, en la figura 4.5 se observa la sección transversal tipo.

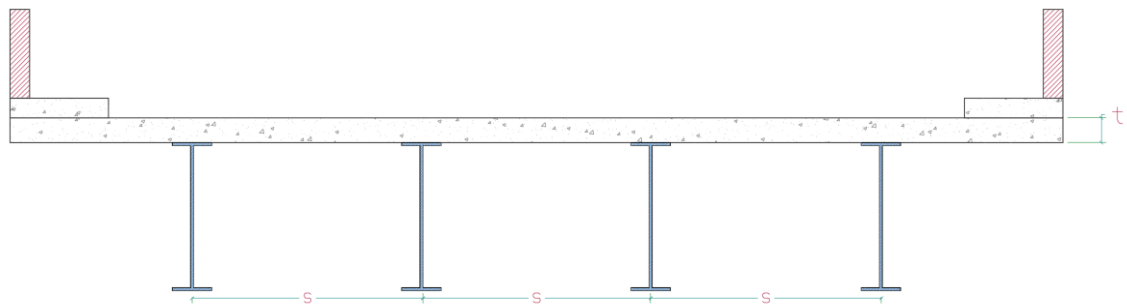


Figura 4.5. Representación gráfica de la superestructura de puente
Fuente: Elaboración propia (2022)

Donde:

S: separación entre vigas o almas

t: espesor del tablero

4.5. Modelación de las superestructuras en CSI bridge

Una vez realizado el prediseño de las secciones transversales de las vigas, su separación y el espesor del tablero, se efectúa el análisis de las superestructuras en el software comercial para el análisis de puentes: CSI bridge.

En primer lugar, se inicia el “Bridge Wizard” y se define las coordenadas y la dimensión de la línea de diseño la superestructura del puente; por consiguiente, se continúa por el tablero, las condiciones de apoyo, las combinaciones de carga y la definición de los carriles.

4.5.1. Sección del tablero

Se estableció un puente de 8,80m de ancho, formado por: un carril por sentido de 3,60m (2 sentidos) y veredas de 80cm colocadas a ambos lados del puente. Adicionalmente, las vigas que soportarán el tablero se analizarán como elementos tipo Shell (elementos finitos) para facilitar el cálculo.

Section Data	
Definition Loads	
Item	Value
General Data	
Bridge Section Name	Losa
Slab Material Property	4000Psi
Number of Interior Girders	2
Total Width	8,8
Girder Longitudinal Layout	Along Layout Line
Constant Girder Spacing	Yes
Constant Girder Haunch Thickness (t2)	Yes
Constant Girder Frame Section	Yes
Slab Thickness	
Top Slab Thickness (t1)	0,25
Concrete Haunch + Steel Flange Thickness (t2)	0,075
Girder Section Properties	
Girder Section	Viga10
Girder Modeling In Area Object Models	
Girders Modeling Object Type	Shell
Maximum Meshed Element Width for Girder Flange	0,1524
Maximum Meshed Element Height for Girder Web	0,3048
Fillet Horizontal Dimension Data	
f1 Horizontal Dimension	0,25
f2 Horizontal Dimension	0,25
Left Overhang Data	
Left Overhang Length (L1)	1,1
Left Overhang Distance to Fillet (L3)	0,3
Left Overhang Outer Thickness (t5)	0,25
Right Overhang Data	
Right Overhang Length (L2)	0,915
Right Overhang Distance to Fillet (L4)	0,3
Right Overhang Outer Thickness (t6)	0,25
Insertion Point Location	
Offset X From Reference Point To Insertion Point	0,
Offset Y From Reference Point To Insertion Point	0,

Figura 4.6. Ingreso de la sección del tablero en el programa CSIBridge
Fuente: CSIBridge (2022)

4.5.2. Consideraciones de los apoyos y los estribos

En las consideraciones de los apoyos se definen las condiciones de apoyo. Los puentes modelados se consideraron estructuras simplemente apoyadas, es decir, apoyos fijo y móvil.

Para el apoyo fijo, se restringe la traslación vertical, la traslación normal a la línea de diseño y la traslación a lo largo de la línea de diseño. La rotación vertical, normal a la línea de diseño y a lo largo, quedan libres.

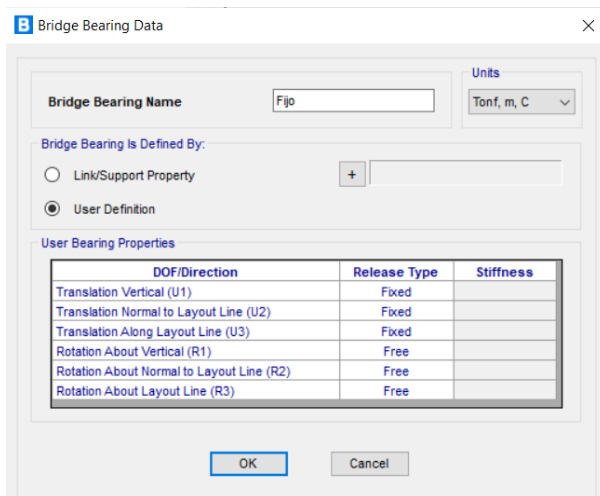


Figura 4.7. Ingreso del apoyo fijo en el programa CSIBridge
Fuente: CSIBridge (2022)

Para el apoyo móvil, se restringe la traslación vertical y la traslación normal a la línea de diseño. La traslación a lo largo de la línea de diseño y la rotación vertical, normal a la línea de diseño y a lo largo, quedan libres, al igual que en el apoyo fijo.

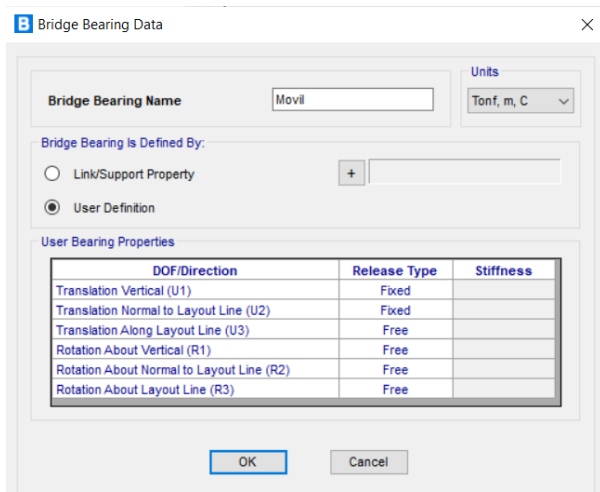


Figura 4.8. Ingreso del apoyo móvil en el programa CSIBridge
Fuente: CSIBridge (2022)

El programa exige que se considere un estribo virtual que simula la subestructura del puente sin la necesidad de considerarla en el análisis. Este punto también es importante, ya que, se establece un soporte y una conexión entre superestructura y subestructura.

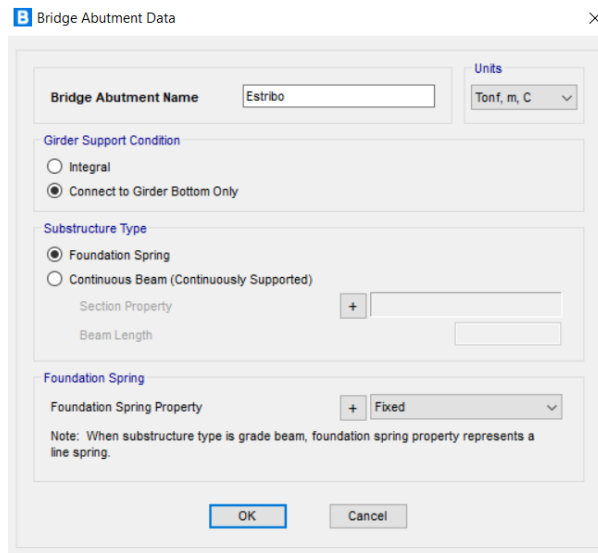


Figura 4.9. Ingreso del estribo en el programa CSIBridge
Fuente: CSIBridge (2022)

4.5.3. Cargas, factores y combinaciones de carga

4.5.3.1. Cargas permanentes

Las cargas permanentes que se consideran para el análisis son: el tablero, las vigas de acero, las barandas tipo jersey, las veredas y el asfalto de 3" de espesor.

4.5.3.1.1. Disposición de cargas por barandas

Se consideraron barandas de protección tipo jersey, que es de las más comunes en las infraestructuras de puentes. Además, se estableció que la disposición de los barreras jersey sea de forma lineal, para simplificación en el análisis, de 450kg/m.

B Bridge Line Load Distribution Definition Data ×

Load Name	<input type="text" value="Baranda derecha"/>	Units	Tonf, m, C
Load Direction			
Load Type	Force	Coordinate System	GLOBAL
Direction	Gravity		
Load Value			
Value	0,45		
Load Transverse Location			
Reference Location	Right Edge of Deck	Load Distance from Reference Location	0,
Load Vertical Location			
Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion			
<input type="button" value="OK"/>		<input type="button" value="Cancel"/>	

Figura 4.10. Ingreso de barandas en el programa CSIBridge
Fuente: CSIBridge (2022)

Se muestra la distribución de la carga de las barandas de protección en el tablero que conforman la superestructura del puente como forma de verificación y mejor perspectiva de la dirección y valor de las cargas.

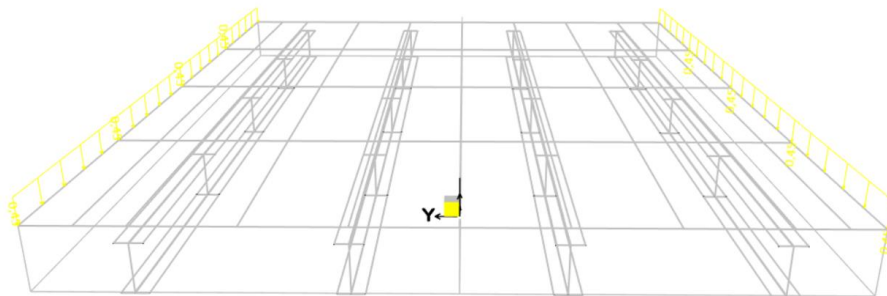


Figura 4.11. Representación de las barandas en el programa CSIBridge
Fuente: CSIBridge (2022)

4.5.3.1.2. Disposición de cargas por veredas

Se consideraron veredas de 80cm de ancho y un alto de 25cm. Las veredas se consideraron como cargas de área, en unidades de fuerza por área de 480kg/m^2 .

Figura 4.12. Ingreso de veredas en el programa CSIBridge
Fuente: CSIBridge (2022)

Se muestra la disposición de la carga de las veredas en el tablero que conforman la superestructura del puente, como forma de verificación y mejor perspectiva de la dirección y valor de las cargas.

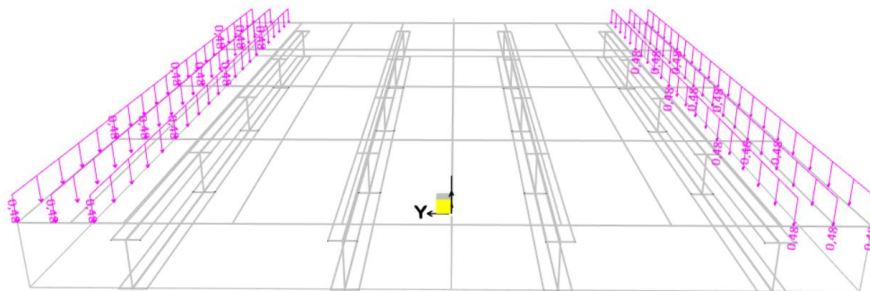


Figura 4.13. Representación de las barandas en el programa CSIBridge
Fuente: CSIBridge (2022)

4.5.3.1.3. Disposición de cargas por asfalto, e=3”

Se consideró una carpeta asfáltica de 3 pulgadas colocada entre las veredas y a lo largo de la luz del puente. Esta también es una carga por área de 110kg/m^2 .

B Bridge Area Load Distribution Definition Data ×

Load Name: Units:

Load Direction

Load Type:

Coordinate System:

Direction:

Load Value

Left Edge Value:

Right Edge Value:

Load Transverse Location

Left Reference Location:

Left Load Distance from Left Ref. Location:

Right Reference Location:

Right Load Distance from Right Ref. Location:

Load Vertical Location

Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

Figura 4.14. Ingreso de carpeta asfáltica en el programa CSIBridge
Fuente: CSIBridge (2022)

Se muestra la distribución de la carga de pavimento en el tablero que conforman la superestructura del puente, como forma de verificación y mejor perspectiva de la dirección y valor de las cargas.

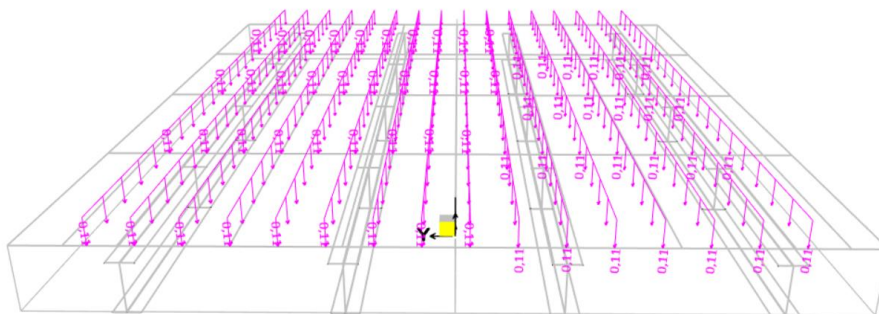


Figura 4.15. Representación de las barandas en el programa CSIBridge
Fuente: CSIBridge (2022)

4.5.3.1.4. Análisis bajo las cargas móviles HS-MTOP y HL-93

Se calculan las solicitaciones luego de la introducción de las cargas y distancias entre ejes del camión HL-93 y HS-MTOP. Una de las diferencias a considerar entre estos camiones, es la carga por carril de diseño que para el camión de la AASHTO

LRFD es de 0,95 toneladas/m, mientras que, el camión impuesto por el Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador, no contempla una carga por carril de diseño.

4.5.3.1.5. Carga dinámica

Estos vehículos se colocarán sobre los carriles establecidos considerando los factores por carril y por carga dinámica. Como se puede observar, se colocan los valores de 1,596 que surge de la multiplicación del factor por carga dinámica (1,33) y el factor de carril (para un carril: 1,2) y 1,33 resultante del producto de la carga dinámica (1,33) y el factor de carril (para dos carriles: 1).

Tabla 4.7. Valores de carga dinámica

Component	IM
Deck Joints—All Limit States	75%
All Other Components:	
• Fatigue and Fracture Limit State	15%
• All Other Limit States	33%

Fuente: AASHTO (2020)

4.5.3.1.6. Combinaciones de carga

La carga total factorizada se calculará a partir de la misma relación que se estableció en el análisis 2D (Ecu. 3.3). Los factores de carga cambian debido a la consideración de la carga por asfalto; es por esto que, resulta la nueva combinación a usar en el análisis 3D:

$$Q = 1.75 * LL + 1.25 * DC + 1.5 CA \quad (\text{Ecu. 4.10})$$

Donde:

LL: carga viva vehicular

DC: carga muerta por tablero, vigas, baranda y vereda.

CA: carga del asfalto

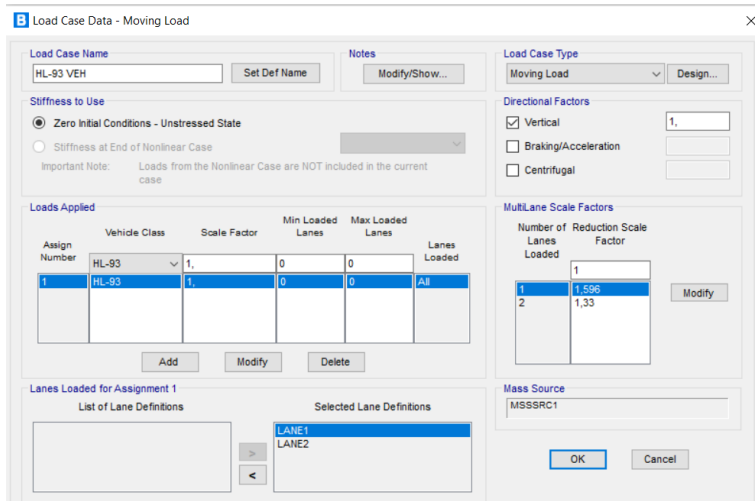


Figura 4.16. Ingreso del camión de diseño a un carril
Fuente: CSIBridge (2022)

4.6. Obtención de momento y cortante bajo la acción de la carga móvil HL-93

Como la modelación en CSIBridge se desarrolló para un puente de 4 vigas. Los resultados que se obtuvieron fueron para la sección entera, para vigas interiores y para vigas exteriores. Siendo la sección entera la que presenta mayores solicitaciones.

4.6.1. Sección entera HL-93

El programa CSIBridge, considera como sección entera a la contribución del tablero de hormigón hacia las vigas. La modelación de sección entera resultó ser la siguiente

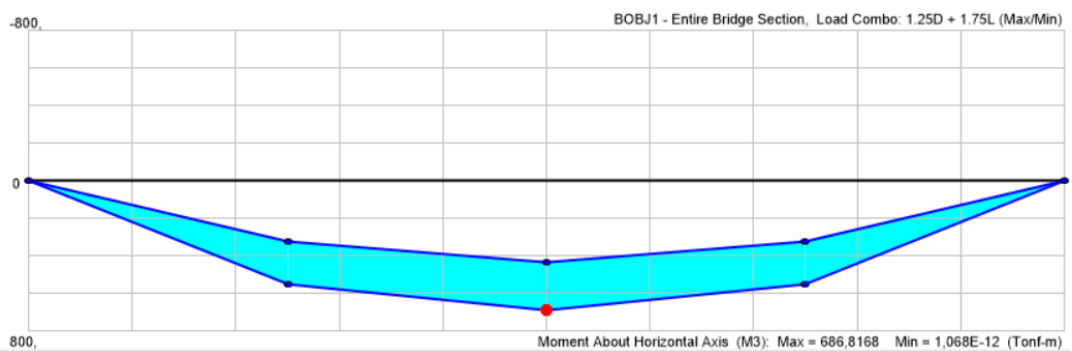


Figura 4.17. Gráfica de solicitaciones de momento debido a la carga móvil HL-93 para sección entera
Fuente: CSIBridge (2022)

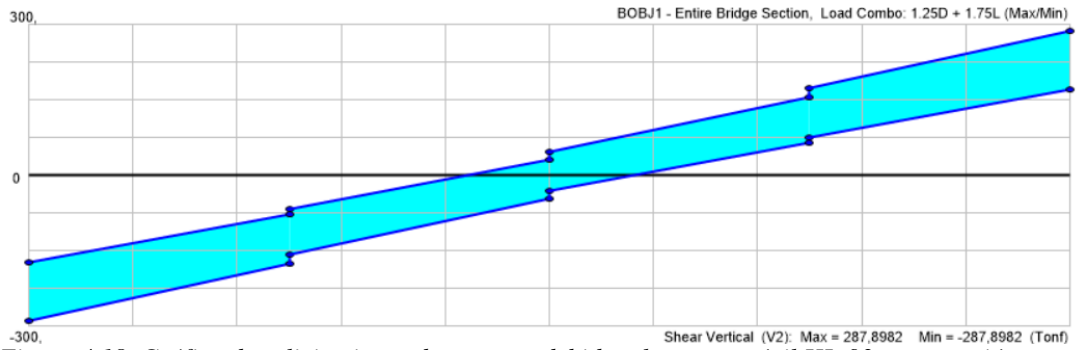


Figura 4.18. Gráfica de solicitaciones de cortante debido a la carga móvil HL-93 para sección entera
Fuente: CSIBridge (2022)

La siguiente tabla muestra, en resumen, los valores extraídos de los gráficos de cortante y momento de las 9 longitudes de los puentes en estudio de la modelación 3D.

Tabla 4.8. Solicitaciones de momento y cortante debido a la carga HL-93 del análisis para sección entera

HL-93	Luz [mm]	Solicitaciones seccion entera	
		Momento [kN.m]	Cortante [kN]
	10	6868,17	2878,98
	15	8003,51	2236,56
	20	13359,30	2739,46
	25	20021,52	3251,74
	30	28079,29	3751,59
	35	37869,22	4331,27
	40	49598,81	4959,66
	45	64800,37	5772,27
	50	80752,29	6471,54

Fuente: Elaboración propia (2022)

Con el apoyo de la tabla, anteriormente presentada, se realizan los gráficos solicitación-luz debido a la carga HL-93.

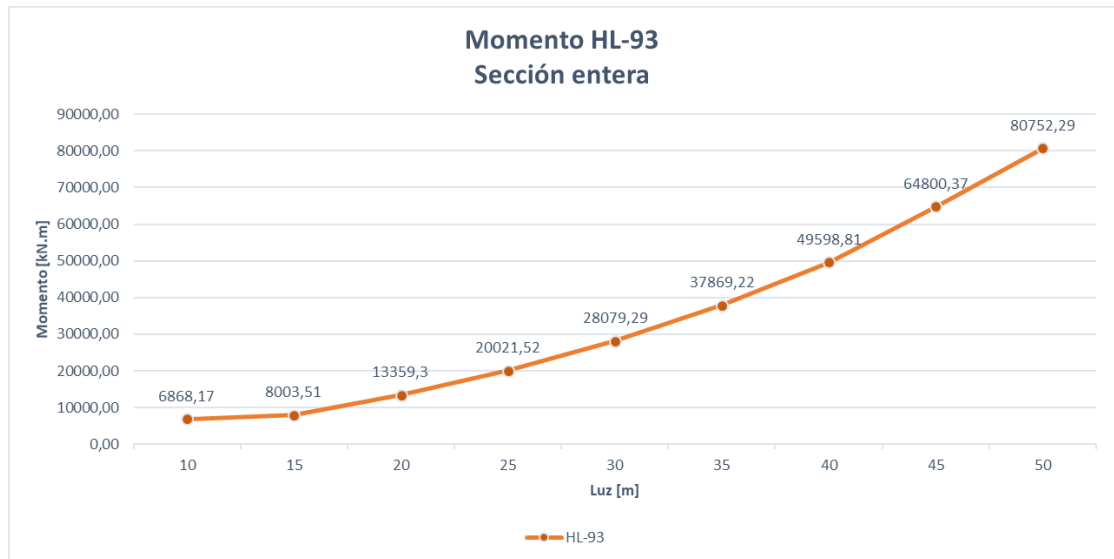


Figura 4.19. Gráfica de solicitaciones de momento debido a la carga HL-93 para sección entera
Fuente: Elaboración propia (2022)

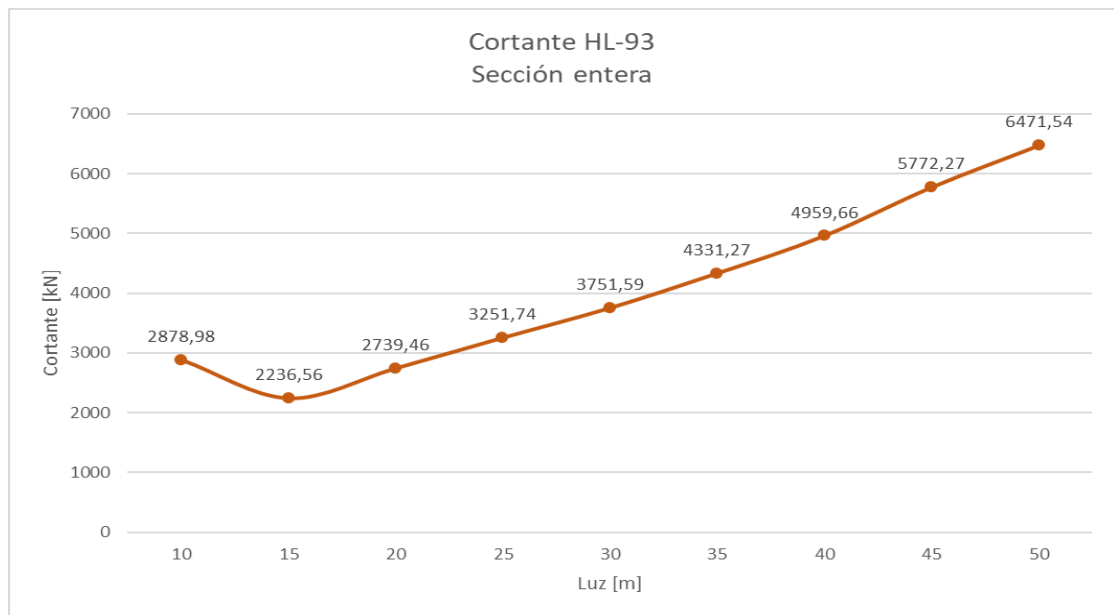


Figura 4.20. Gráfica de solicitaciones de cortante debido a la carga HL-93 para sección entera
Fuente: Elaboración propia (2022)

4.6.2. Vigas interiores HL-93

La modelación de vigas interiores resultó ser la siguiente.

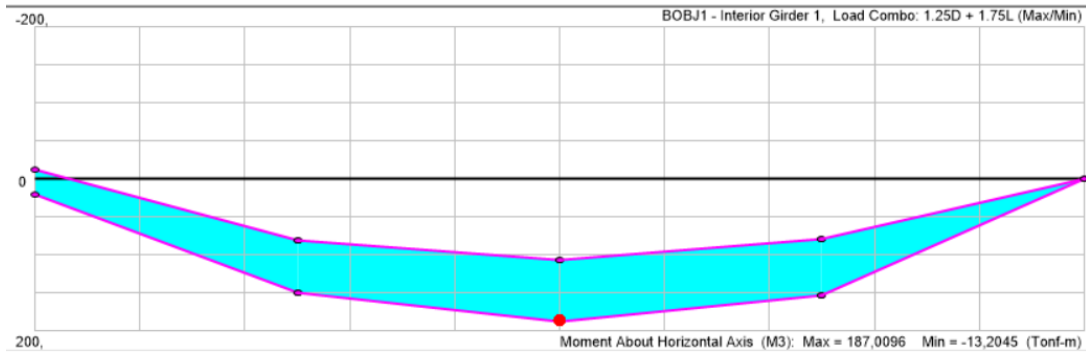


Figura 4.21. Gráfica de solicitaciones de momento debido a la carga HL-93 para viga interior
Fuente: CSIBridge (2022)

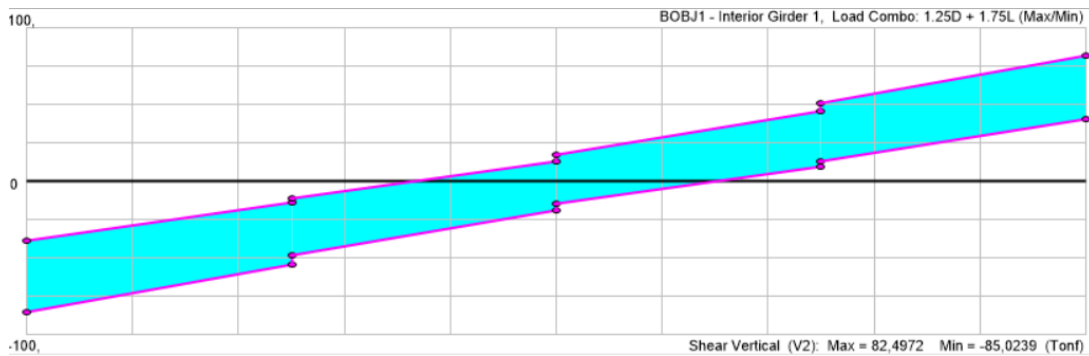


Figura 4.22. Gráfica de solicitaciones de cortante debido a la carga HL-93 para viga interior
Fuente: CSIBridge (2022)

La siguiente tabla muestra en resumen los valores extraídos de los gráficos de cortante y momento de las 9 longitudes de los puentes en estudio.

Tabla 4.9. Solicitaciones de momento y cortante debido a la carga HL-93 del análisis 3D para vigas interiores

HL-93	Luz [mm]	Solicitaciones vigas interiores	
		Momento viga interior [kN.m]	Cortante viga interior [kN]
	10	1870,10	850,24
	15	2172,72	675,65
	20	3548,32	809,88
	25	5282,57	955,37
	30	7366,06	1087,83
	35	9893,60	1245,19
	40	12902,38	1411,33
	45	16795,61	1616,64
	50	21037,57	1783,96

Fuente: Elaboración propia (2022)

Para el análisis de vigas interiores para el camión HL-93 se obtuvieron los siguientes resultados:

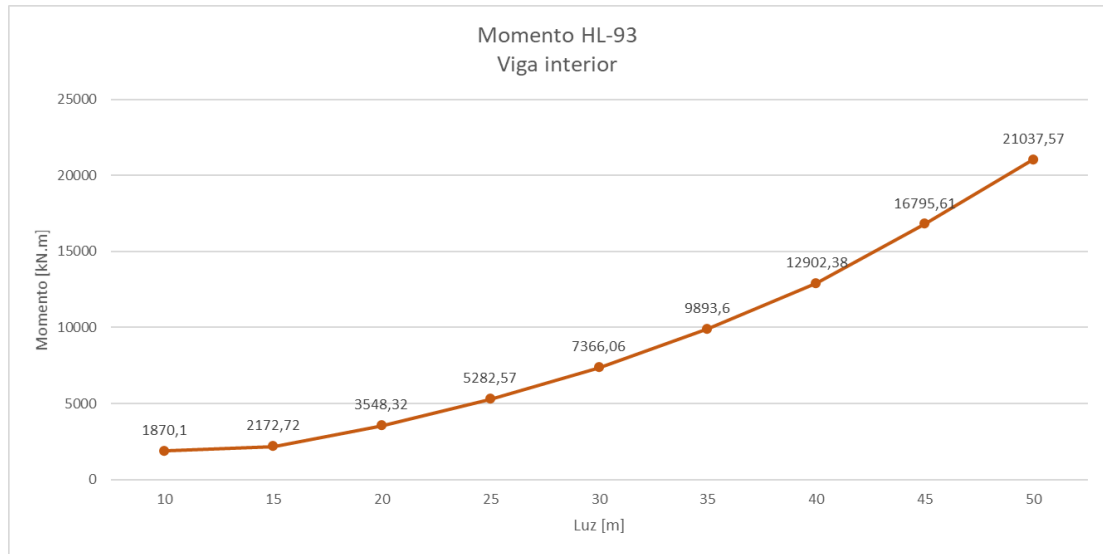


Figura 4.23. Gráfica de solicitaciones de momento debido a la carga HL-93 para vigas interiores
Fuente: Elaboración propia (2022)

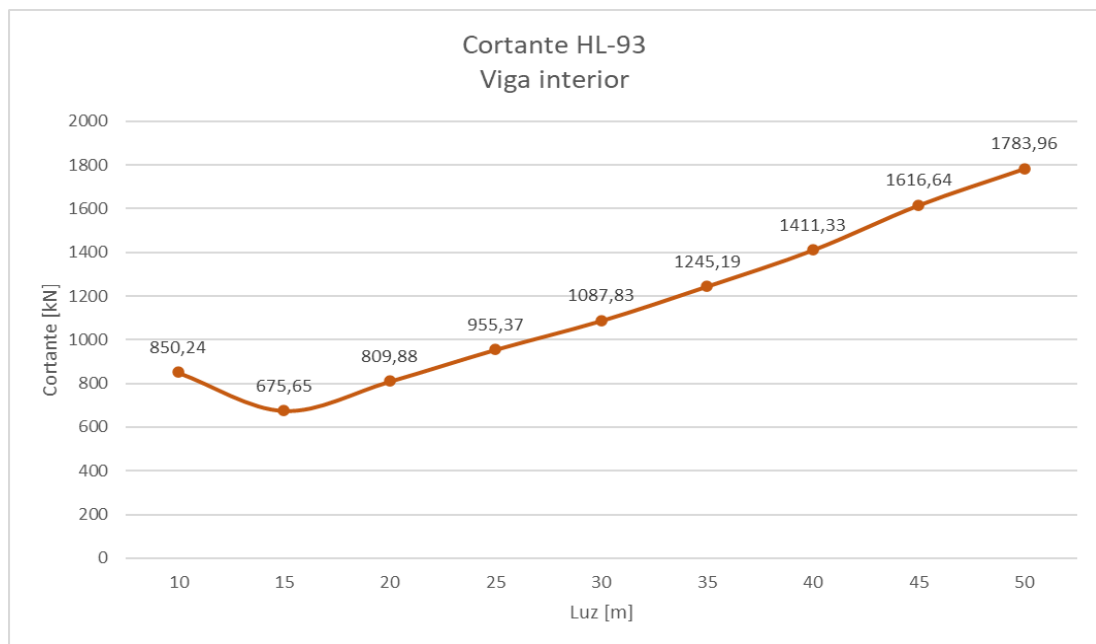


Figura 4.24. Gráfica de solicitaciones de cortante debido a la carga HL-93 para vigas interiores
Fuente: Elaboración propia (2022)

4.6.3. Vigas exteriores HL-93

La modelación de vigas interiores resultó ser la siguiente.

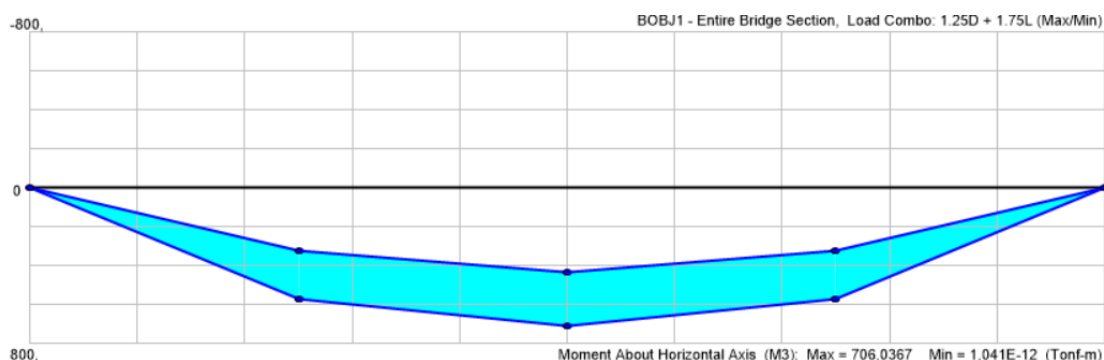


Figura 4.25. Gráfica de solicitaciones de momento debido a la carga HL-93 para viga interior
Fuente: CSIBridge (2022)

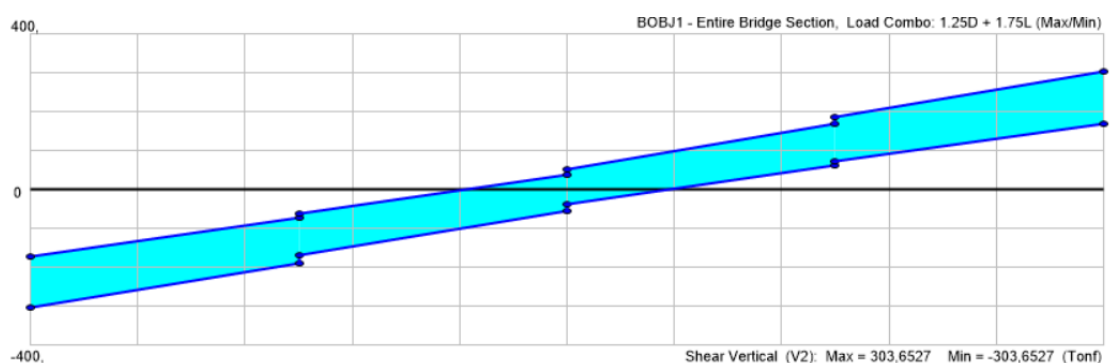


Figura 4.26. Gráfica de solicitaciones de cortante debido a la carga HL-93 para viga interior
Fuente: CSIBridge (2022)

La siguiente tabla muestra en resumen los valores extraídos de los gráficos de cortante y momento de las 9 longitudes de los puentes en estudio.

Tabla 4.10. Solicitaciones de momento y cortante debido a la carga HL-93 del análisis 3D para vigas exteriores

HL-93	Luz [mm]	Solicitaciones vigas exteriores	
		Momento viga exterior [kN.m]	Cortante viga exterior [kN]
	10	1980,10	884,10
	15	2379,36	740,60
	20	3888,08	893,70
	25	5778,17	1062,39
	30	8029,20	1214,02
	35	10739,05	1395,37
	40	13929,30	1587,84
	45	17994,87	1829,71
	50	23016,90	2162,03

Fuente: Elaboración propia (2022)

Para el análisis de vigas exteriores para el camión HL-93 se obtuvieron los siguientes resultados.

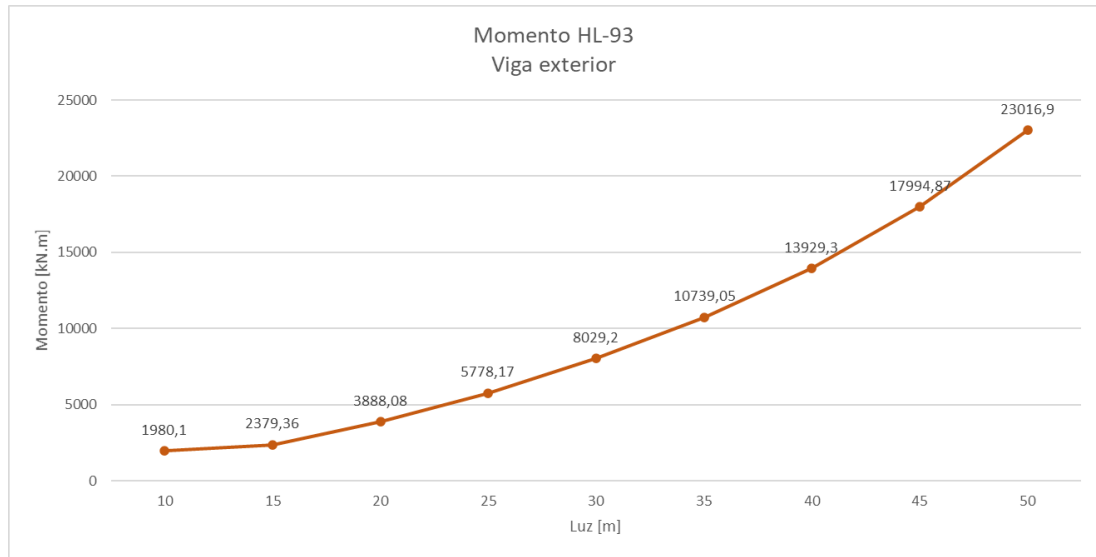


Figura 4.27. Gráfica de solicitaciones de momento debido a la carga HL-93 para vigas exteriores
Fuente: Elaboración propia (2022)

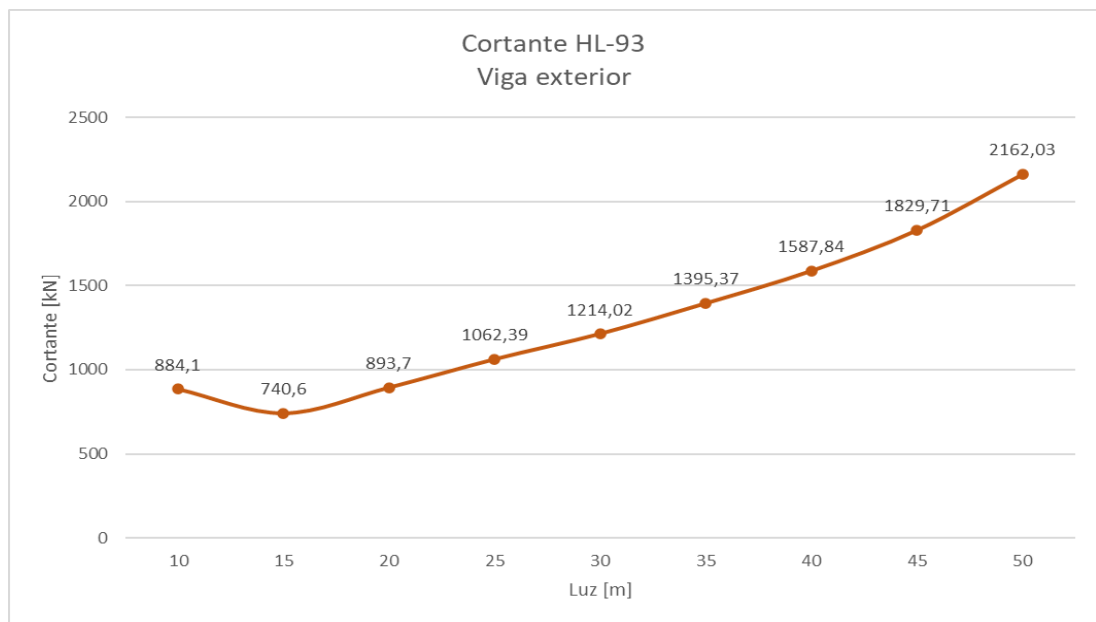


Figura 4.28. Gráfica de solicitaciones de cortante debido a la carga HL-93 para vigas exteriores
Fuente: Elaboración propia (2022)

4.7. Obtención de momento y cortante bajo la acción de la carga móvil HS-MTOP

Al igual que con el camión HL-93, se obtuvieron valores de solicitaciones para momento y cortante para sección entera, vigas interiores y exteriores. El resultado es similar, ya que la sección entera es la que presenta mayores solicitaciones.

4.7.1. Sección entera HS-MTOP

Como se mencionó en la modelación del para el camión HL-93, la sección entera considera la contribución del tablero de hormigón hacia las vigas. Es por esto, que se obtuvo lo siguiente.

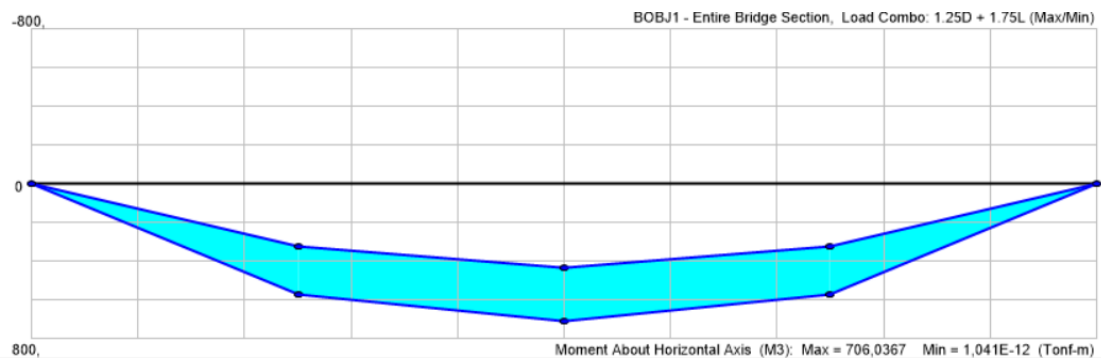


Figura 4.29. Gráfica de solicitaciones de momento debido a la carga HS-MTOP para sección entera Fuente: CSIBridge (2022)

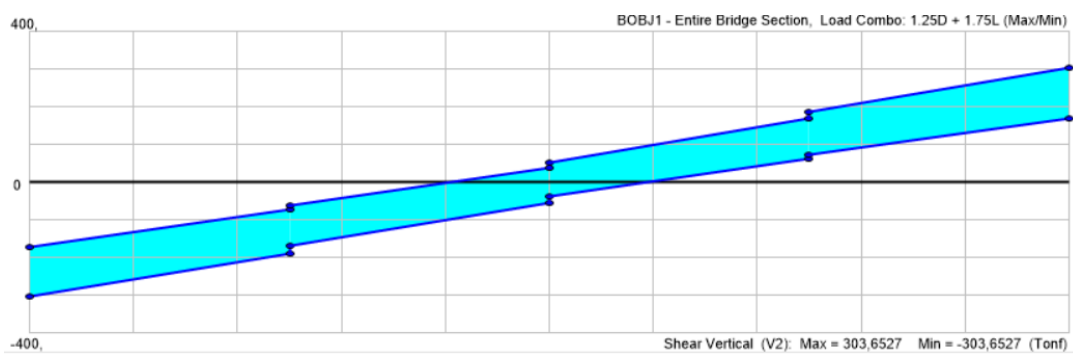


Figura 4.30. Gráfica de solicitaciones de cortante debido a la carga HS-MTOP para sección entera Fuente: CSIBridge (2022)

La siguiente tabla muestra en resumen los valores extraídos de los gráficos de cortante y momento de las 9 longitudes de los puentes en estudio.

Tabla 4.11. Solicitaciones de momento y cortante debido a la carga HS-MTOP del análisis 3D para sección entera

HS-MTOP	Luz [mm]	Solicitaciones sección entera	
		Momento [kN.m]	Cortante [kN]
	10	7060,37	3036,52
	15	8278,99	2354,99
	20	13388,55	2784,96
	25	19527,4	3208,81
	30	26742,84	3612,96
	35	35457,75	4092,6
	40	45835,94	4618,21
	45	59457,95	5326,85
	50	73504,44	5920,32

Fuente: Elaboración propia (2022)

Para el análisis de sección entera para el camión HS-MTOP se obtuvieron los siguientes resultados.

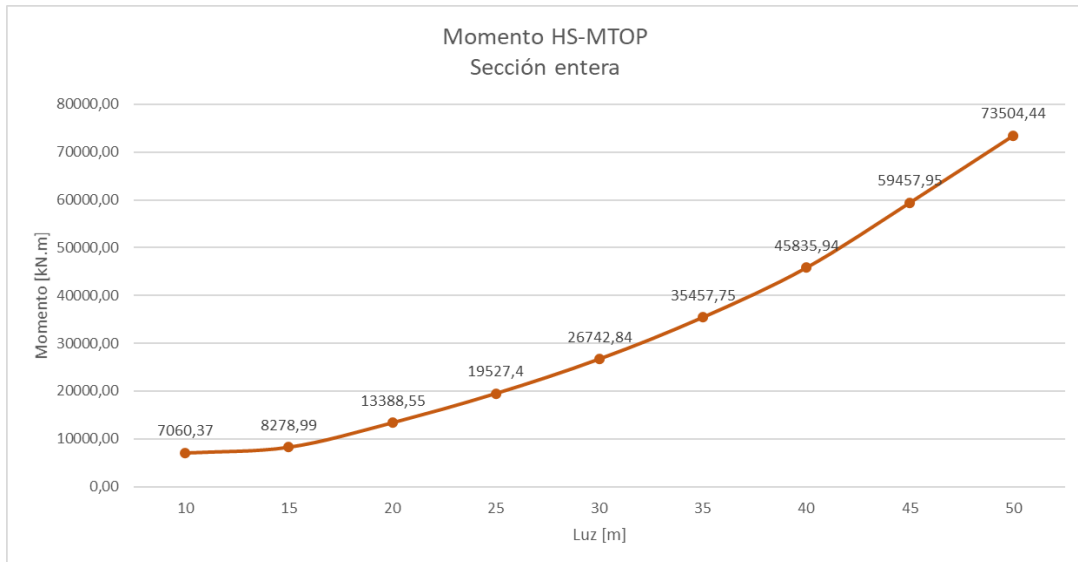


Figura 4.31. Gráfica de solicitaciones de momento debido a la carga HS-MTOP para sección entera
Fuente: Elaboración propia (2022)

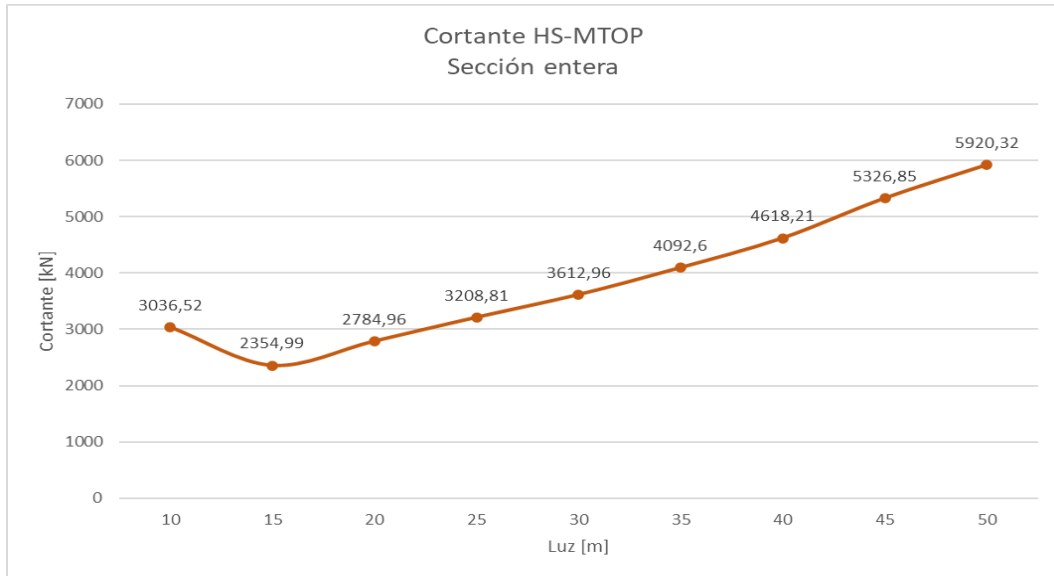


Figura 4.32. Gráfica de solicitaciones de cortante debido a la carga HS-MTOP para sección entera
Fuente: Elaboración propia (2022)

4.7.2. Vigas interiores HS-MTOP

La modelación de vigas interiores resultó ser la siguiente:

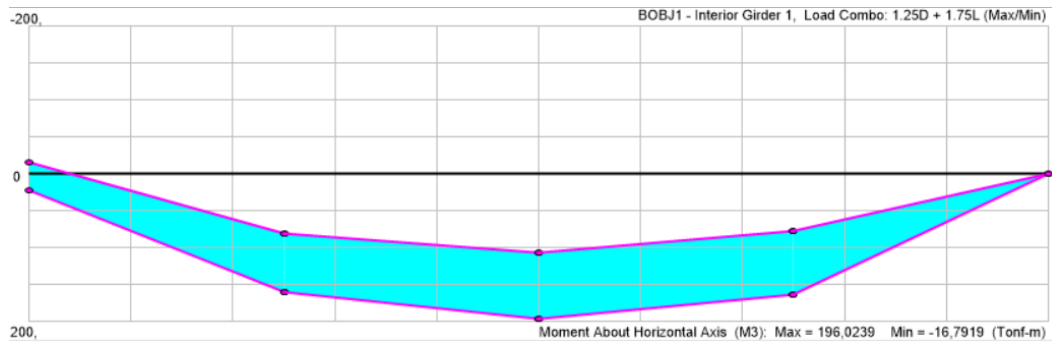


Figura 3.33. Gráfica de solicitaciones de momento debido a la carga HS-MTOP para vigas interiores
Fuente: CSIBridge (2022)

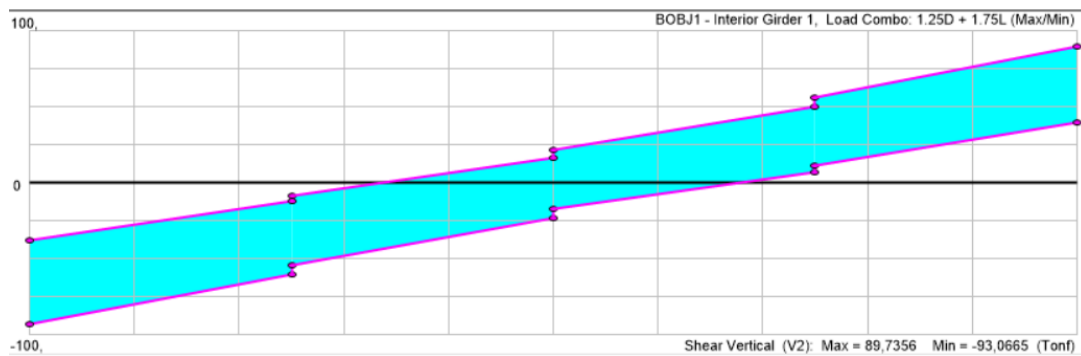


Figura 4.34. Gráfica de solicitaciones de cortante debido a la carga HS-MTOP para vigas interiores
Fuente: CSIBridge (2022)

La siguiente tabla muestra en resumen los valores extraídos de los gráficos de cortante y momento de las 9 longitudes de los puentes en estudio.

Tabla 4.12. Solicitaciones de momento y cortante debido a la carga HS-MTOP del análisis 3D para vigas interiores

HS-MTOP	Luz [mm]	Solicitaciones vigas interiores	
		Momento viga interior [kN.m]	Cortante viga interior [kN]
	10	1960,24	930,66
	15	2293,24	742,75
	20	3614,32	861,83
	25	5229,23	988,53
	30	7109,59	1096,95
	35	9375,12	1229,95
	40	12048,74	1352,76
	45	15549,17	1545,55
	50	19308,39	1687,36

Fuente: Elaboración propia (2022)

Para el análisis de sección entera para el camión HS-MTOP se obtuvieron los siguientes resultados:

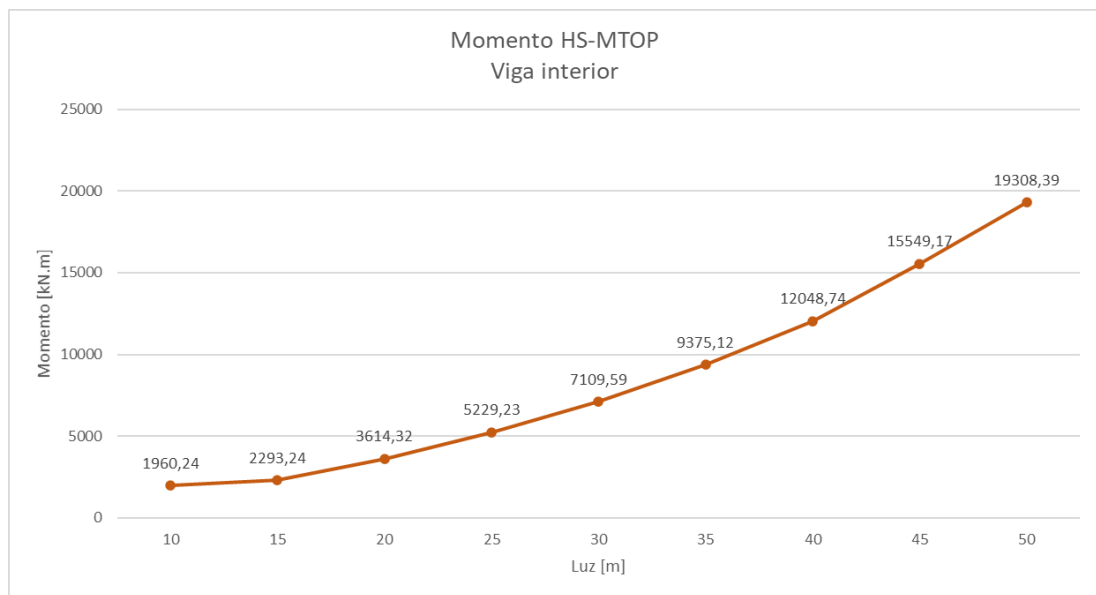


Figura 4.35. Gráfica de solicitaciones de momento debido a la carga HS-MTOP para viga interiores
Fuente: Elaboración propia (2022)

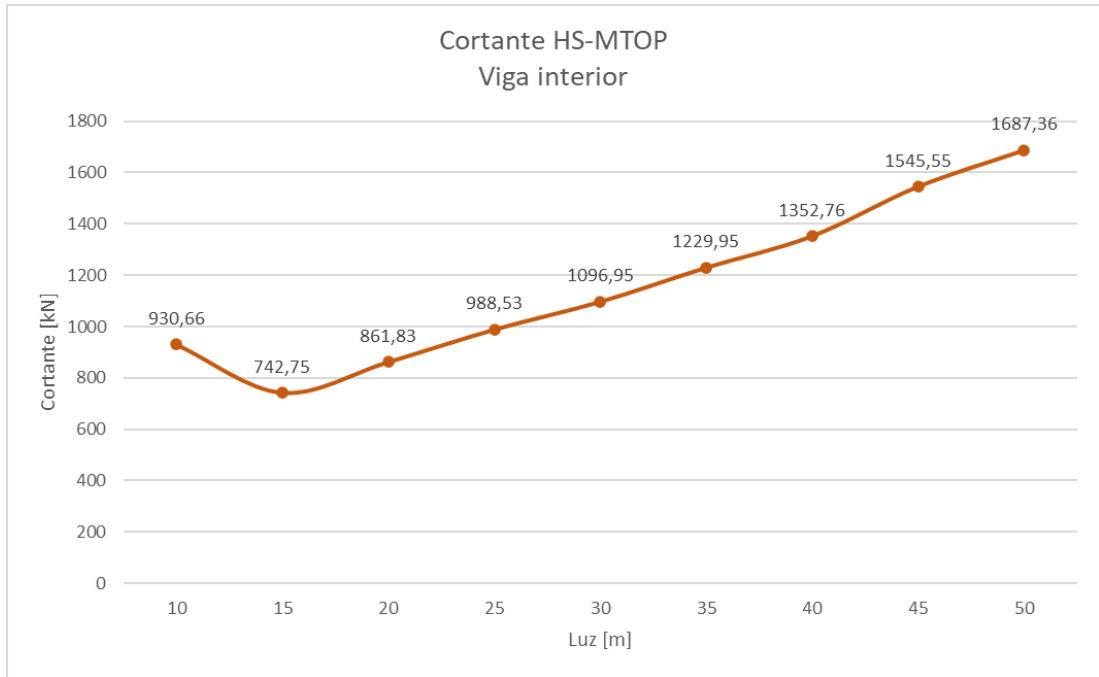


Figura 4.36. Gráfica de solicitaciones de momento debido a la carga HS-MTOP para viga interiores
Fuente: Elaboración propia (2022)

4.7.3. Vigas exteriores

La modelación de vigas exteriores resultó ser la siguiente:

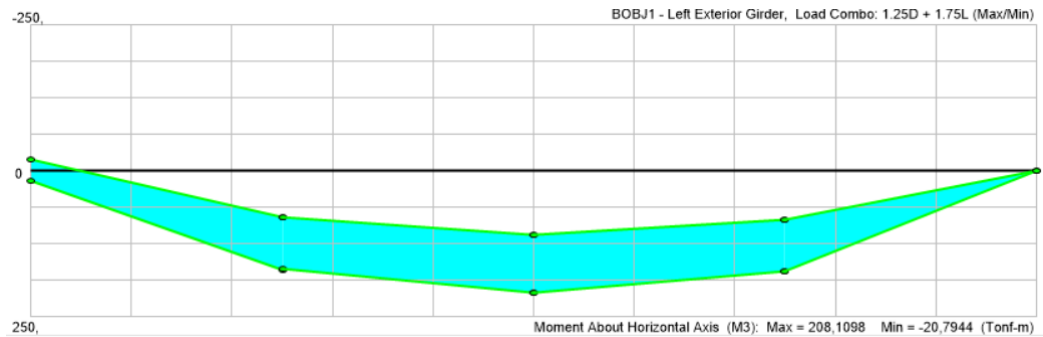


Figura 4.37. Gráfica de solicitaciones de momento debido a la carga HS-MTOP para vigas exteriores
Fuente: CSIBridge (2022)

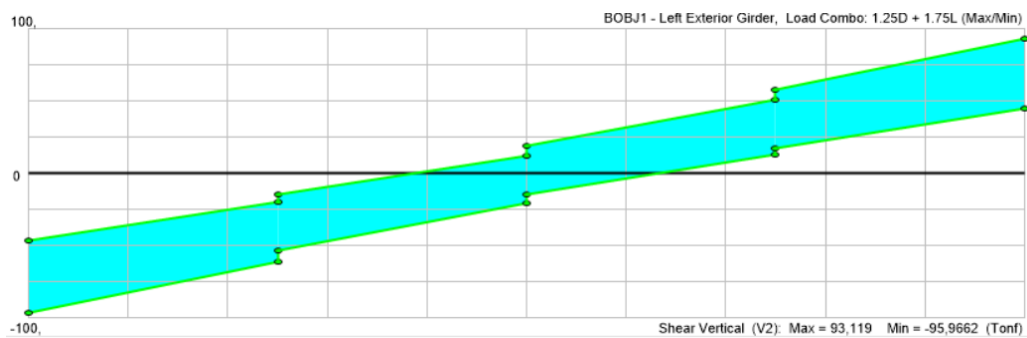


Figura 4.38. Gráfica de solicitaciones de cortante debido a la carga HS-MTOP para vigas exteriores
Fuente: CSIBridge (2022)

La siguiente tabla muestra en resumen los valores extraídos de los gráficos de cortante y momento de las 9 longitudes de los puentes en estudio.

Tabla 4.13. Solicitaciones de momento y cortante debido a la carga HS-MTOP del análisis 3D para vigas exteriores

HS-MTOP	Luz [mm]	Solicitaciones vigas exteriores	
		Momento viga exterior [kN.m]	Cortante viga exterior [kN]
	10	2081,09	959,66
	15	2542,97	811,1
	20	4021,65	948,28
	25	5814,18	1095,28
	30	7879,7	1220,04
	35	10336,92	1299,52
	40	13195,88	1529,23
	45	16860,78	1718,05
	50	21401,05	2023,7

Fuente: Elaboración propia (2022)

Para el análisis de sección entera para el camión HS-MTOP se obtuvieron los siguientes resultados:

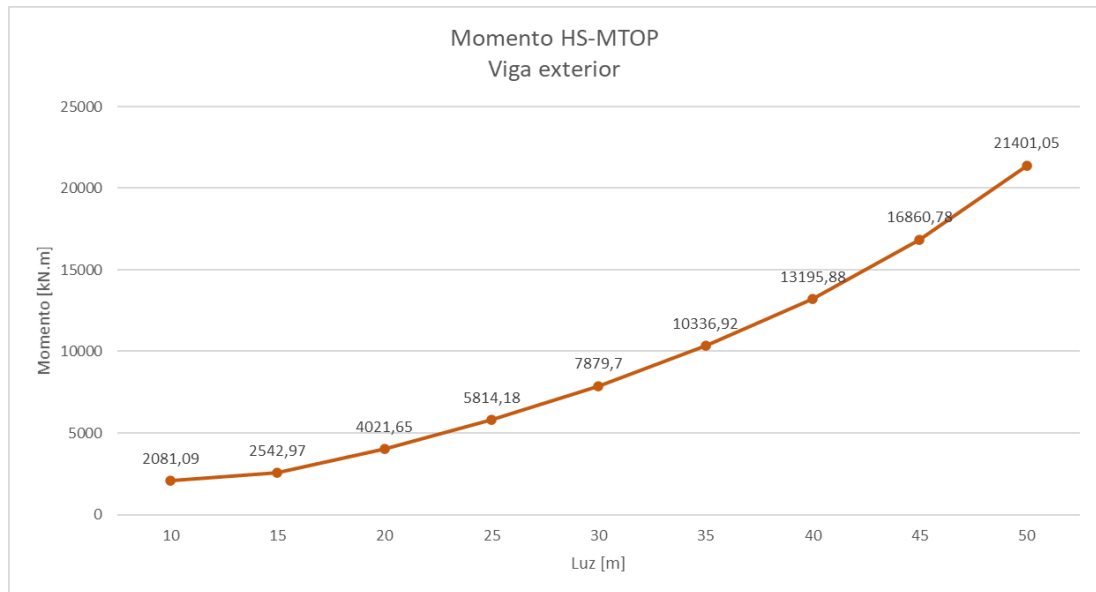


Figura 4.39. Gráfica de solicitaciones de momento debido a la carga HS-MTOP para viga exteriores
Fuente: Elaboración propia (2022)

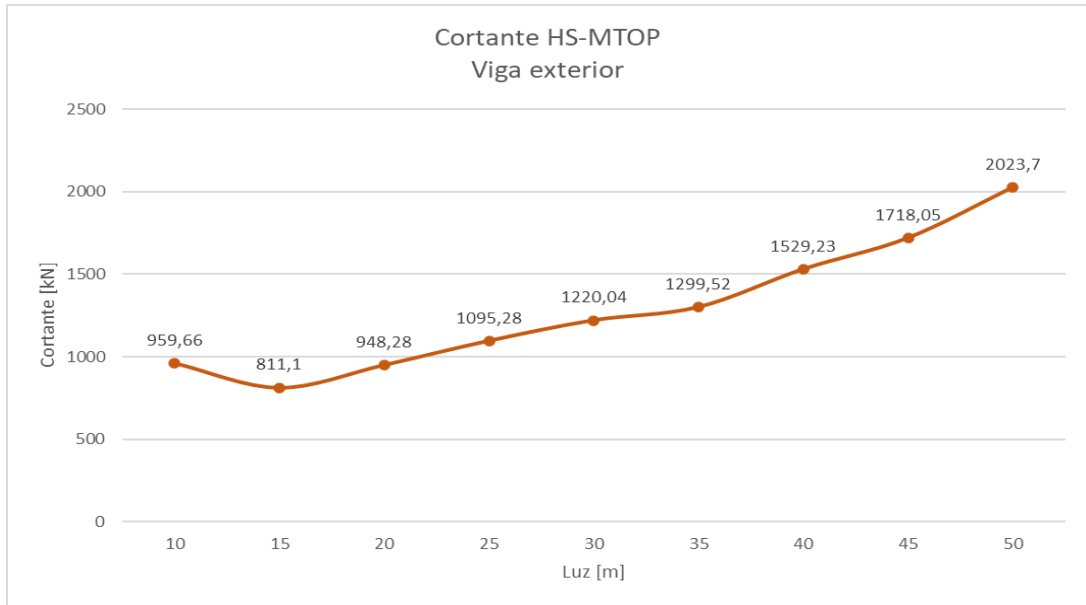


Figura 4.40. Gráfica de solicitaciones de momento debido a la carga HS-MTOP para viga exteriores
Fuente: Elaboración propia (2022)

CAPÍTULO 5

RESULTADOS DEL ANÁLISIS Y MODELAMIENTO EN 2 Y 3 DIMENSIONES

5.1. Resultados del análisis comparativo de las solicitaciones en 2D

Una vez realizado el modelamiento y análisis en 2D de las superestructuras de puentes tipo viga-losa, bajo la acción de las cargas móviles HL-93 y HS-MTOP y las cargas muertas correspondientes a las diferentes luces propuestas al inicio de la investigación, se han obtenido los siguientes gráficos comparativos, en donde se observa la relación que existe entre la luz y las solicitaciones para los dos casos de carga viva vehicular.

5.1.1. Resultado del análisis de las solicitaciones de momento

Obtenidas las solicitaciones para las luces en análisis y para ambos casos de carga, se genera el gráfico comparativo 5.1 en donde se puede observar la relación que existe entre las cargas móviles en análisis y su respectivo punto de intersección que representa el cambio de la carga móvil de diseño.

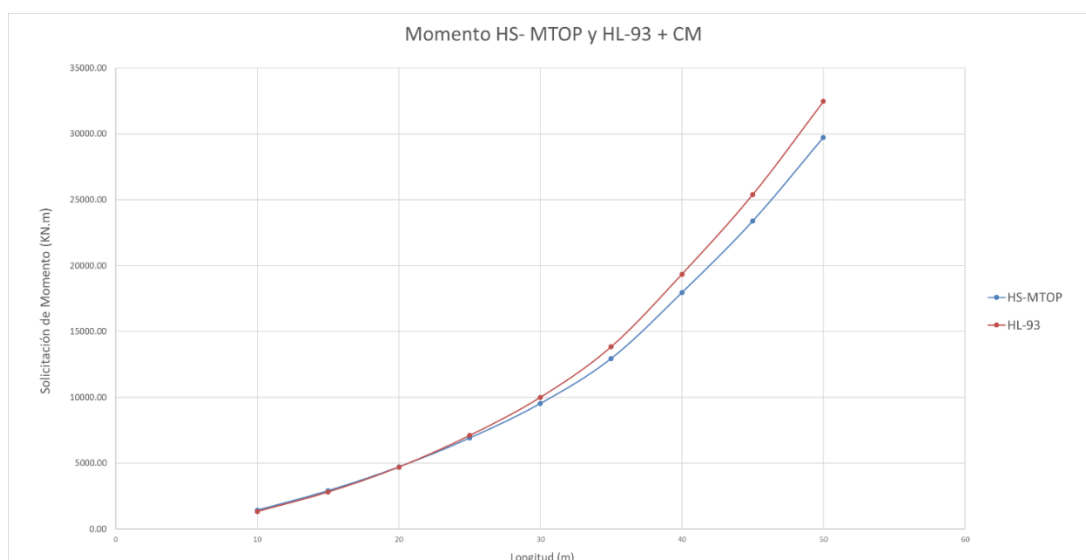


Figura 5.1 Comparación de las solicitaciones de momento debido a la acción de las cargas
Fuente: Elaboración propia (2022)

Resultado de esta comparación se puede determinar que:

- Para la longitud de puente entre 10-20m se debe utilizar la carga viva de diseño correspondiente a la carga HS-MTOP.
- Para la longitud de puente mayor a 20m se debe utilizar la carga viva de diseño correspondiente a la carga HL-93.

Para determinar el punto de corte exacto, donde deja de predominar el camión de diseño HS-MTOP y empieza a ser decisivo para el diseño la carga del HL-93, requerimos de una solución numérica; primero, se realizó una línea de tendencia con las 9 ordenadas extraídas de SAP2000 correspondientes al valor de momento. Por otra parte, para las curvas de momento se realizó una línea de tendencia con un polinomio de grado 5. Una vez que se obtienen las dos ecuaciones, se recurre al programa Matlab y se obtiene que, el valor exacto en donde cambia la carga móvil de diseño es: **21,38m**.

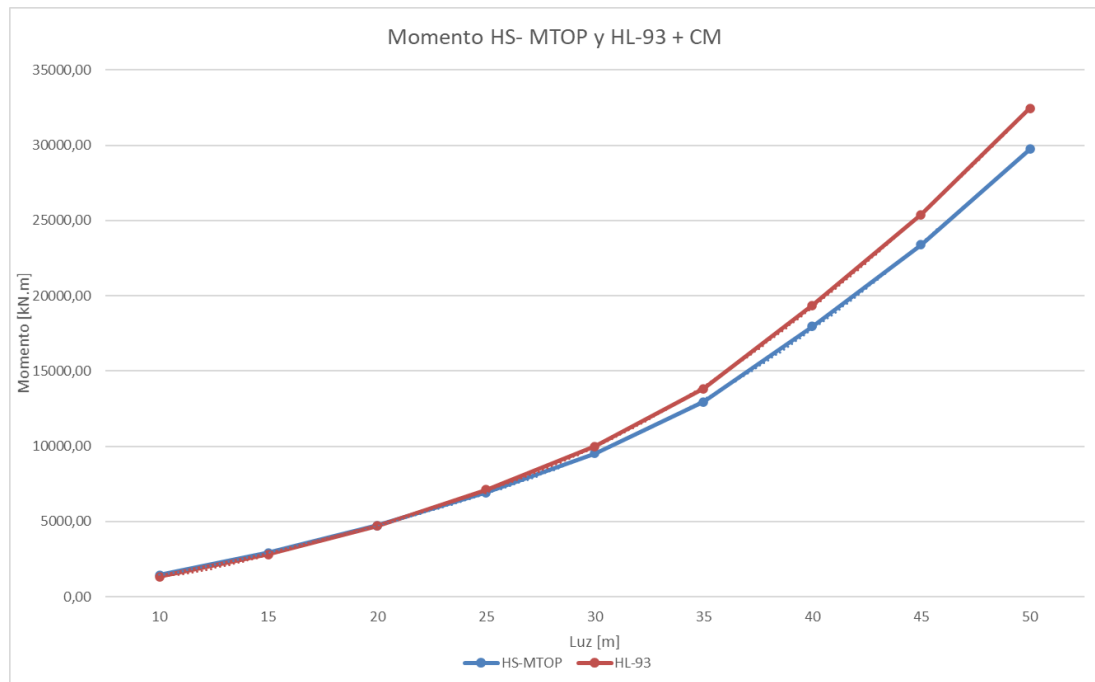


Figura 5.2 Comparación de las solicitaciones de momento debido a la acción de las cargas
Fuente: Elaboración propia (2022)

5.1.2. Resultado del análisis del cortante

En la figura 5.3 se muestra el resultado de la comparación de la solicitación de cortante, de los 2 tipos de carga en análisis: HS-MTOP y HL-93 para las diferentes luces en estudio.

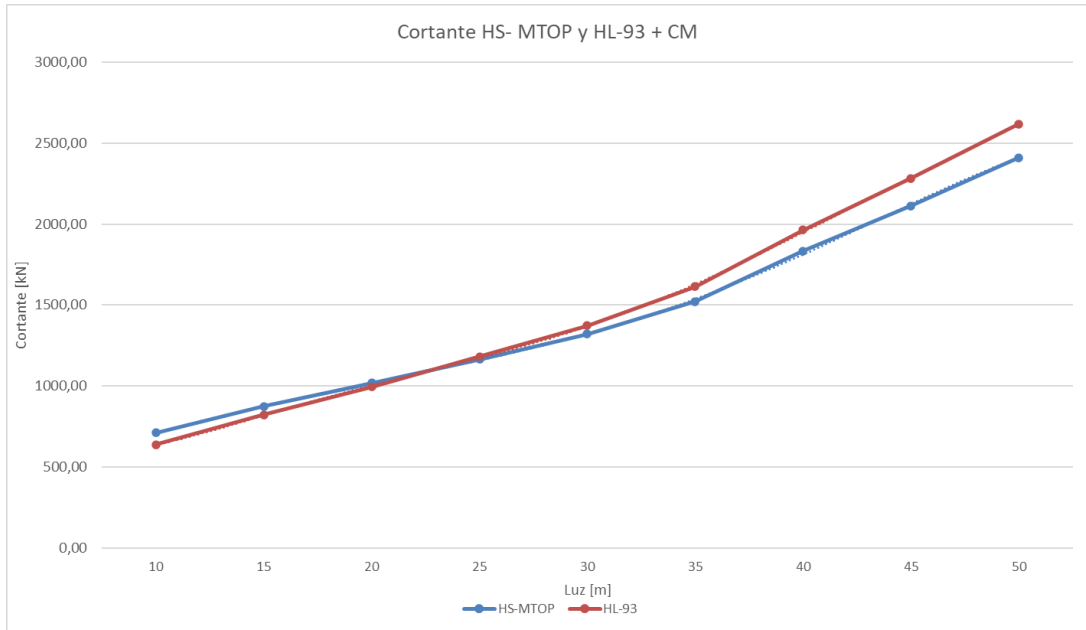


Figura 5.3 Comparación de las solicitaciones de cortante debido a la carga HS-MTOP y HL-93

Fuente: Elaboración propia (2022)

Para obtener el punto de corte entre las dos curvas mostradas en la figura 5.3, se realiza el mismo procedimiento explicado anteriormente.

Una vez encontradas las ecuaciones de tendencia de ambas curvas, se determina que el punto de corte para las solicitaciones de cortante es cuando alcanza el valor de **23,09m**.

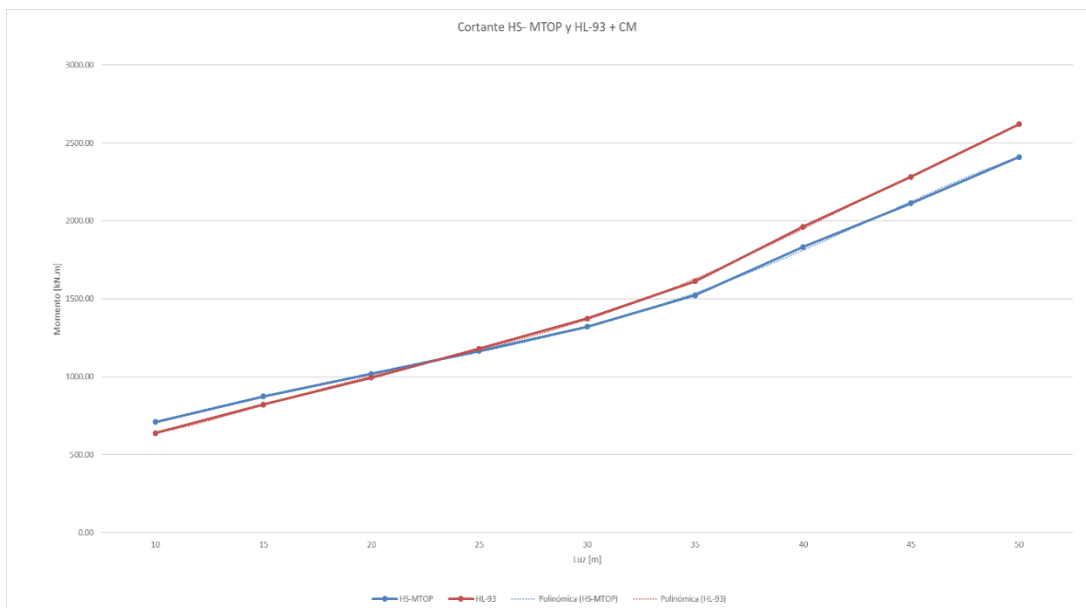


Figura 5.4 Comparación de las solicitaciones de cortante debido a la carga HS-MTOP y HL-93

Fuente: Elaboración propia (2022)

5.2. Resultados de la modelación en 3D

Realizado el análisis y modelamiento de las superestructuras en 3D y obtenidos sus solicitaciones tanto para las vigas exteriores, interiores y de sección entera, procedemos a graficar estas curvas correspondientes a las cargas móviles HS-MTOP y HL-93.

5.2.1 Análisis de las solicitaciones de momento

Con los valores obtenidos del programa CSI Bridge se generan dos curvas de tendencia para encontrar en el programa Matlab, aplicando métodos numéricos en el punto exacto donde deja de ser predominante la carga HS-MTOP en el diseño de los miembros estructurales.

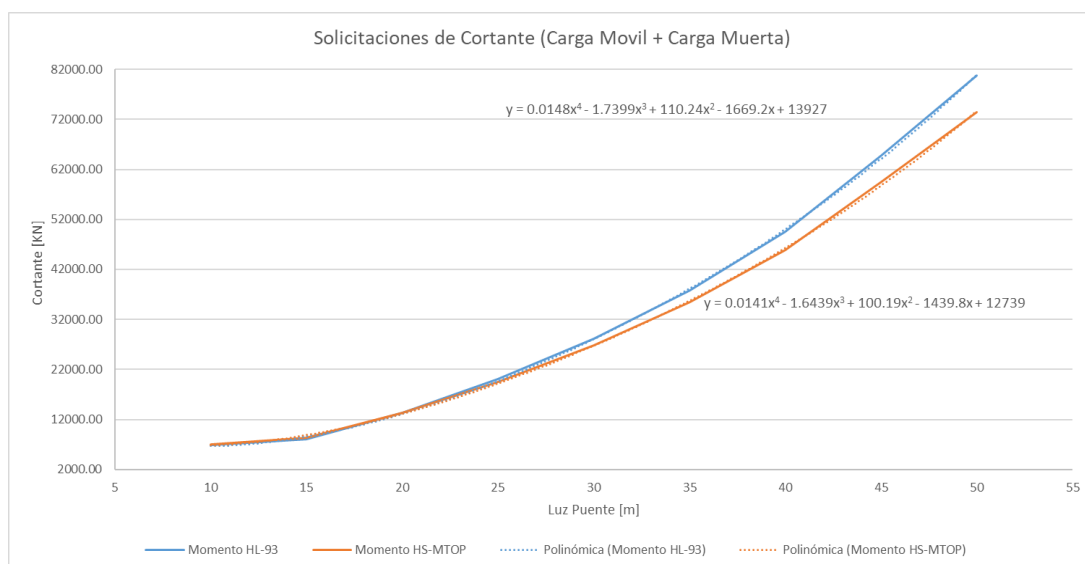


Figura 5.5 Comparación de las solicitaciones de momento debido a la carga HS-MTOP y HL-93 en 3D

Fuente: Elaboración propia (2022)

Como se puede observar en la figura 5.5, el camión HS-MTOP es determinante para las luces de 10, 15 y 20 metros, ya que, a partir de la luz de 25 metros el camión que predomina es el HL-93.

Realizando la aplicación de métodos numéricos en Matlab, se logra obtener el punto de intersección en las solicitaciones de momento; el valor resultante es de

20,43m, esto significa que, a partir de este valor de momento, el diseño de la superestructura se debe realizar bajo la acción de la carga HL-93.

5.2.2. Análisis de las solicitaciones de cortante

Continuando con el análisis de los resultados, los valores de las solicitaciones de cortante se analizan de igual manera. Se genera una línea de tendencia y, posterior a eso, se analizan las curvas en Matlab para, mediante la aplicación de métodos numéricos, determinar el valor de corte de dichas curvas.

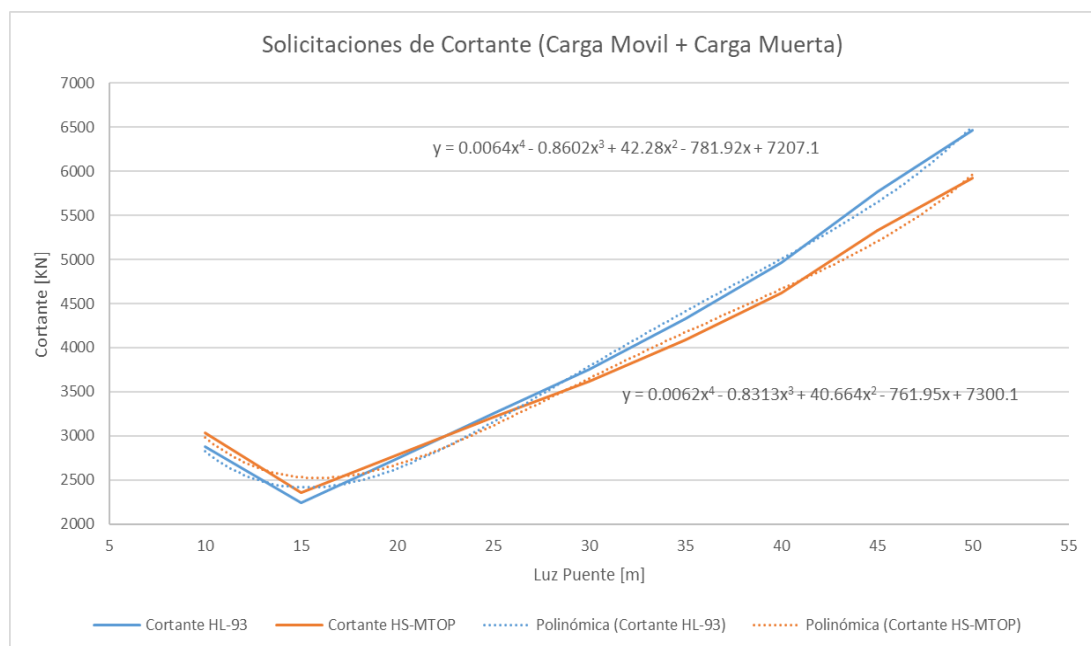


Figura 5.6 Comparación de las solicitaciones de cortante debido a la carga HS-MTOP y HL-93 en 3D Fuente: Elaboración propia (2022)

A partir de la gráfica de tendencia generada para los valores de cortante y la aplicación de polinomios de cuarto grado, se logró obtener que el punto donde existe un cambio en la carga móvil de diseño es **22,62m**.

CONCLUSIONES

- Se llevo a cabo de manera exitosa la obtención y comparación de los resultados obtenidos para las dos cargas establecidas HS-MTOP y HL-93.
- Como se pudo observar en los gráficos comparativos, momento-luz, las solicitaciones en puentes de longitud hasta 20m, el camión predominante en el diseño es el HS-MTOP y de 20m en adelante, la carga viva de diseño corresponde al camión de diseño HL-93; con esta información el ingeniero que se dedique a la construcción y diseño de puentes, tendrá claro qué carga viva utilizar para realizar futuros análisis de superestructuras de puentes en base a su luz.
- Aunque el valor teórico obtenido en el análisis de las solicitaciones de momento y cortante fue de 22,62m, desde un punto de vista práctico y constructivo se debe considerar el cambio de carga de diseño para una luz de 20m.
- En el análisis de las solicitaciones de momento, se puede decir que, para luces cortas, la carga que genera mayor solicitación es la carga impuesta por el Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTOP), ya que su camión tiene mayor carga por cada eje y para luces mayores a 20m, empieza a predominar la carga HL-93 debido a la incidencia que tiene la carga distribuida que considera la normativa AASHTO LRFD.
- Las solicitaciones de cortante, de igual manera que las solicitaciones de momento, a partir de una luz de 20m deja de ser predominante la carga móvil HS-MTOP y empiezan a ser mayores las solicitaciones bajo la acción de la carga AASHTO HL-93.
- Al realizar el análisis en 3D, considerando 4 vigas y la contribución del tablero en la resistencia de la superestructura, las solicitaciones resultan ser mayores que al realizar el análisis en 2D.

- Gracias a la investigación llevada a cabo, al momento de efectuar futuros diseños de puentes ya no se deberá analizar el comportamiento de las superestructuras bajo las dos cargas móviles que exige la norma ecuatoriana, ya que se determinó qué carga móvil de diseño se debe utilizar dependiendo de la longitud del puente asumida.
- Al incluir la carga muerta de los elementos estructurales en el análisis, el comportamiento de las solicitaciones tanto para cortante y para momento, evidentemente aumentan por la acción de estas cargas, pero su comportamiento sigue siendo el mismo; es decir, sigue existiendo una intersección a 20m en donde deja de ser predominante la carga móvil HS-MTOP y empieza a ser decisivo en el diseño la carga HL-93.
- Los resultados obtenidos para vigas interiores y exteriores varían entre los valores obtenidos para sección de la viga con la contribución del tablero (sección entera) y el análisis 2D. Esto se debe a algunos parámetros que se consideraron en el análisis y la modelación de cada una de las superestructuras de puentes, como: el factor de carril empleado, la carga dinámica debido al camión de diseño y al factor de distribución para las vigas que componían la superestructura.

RECOMENDACIONES

- En el análisis de un puente es importante considerar las especificaciones establecidas en la norma AASHTO LRFD (2020) y el Ministerio de transporte y obras públicas (2013), en su libro NEVI-12, para una mayor precisión en los resultados obtenidos y que, de esta manera, se apeguen a la realidad.
- Se recomienda que, para luces menores a 20 metros, la carga móvil que se emplee sea la propuesta por el HS-MTOP (antes HS-MOP).
- Para puentes con luces mayores a 20 metros, se recomienda que la sobrecarga vehicular a considerar sea el HL-93, propuesto por la norma AASHTO LRFD.
- El desarrollo del trabajo de titulación sugiere un análisis sin refuerzos longitudinales, sin embargo, estos podrían adaptarse al análisis y la modelación de cada puente, disminuyendo sí los valores de las solicitaciones en la superestructura. Adicionalmente, las deflexiones se podrían reducir y cumplir con los valores estipulados en la AASHTO.
- El desarrollo de este trabajo de titulación tampoco contempla el uso de diafragmas (refuerzos transversales). Estos pueden incluirse con el objetivo de disminuir esfuerzos de torsión que podrían presentarse en la superestructura.

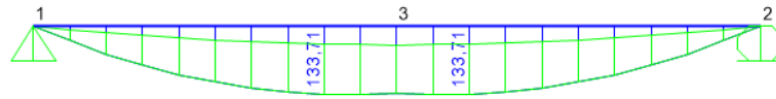
BIBLIOGRAFÍA

- AASHTO. (2014). *American Association of State Highway and Transportation Officials LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS*.
- AASHTO. (2020). *American Association of State Highway and Transportation Officials LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS*. Estados Unidos: AASHTO.
- AASHTO ASD. (1996). *Standard specifications for highway bridges*. AASHTO.
- Department of Transportation, U.S. . (2015). *Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Highway Bridge Superstructures Reference Manual*. National Highway Institute.
- Gómez, J. (2015). *Puentes*. Cuba: Empresa Editorial Poligráfica Félix Varela.
- Manual de Diseño de Puentes*. (2010). Lima, Perú: Empresa Editora M acro E.I.R.L.
- McCormac, J. C., & Cernak, S. F. (2012). *Diseño de Estructuras de Acero* (Quinta Edición ed.). Alfaomega Grupo Editor, S.A. de C. V., México.
- Ministerio de Transporte y Obras Públicas. (2013). *NEVI-12 Volumen N° 2 Libro B*.
- Muñoz, E., Núñez, F., Rodríguez, J., Ramos, A., & Otálora, C. (2008). Vulnerabilidad sísmica y capacidad de carga de un puente en acero basado en confiabilidad estructural. *Revista Ingeniería de Construcción*, 125-144.
- Prieto, J. C., & Tipán, R. (Marzo de 2010). *Repositorio Institucional UPS*. Obtenido de DISEÑO DEFINITIVO COMPARATIVO DEL PUENTE DE 60.0 m. DE LUZ SOBRE EL RIO TOACHI EN BASE A LAS NORMAS AASHTO ESTÁNDAR Y LRFD:
<https://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/4463/6/UPS-ST000325.pdf>
- Quinde, P., & Reinoso, E. (2016). Estudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la ciudad de Cuenca. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 1-26.
- Reinoso, A., & Zambrano, S. (noviembre de 2014). *CÁLCULO Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA PARA EL PUENTE NARANJAL 1 QUE FORMA PARTE DEL PROYECTO CONTROL DE INUNDACIONES DEL RIO NARANJAL*. Obtenido de Repositorio Institucional Universidad de Cuenca:
<https://dspace.ucuenca.edu.ec/bitstream/123456789/20927/1/TESIS.pdf>
- Rodríguez, A. (2017). *Puentes con AASHTO-LRFD 2014*. Perú.
- Romo, M. (2019, junio 10). *Puentes y viaductos - Capítulo VI: Diseño de la superestructura de puentes simplemente apoyados*. Retrieved from ResearchGate:
https://www.researchgate.net/publication/333677940_PUENTES_Y_VIADUCTOS_-_CAPITULO_VI_DISENO_DE_LA_SUPERESTRUCTURA_DE_PUENTES_SIMPLEMENTE_APOYADOS
- Seminario, E. (2004, Febrero 25). *Guía para el diseño de puentes con vigas y losas*. Retrieved from Repositorio institucional PIRHUA – Universidad de Piura.
- Seminario, M. (2004, Febrero 25). *Guía para el diseño de puentes con vigas y losas*. Retrieved from Repositorio institucional PIRHUA – Universidad de Piura.
- Torres, E. (2013). *Diseño de puentes: Interpretación del código AASHTO*. Quito: Editorial Universitaria Abya-Yala Universidad Politécnica Salesiana.

ANEXOS

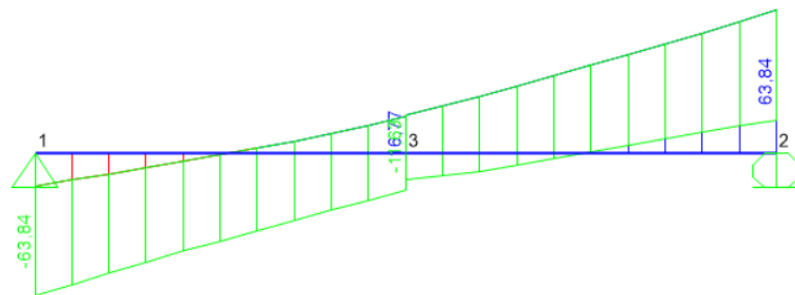
Momento HL-93

10m



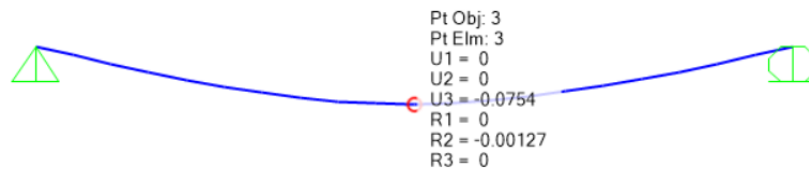
Cortante HL-93

10m



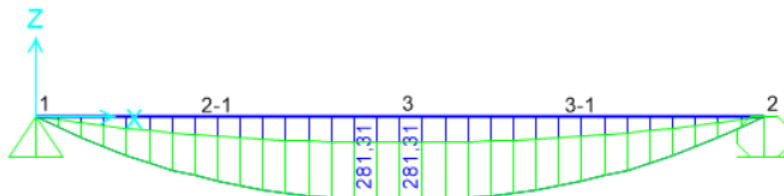
Deflexión HL-93

10m



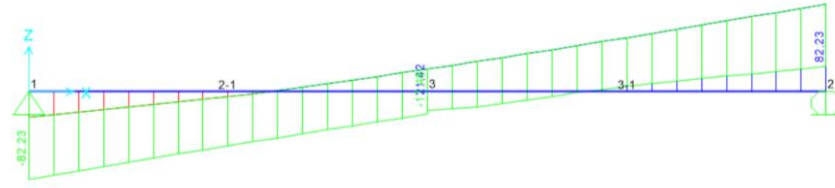
Momento HL-93

15m



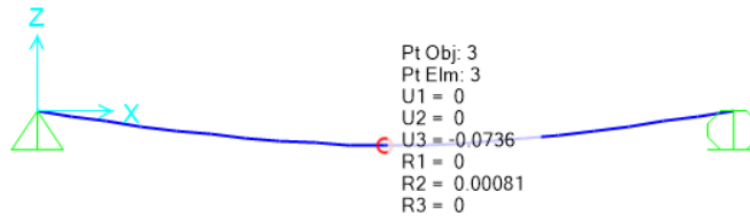
Cortante HL-93

15m



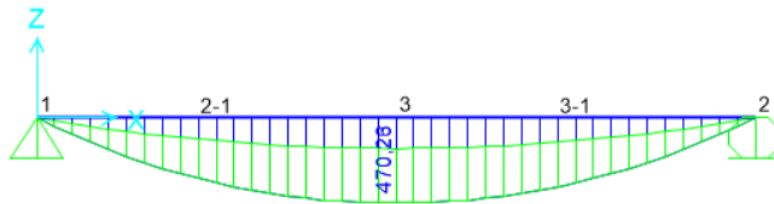
Deflexión HL-93

15m



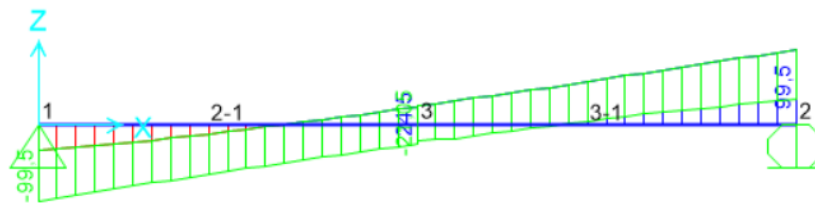
Momento HL-93

20m



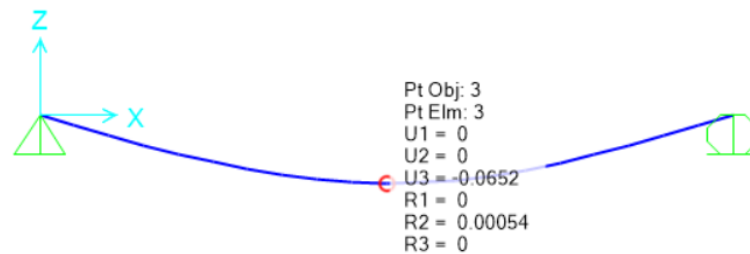
Cortante HL-93

20m



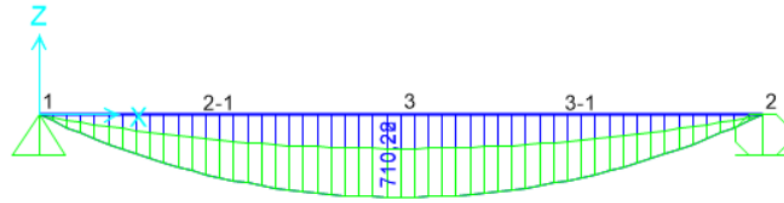
Deflexión HL-93

20m



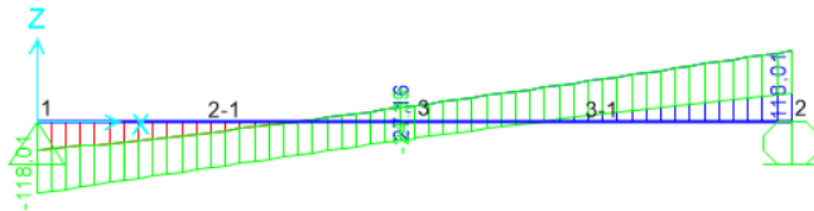
Momento HL-93

25m



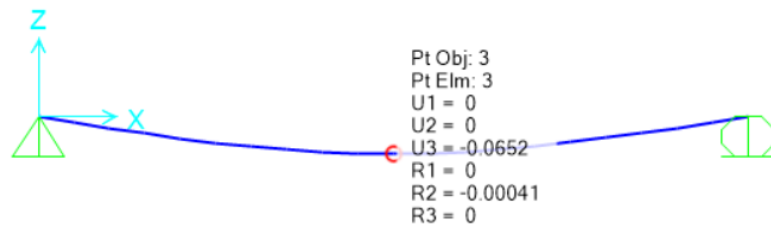
Cortante HL-93

25m



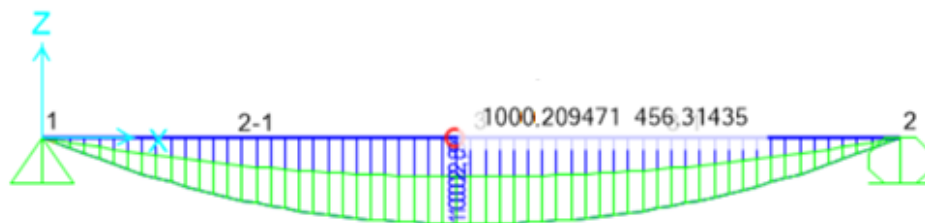
Deflexión HL-93

25m



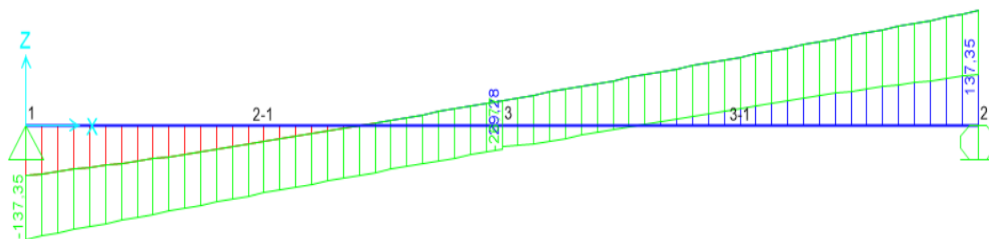
Momento HL-93

30m



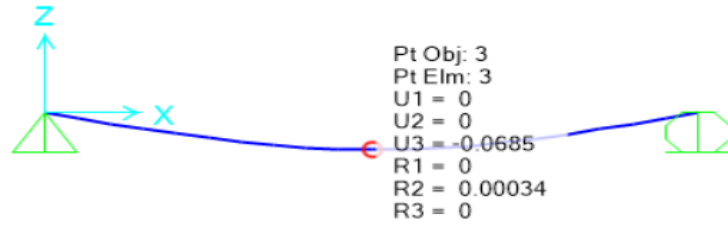
Cortante HL-93

30m



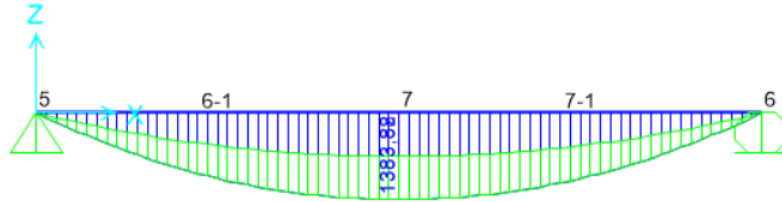
Deflexión HL-93

30m



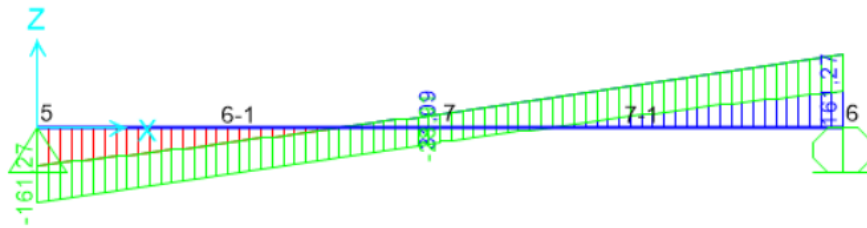
Momento HL-93

35m



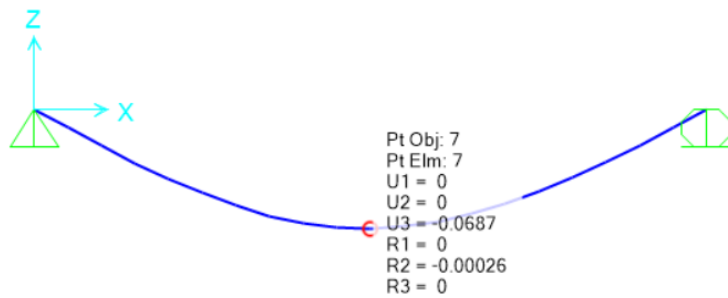
Cortante HL-93

35m



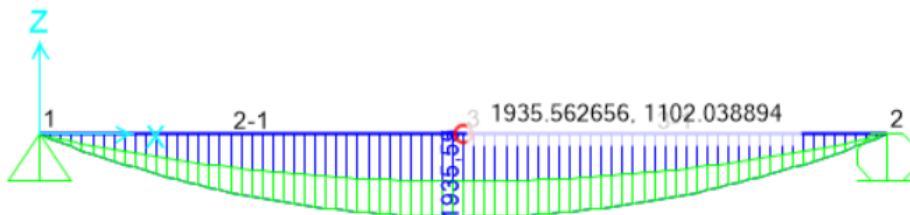
Deflexión HL-93

35m



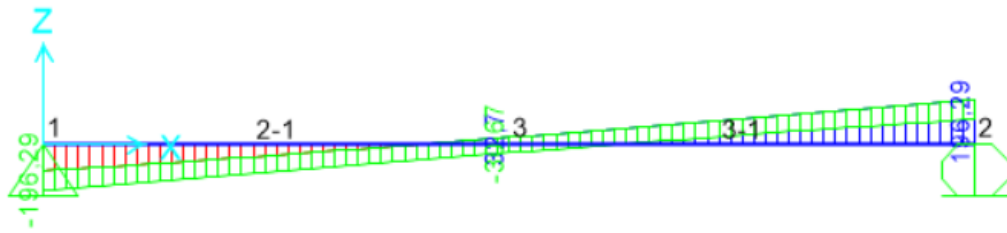
Momento HL-93

40m



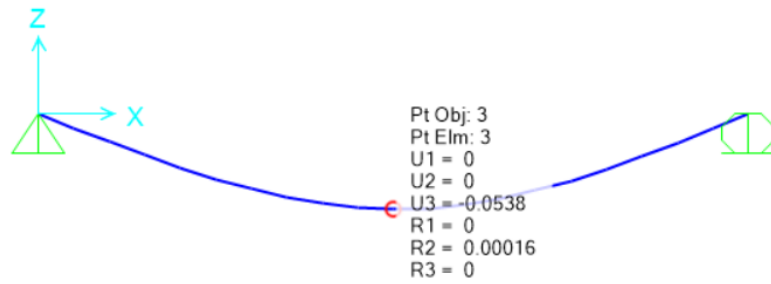
Cortante HL-93

40m



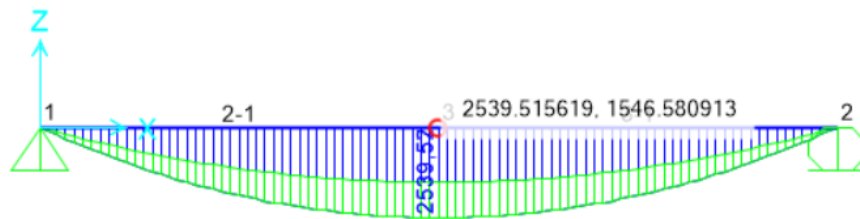
Deflexión HL-93

40m



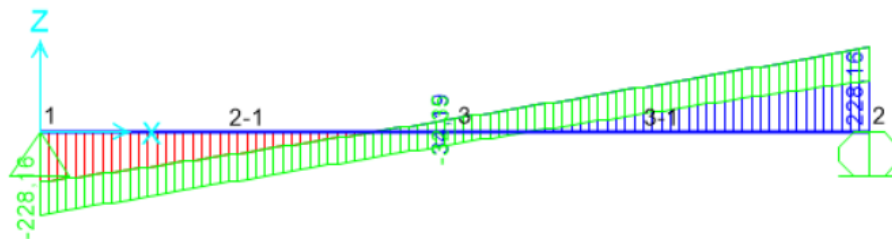
Momento HL-93

45m



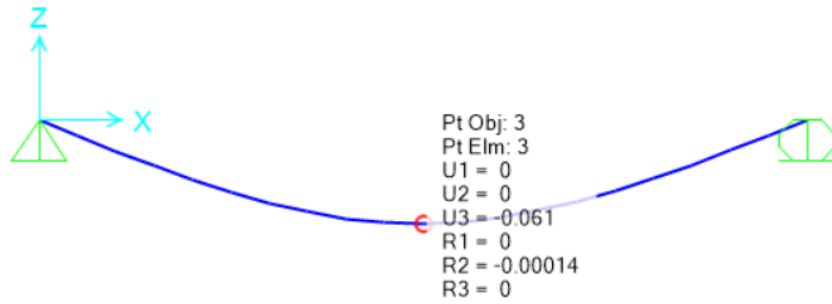
Cortante HL-93

45m



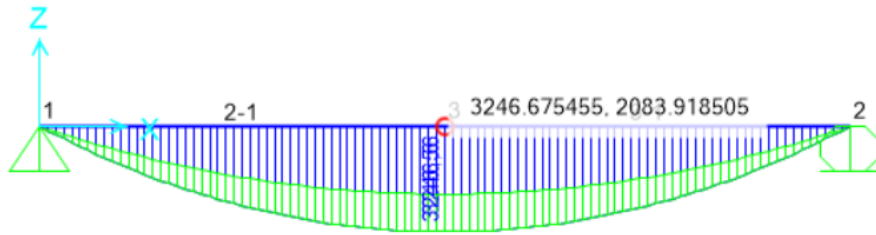
Deflexión HL-93

45m



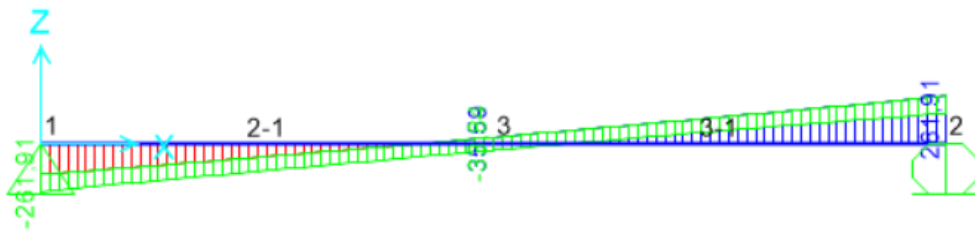
Momento HL-93

50m



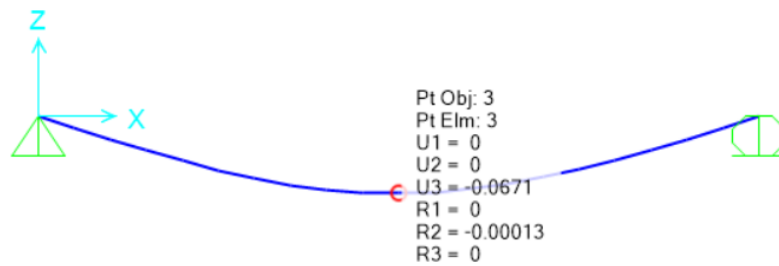
Cortante HL-93

50m



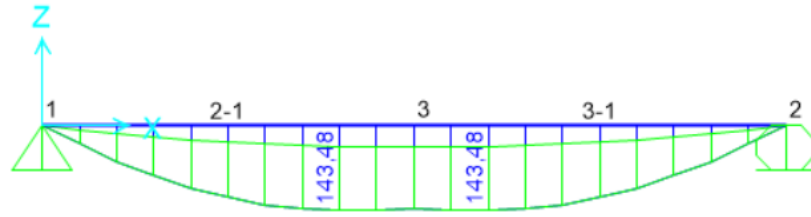
Deflexión HL-93

50m

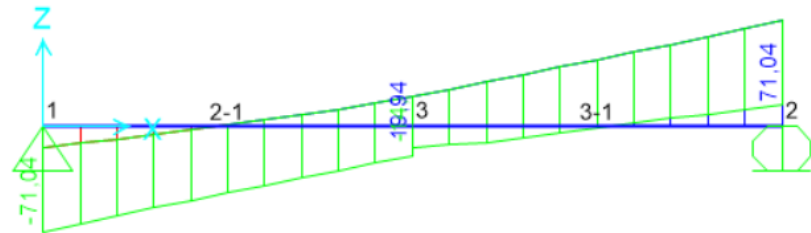


Momento HS-MTOP

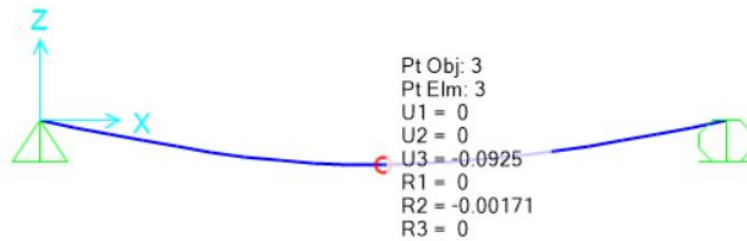
10m



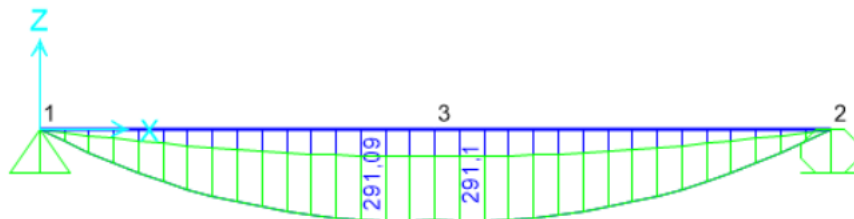
Cortante HS-MTOP
10m



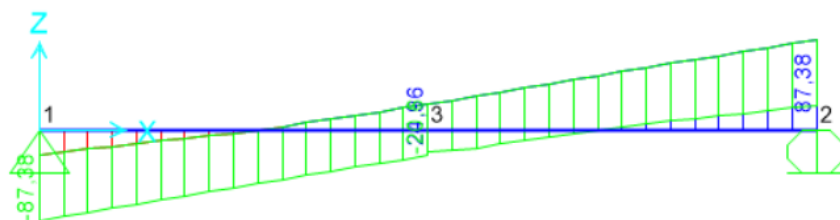
Deflexión HS-MTOP
10m



Momento HS-MTOP
15m

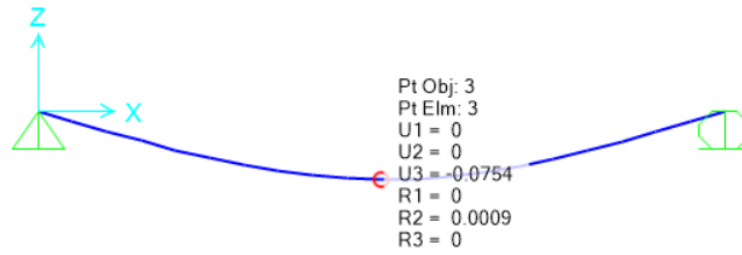


Cortante HS-MTOP
15m



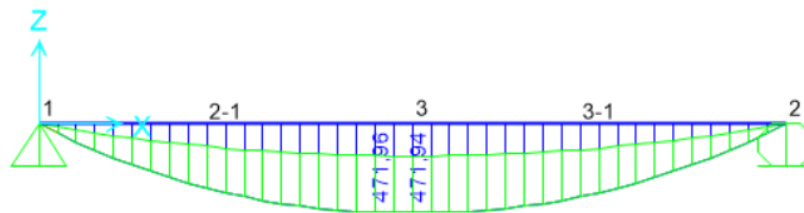
Deflexión HS-MTOP

15m



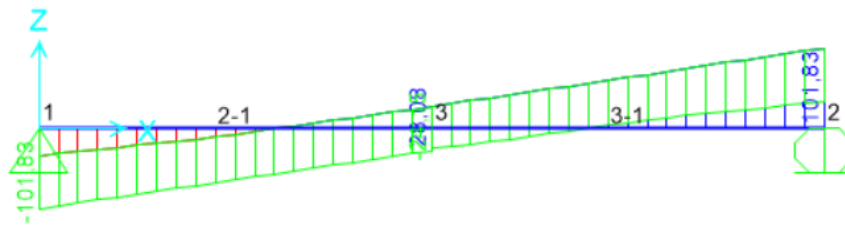
Momento HS-MTOP

20m



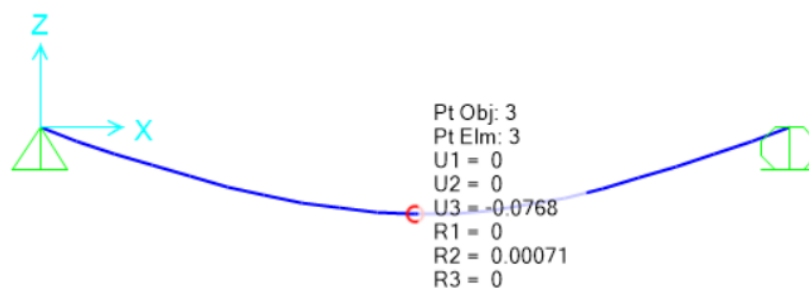
Cortante HS-MTOP

20m



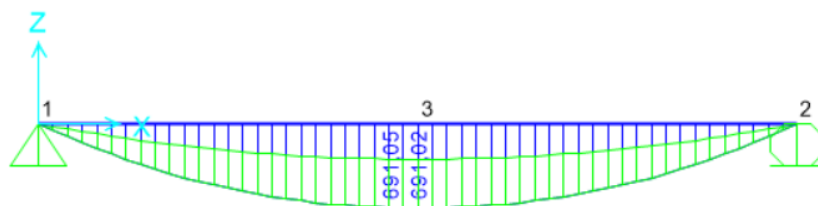
Deflexión HS-MTOP

20m



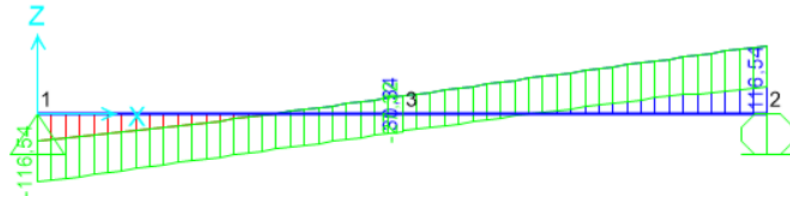
Momento HS-MTOP

25m



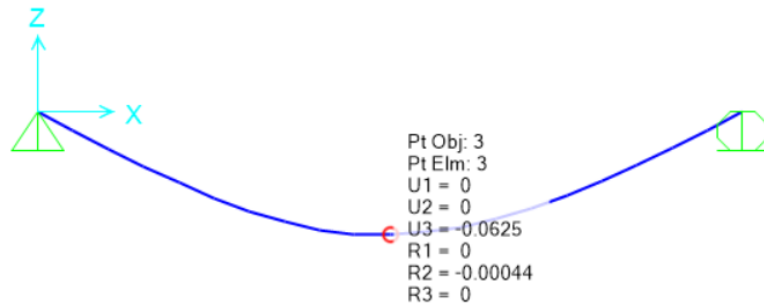
Cortante HS-MTOP

25m



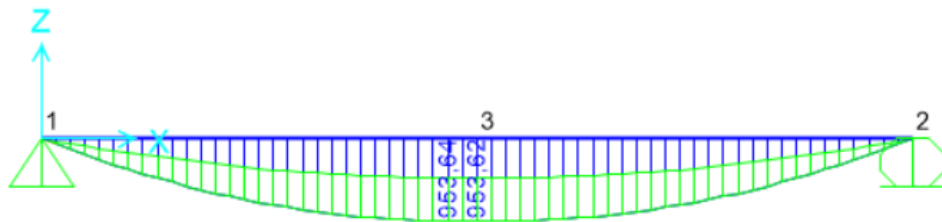
Deflexión HS-MTOP

25m



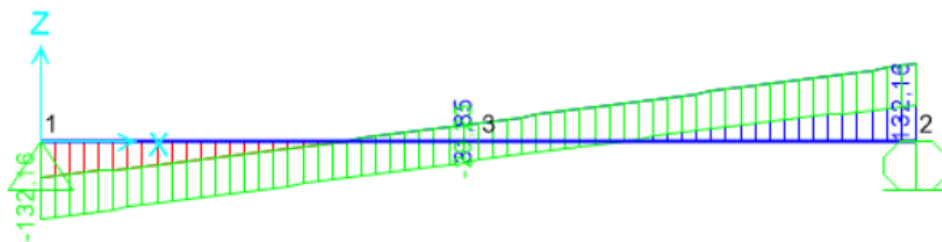
Momento HS-MTOP

30m



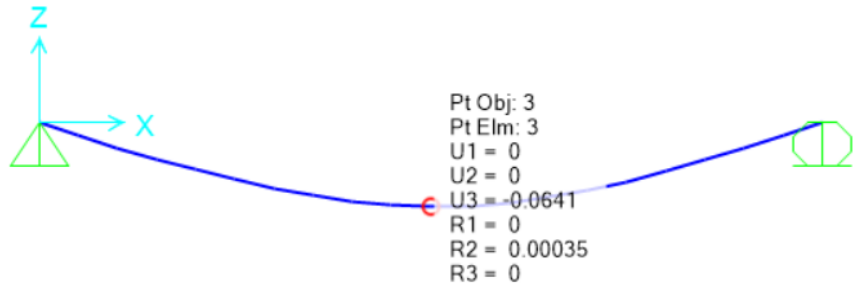
Cortante HS-MTOP

30m



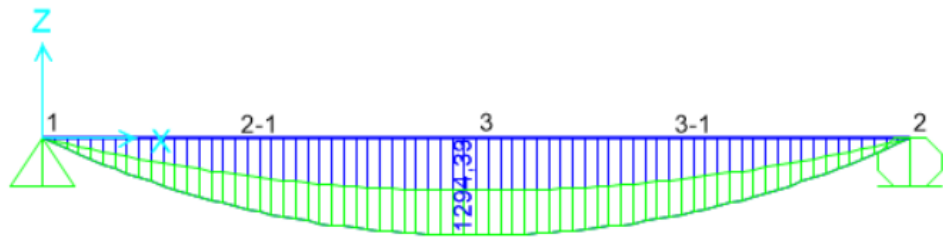
Deflexión HS-MTOP

30m



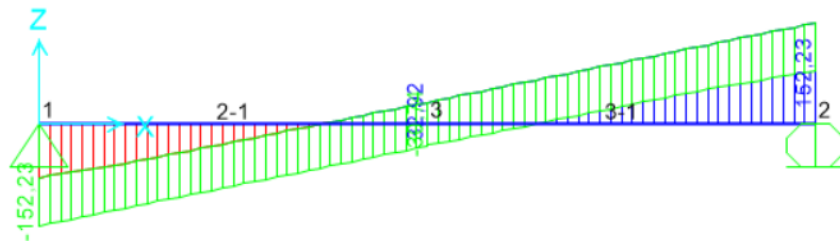
Momento HS-MTOP

35m



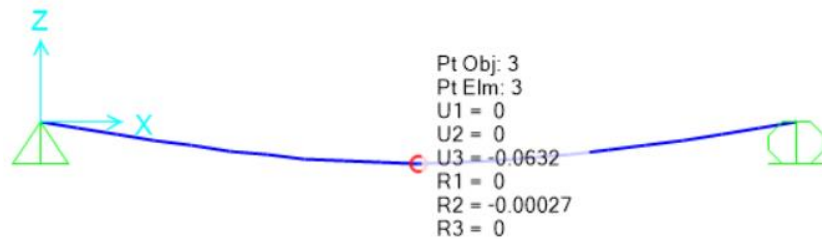
Cortante HS-MTOP

35m



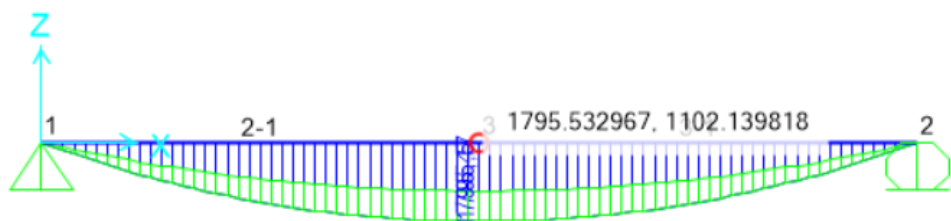
Deflexión HS-MTOP

35m



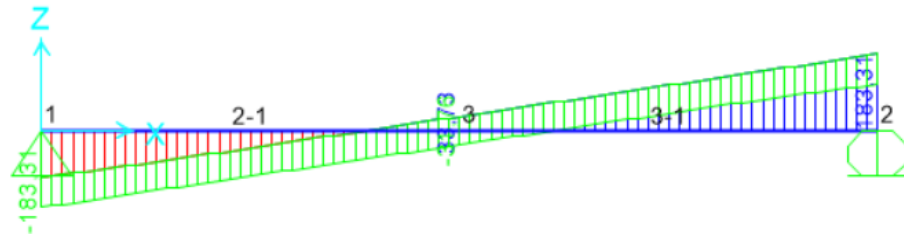
Momento HS-MTOP

40m



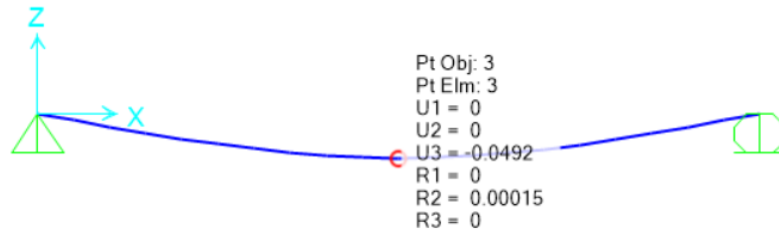
Cortante HS-MTOP

40m



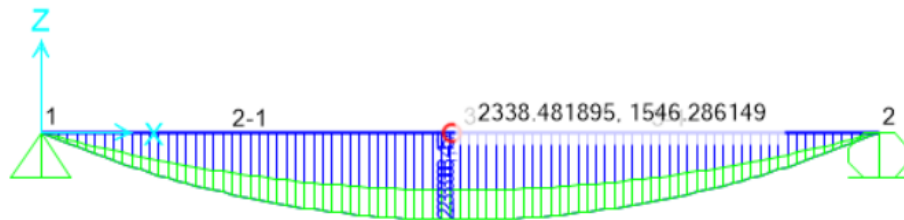
Deflexión HS-MTOP

40m



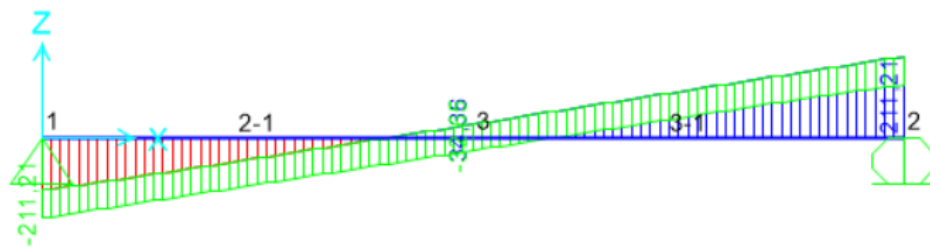
Momento HS-MTOP

45m



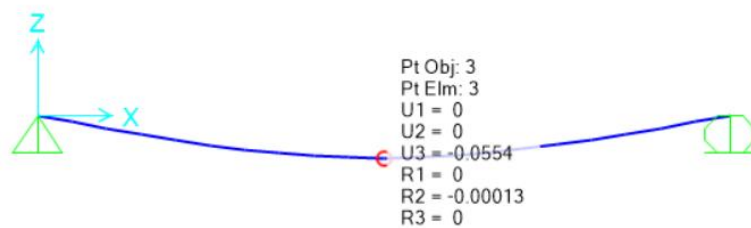
Cortante HS-MTOP

45m



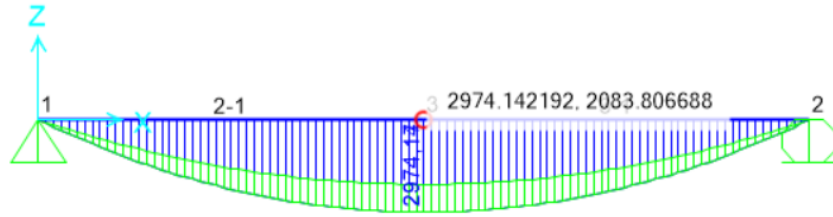
Deflexión HS-MTOP

45m



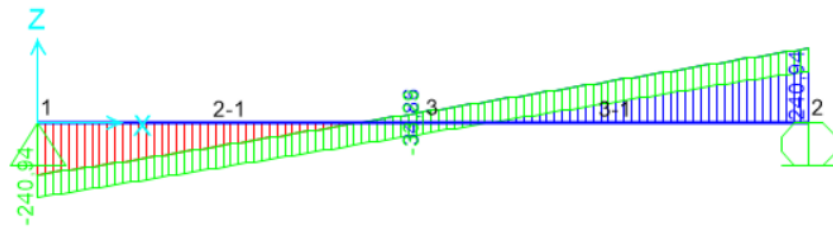
Momento HS-MTOP

50m



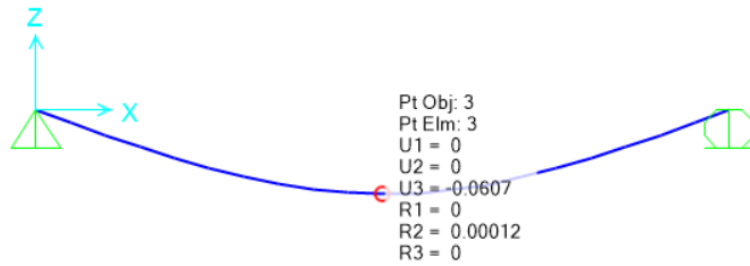
Cortante HS-MTOP

50m



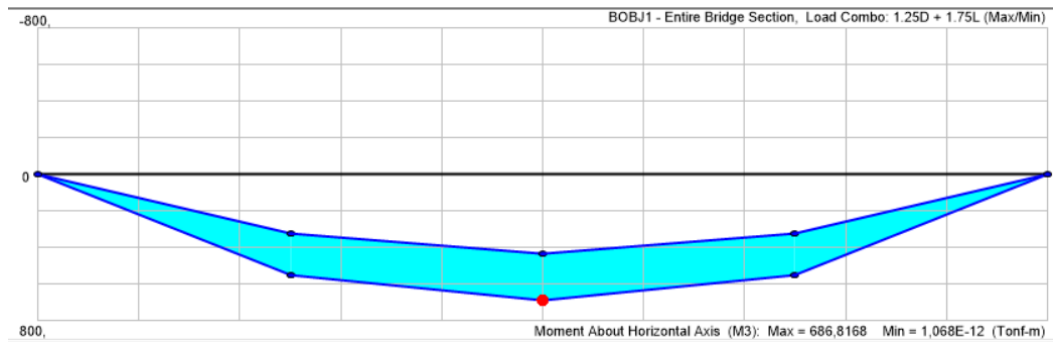
Deflexión HS-MTOP

50m



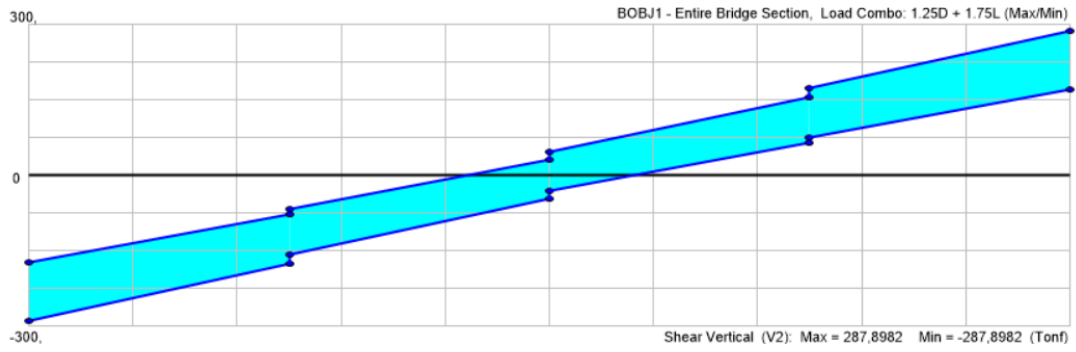
Momento HL-93 sección entera

10m



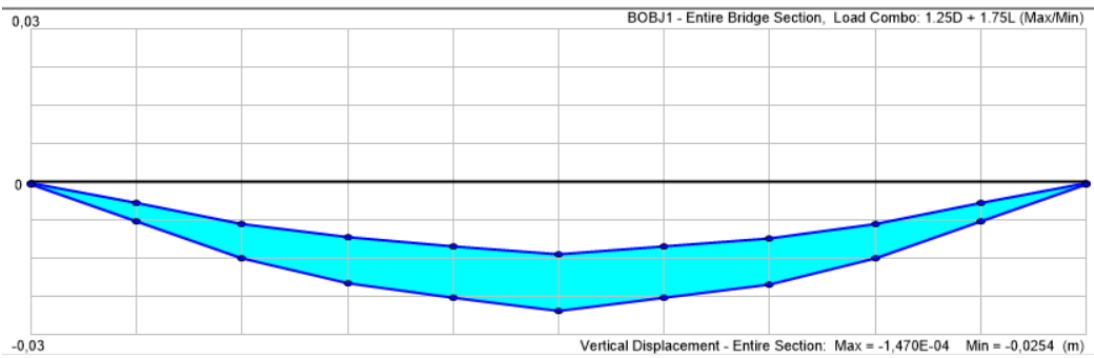
Cortante HL-93 sección entera

10m



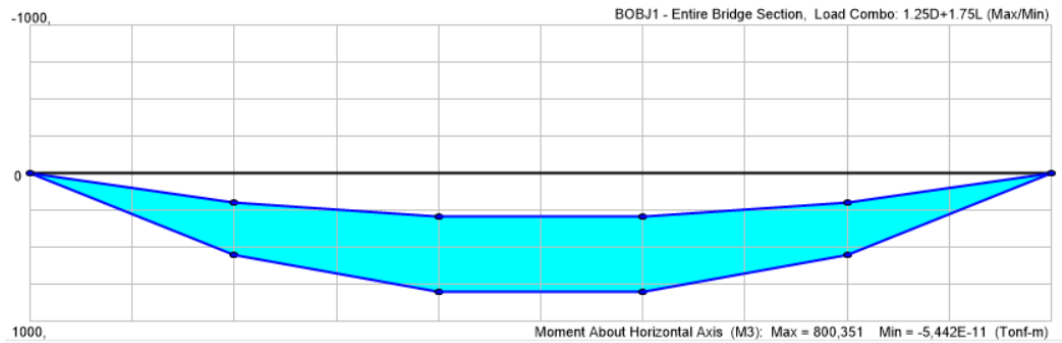
Deflexión HL-93 sección entera

10m



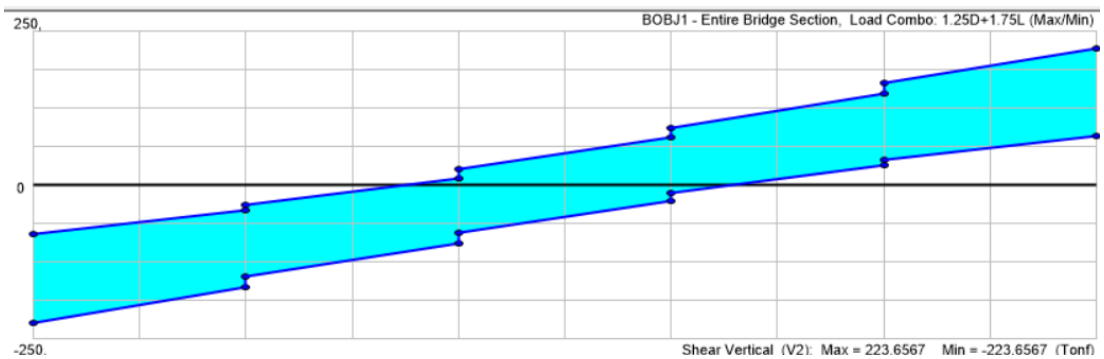
Momento HL-93 sección entera

15m



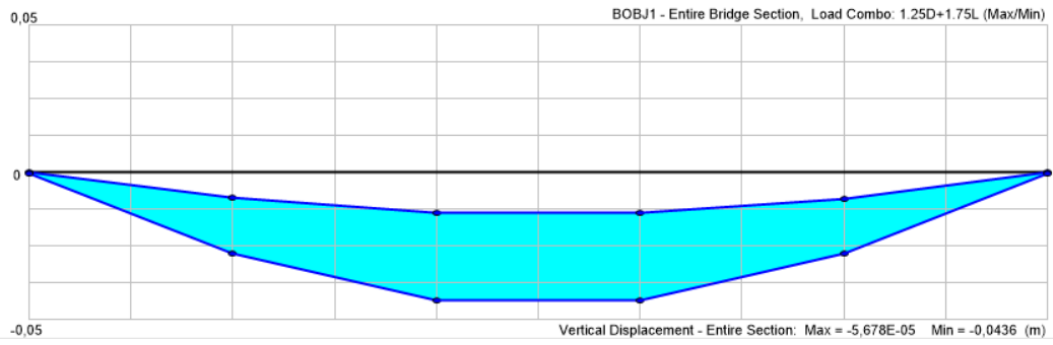
Cortante HL-93 sección entera

15m



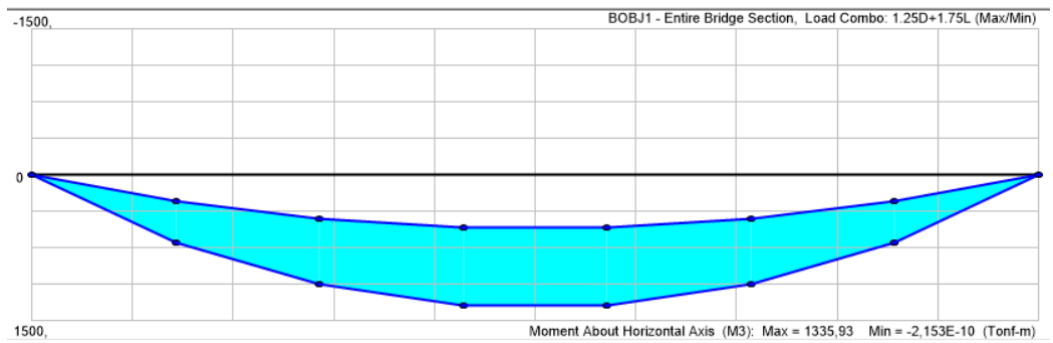
Deflexión HL-93 sección entera

15m



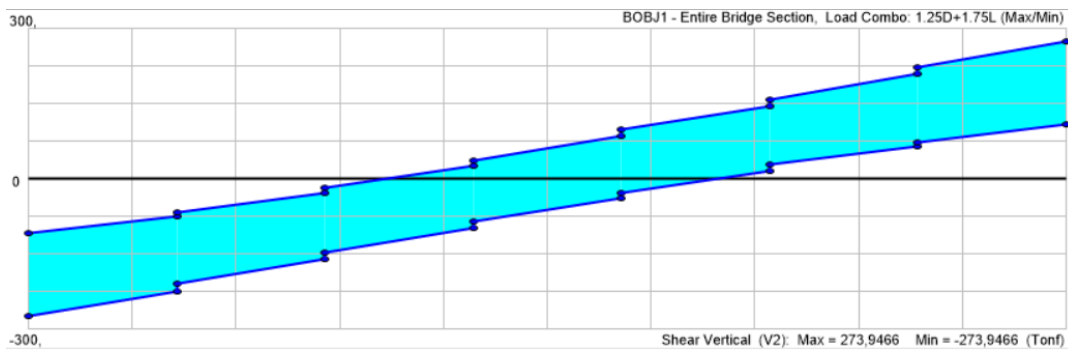
Momento HL-93 sección entera

20m



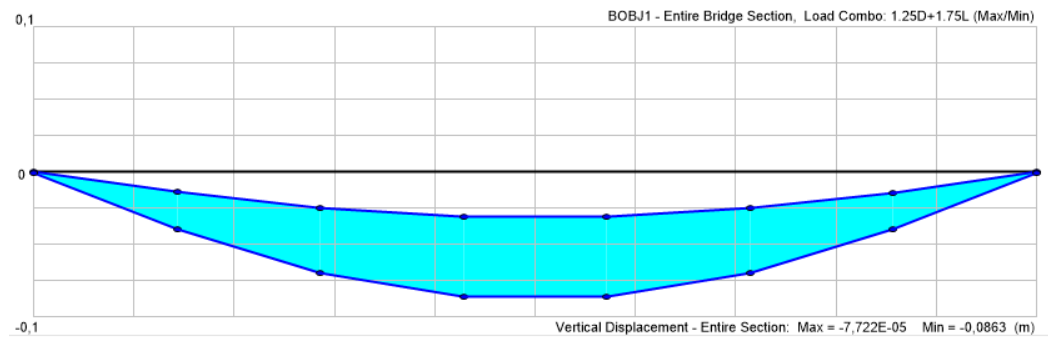
Cortante HL-93 sección entera

20m



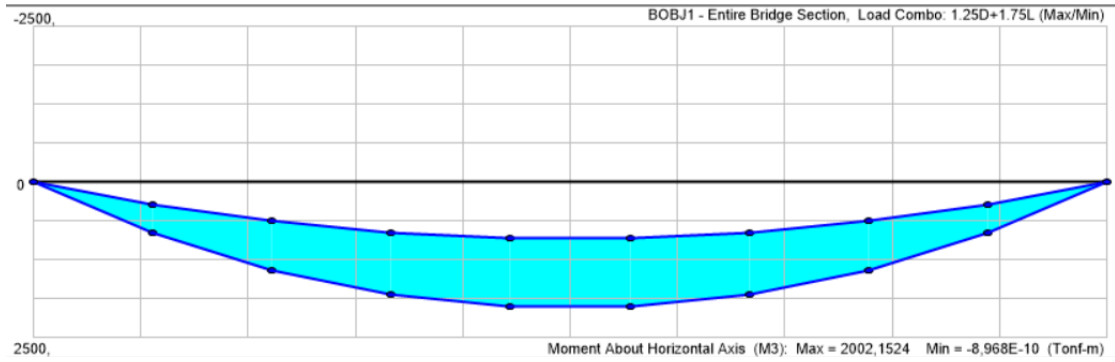
Deflexión HL-93 sección entera

20m



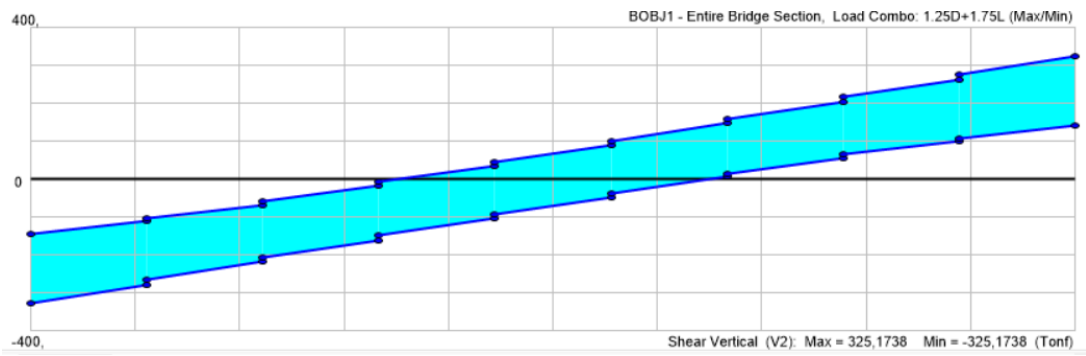
Momento HL-93 sección entera

25m



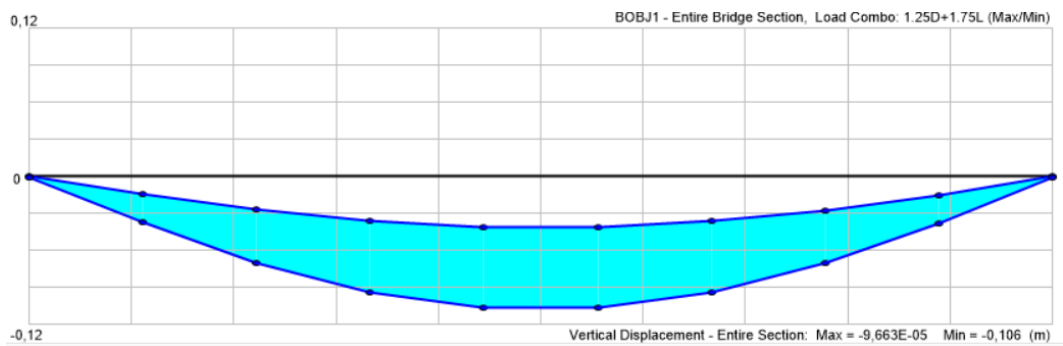
Cortante HL-93 sección entera

25m



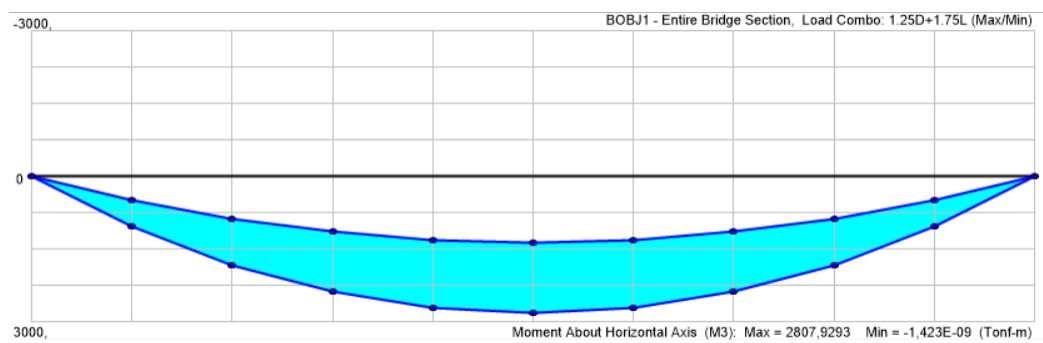
Deflexión HL-93 sección entera

25m



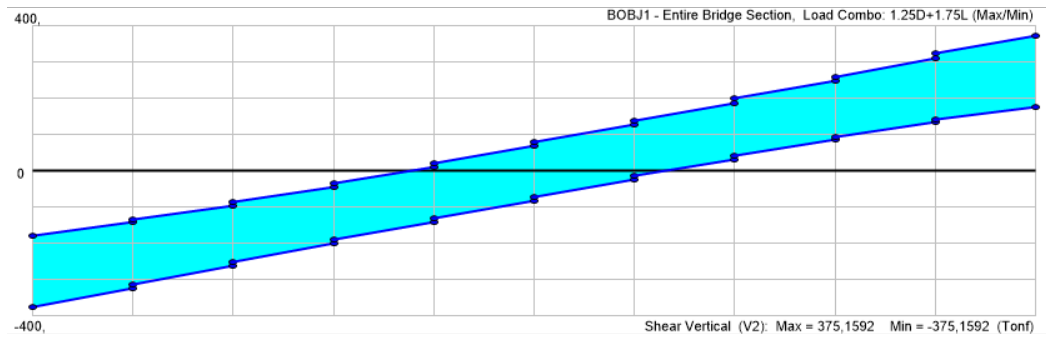
Momento HL-93 sección completa

30m



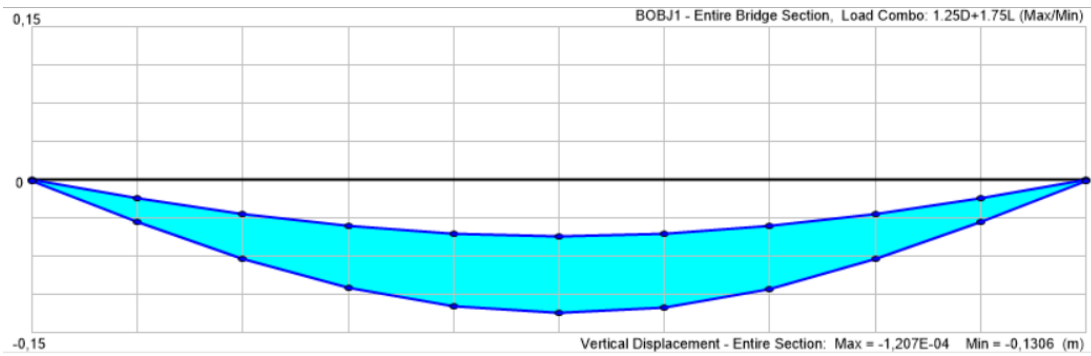
Cortante HL-93 sección completa

30m



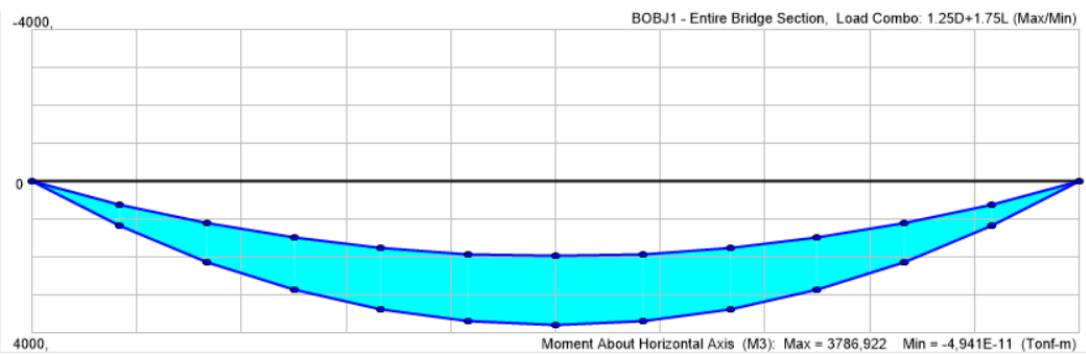
Deflexión HL-93 sección completa

30m



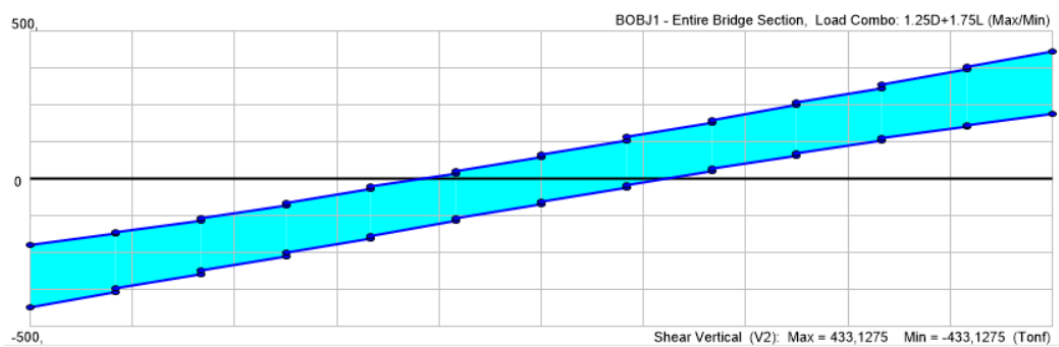
Momento HL-93 sección entera

35m



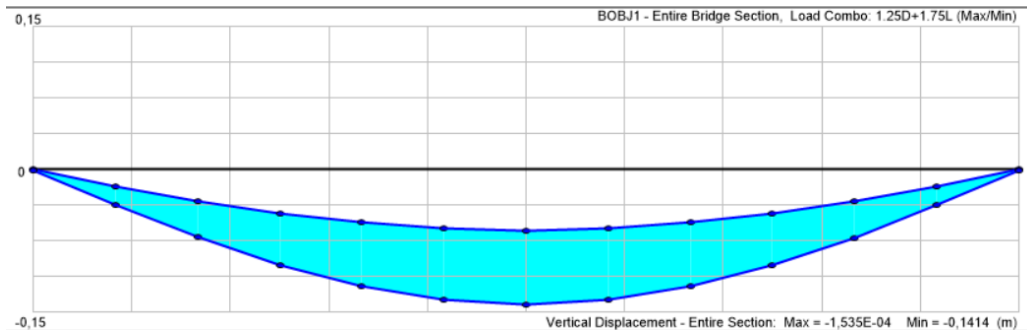
Cortante HL-93 sección entera

35m



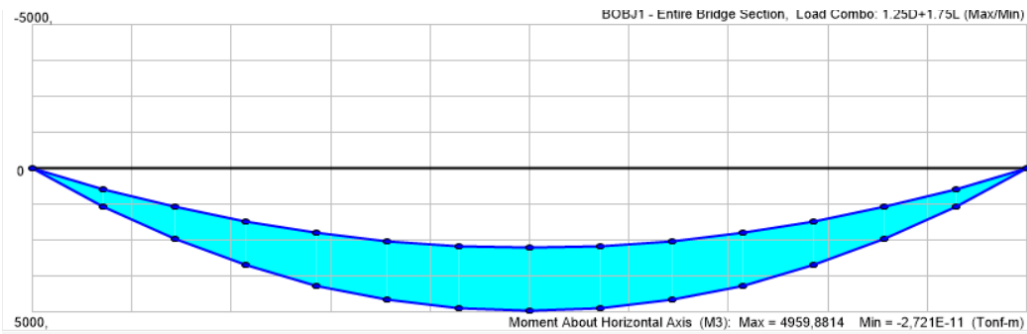
Deflexión HL-93 sección entera

35m



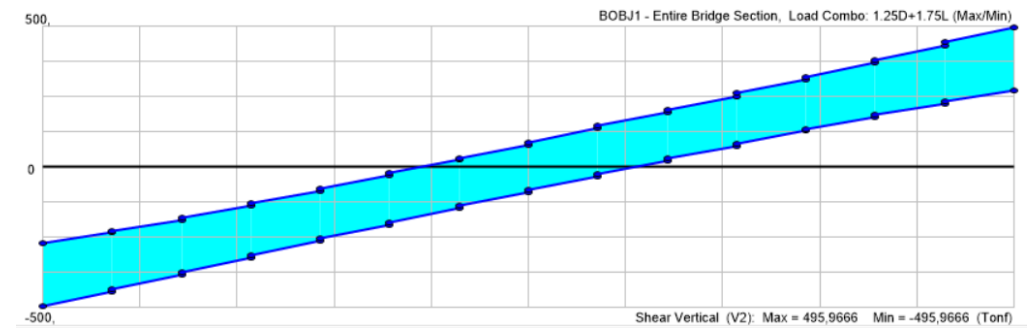
Momento HL-93 sección entera

40m



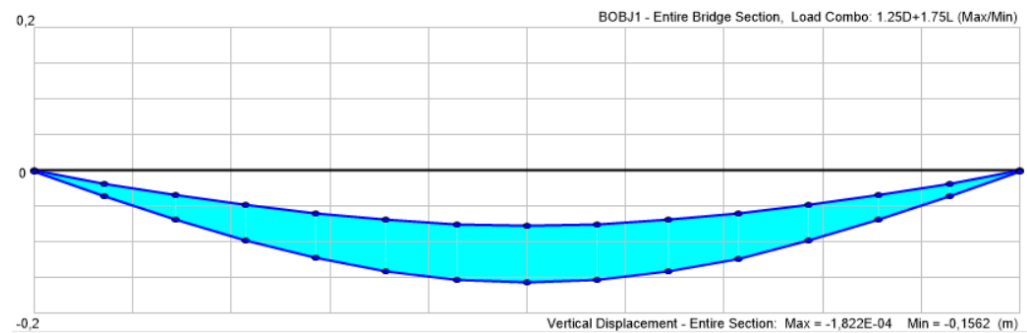
Cortante HL-93 sección entera

40m



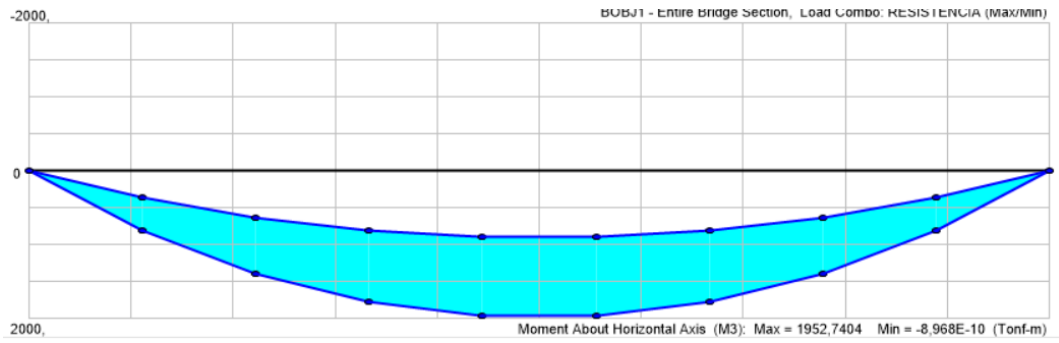
Deflexión HL-93 sección entera

40m



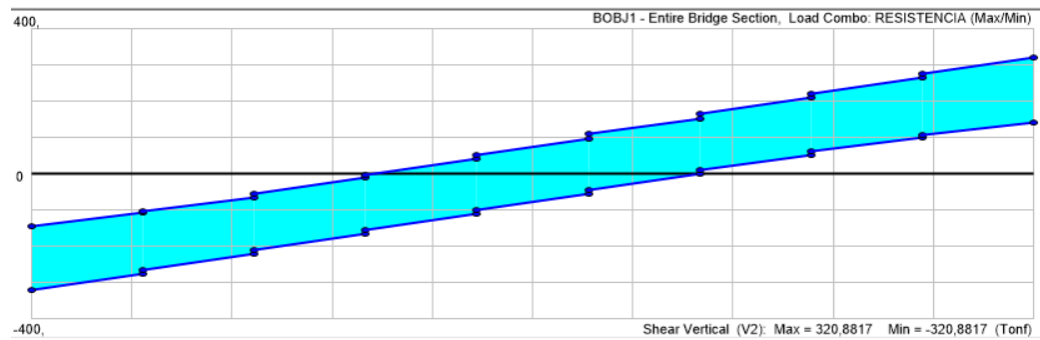
Momento HL-93 sección entera

45m



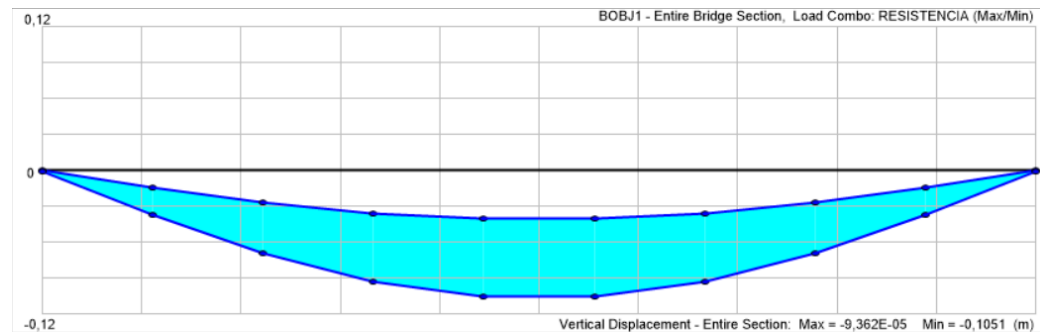
Cortante HL-93 sección entera

45m



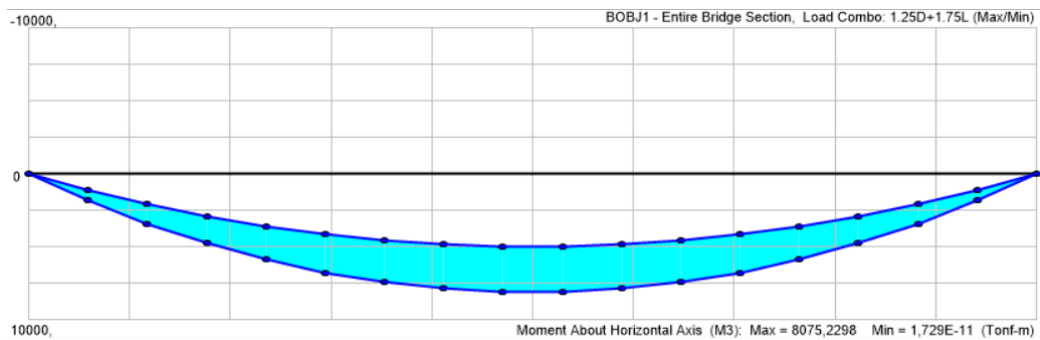
Deflexión HL-93 sección entera

45m



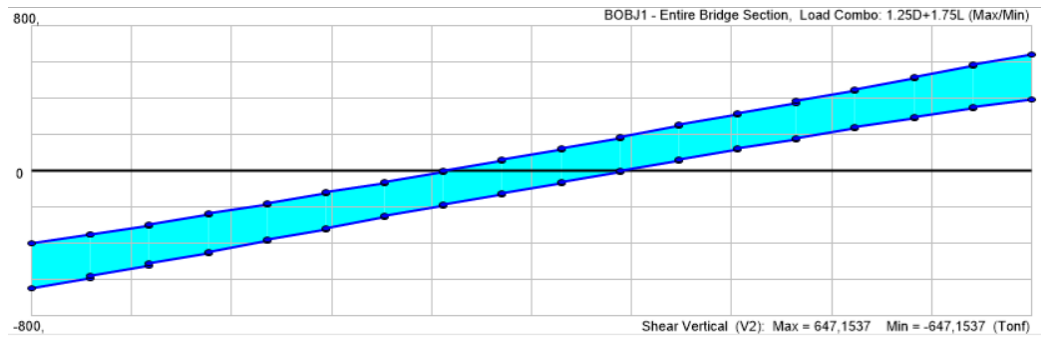
Momento HL-93 sección entera

50m



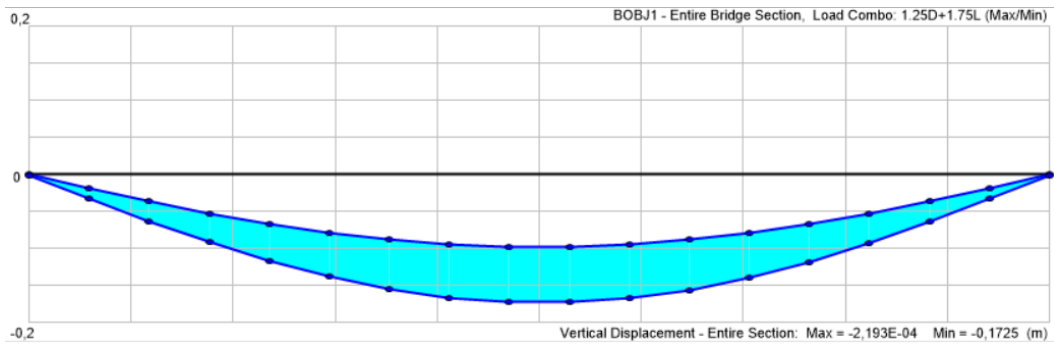
Cortante HL-93 sección entera

50m



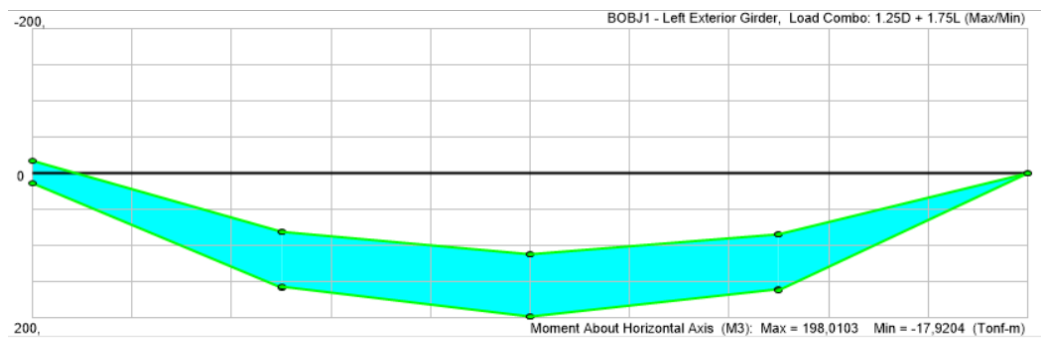
Deflexión HL-93 sección entera

50m



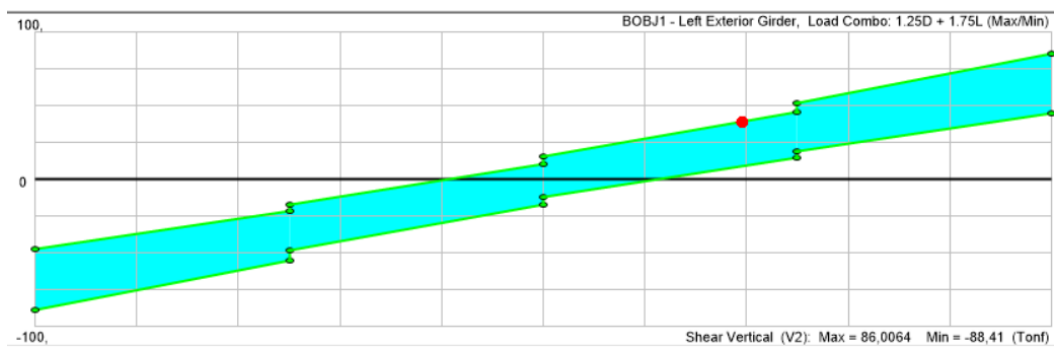
Momento HL-93 vigas exteriores

10m



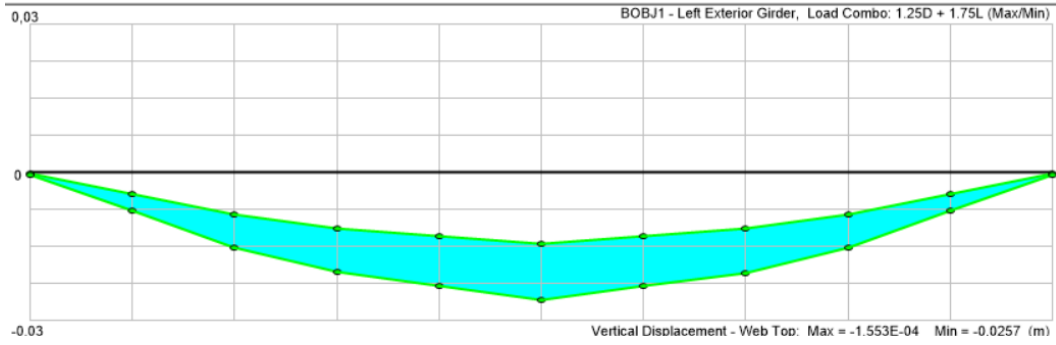
Cortante HL-93 vigas exteriores

10m



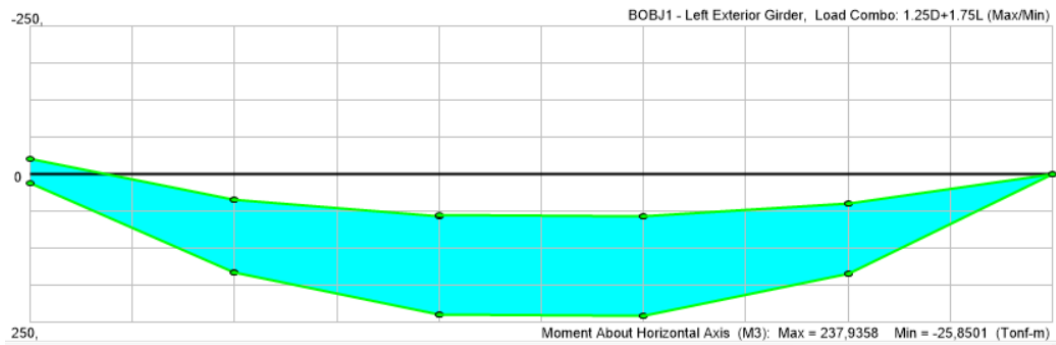
Deflexión HL-93 vigas exteriores

10m



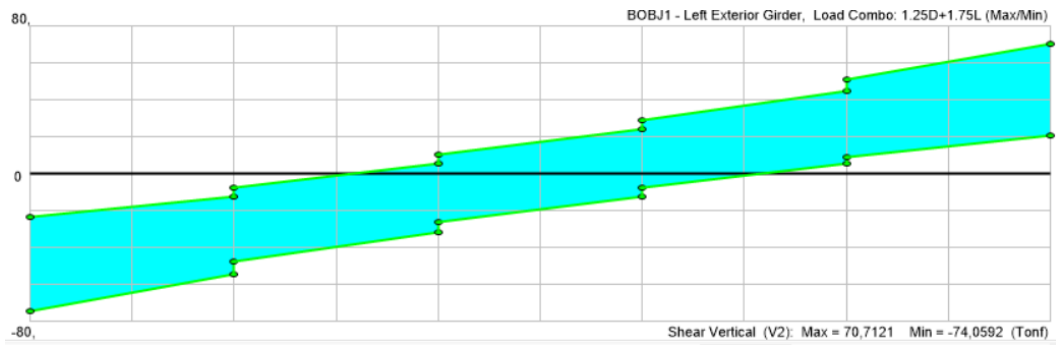
Momento HL-93 vigas exteriores

15m



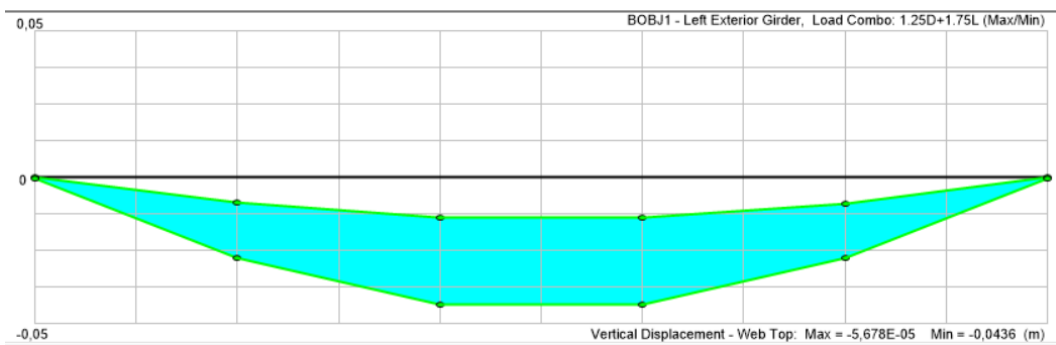
Cortante HL-93 vigas exteriores

15m



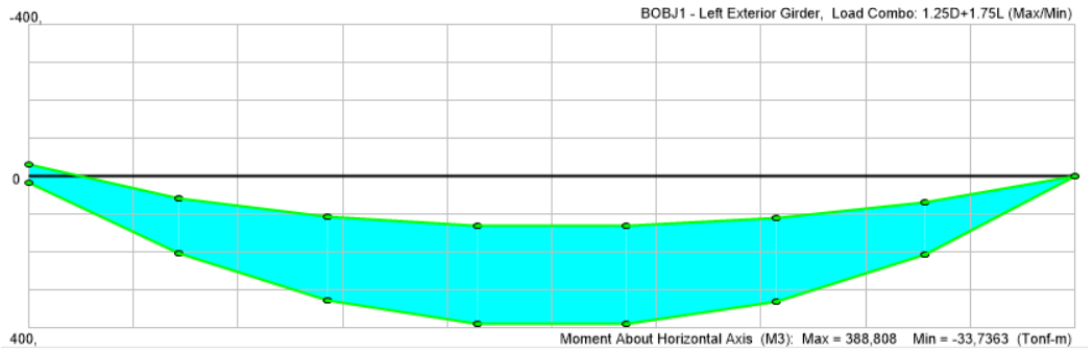
Deflexión HL-93 vigas exteriores

15m



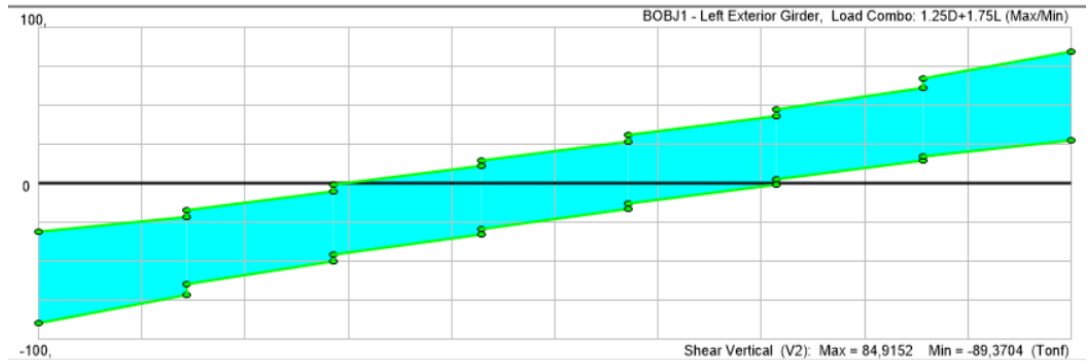
Momento HL-93 vigas exteriores

20m



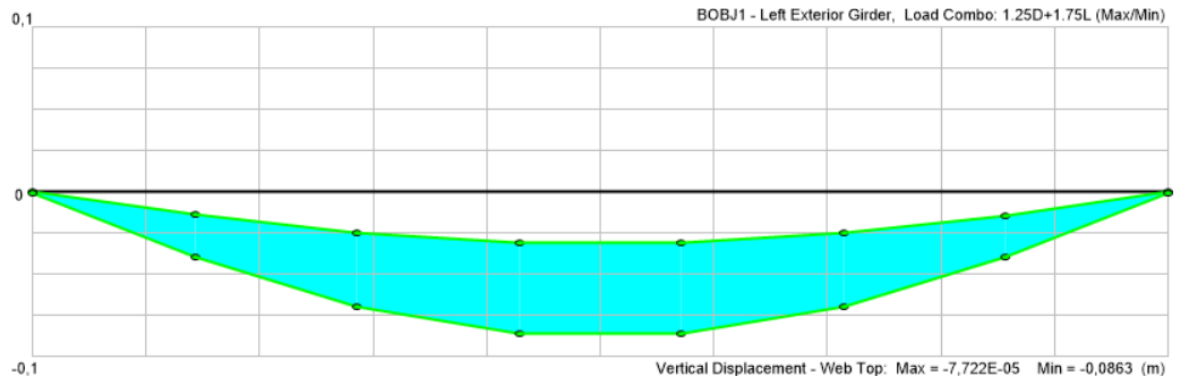
Cortante HL-93 vigas exteriores

20m



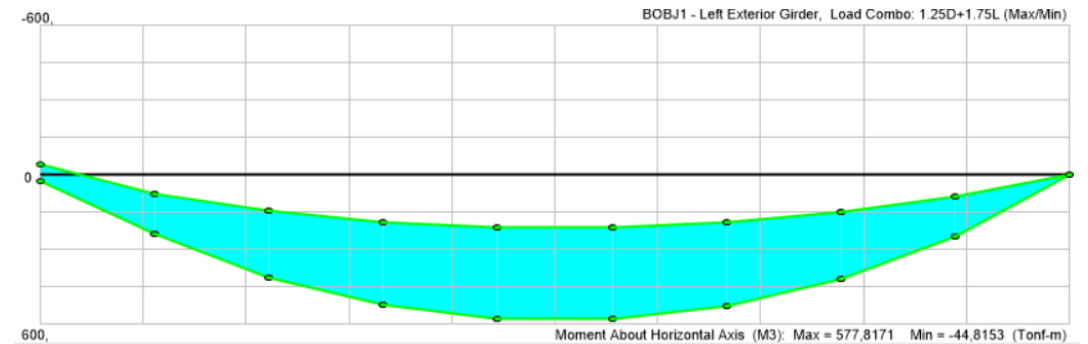
Deflexión HL-93 vigas exteriores

20m



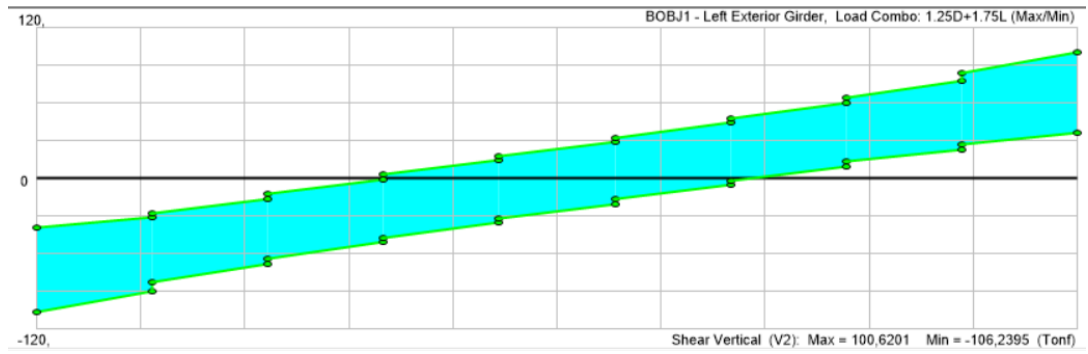
Momento HL-93 vigas exteriores

25m



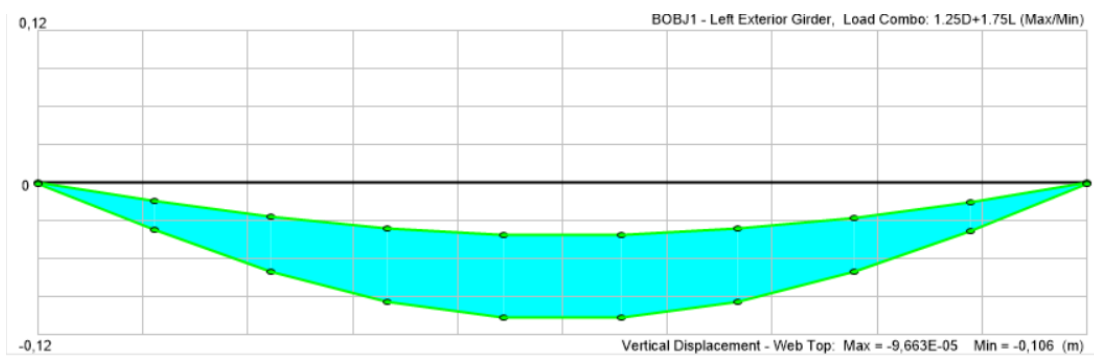
Cortante HL-93 vigas exteriores

25m



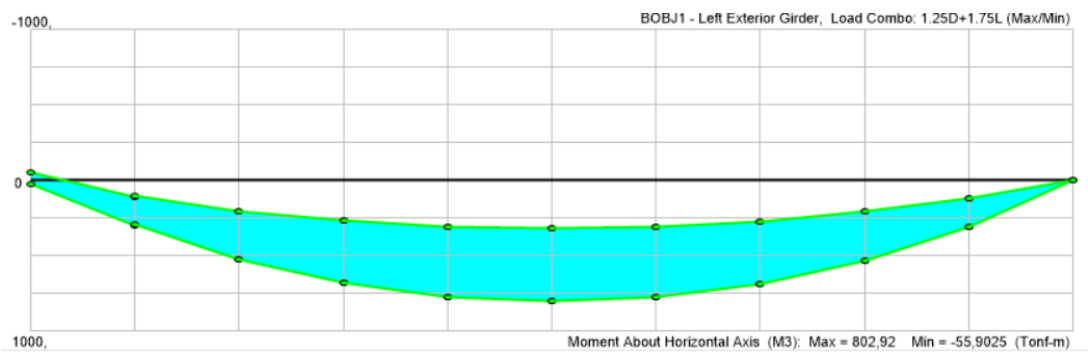
Deflexión HL-93 vigas exteriores

25m



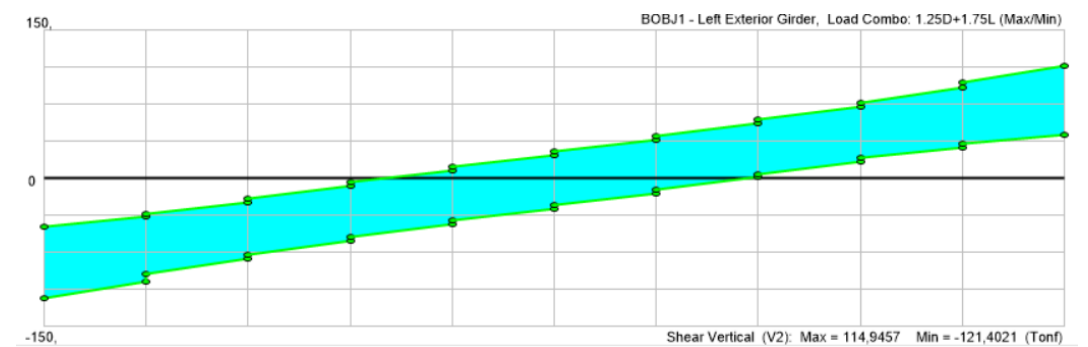
Momento HL-93 vigas exteriores

30m



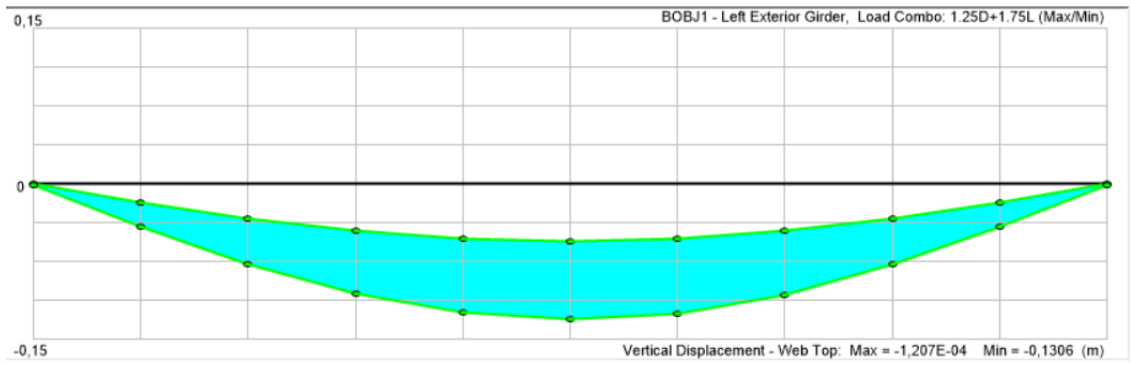
Cortante HL-93 vigas exteriores

30m



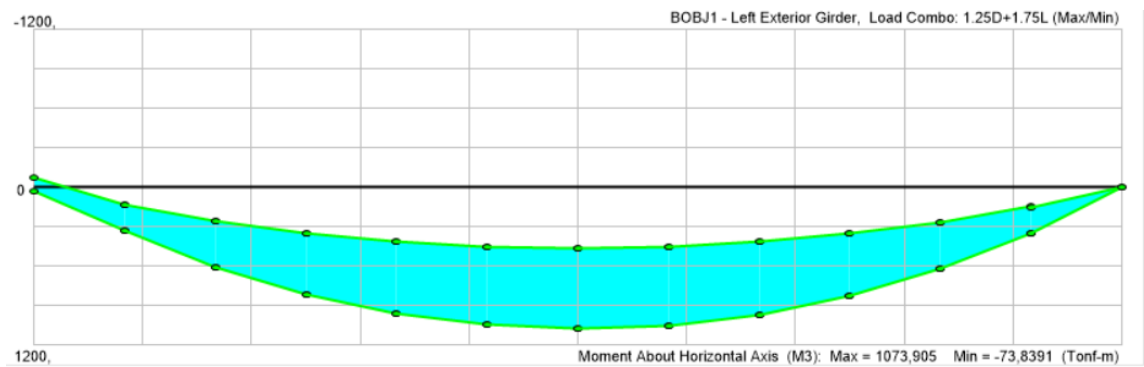
Deflexión HL-93 vigas exteriores

30m



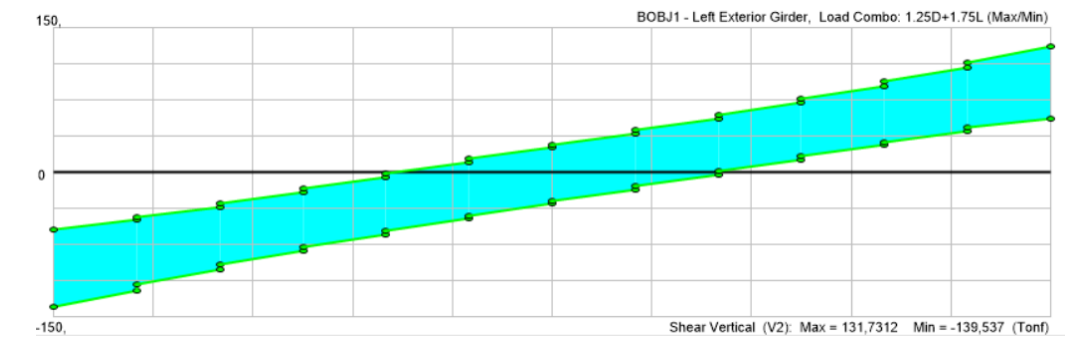
Momento HL-93 vigas exteriores

35m



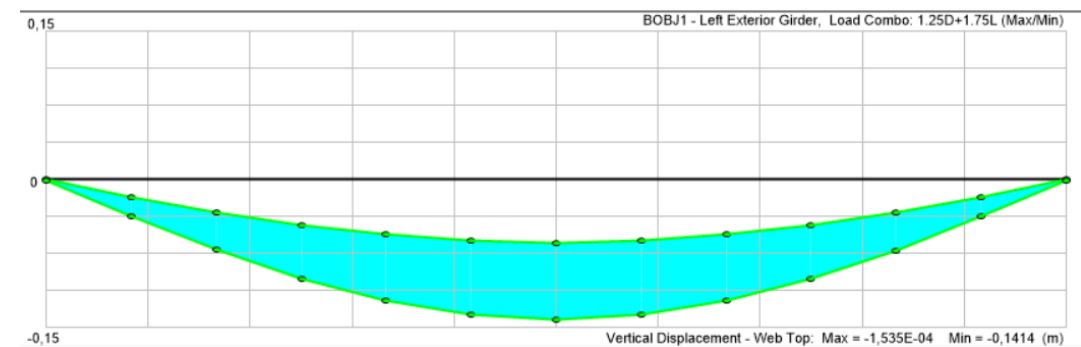
Cortante HL-93 vigas exteriores

35m



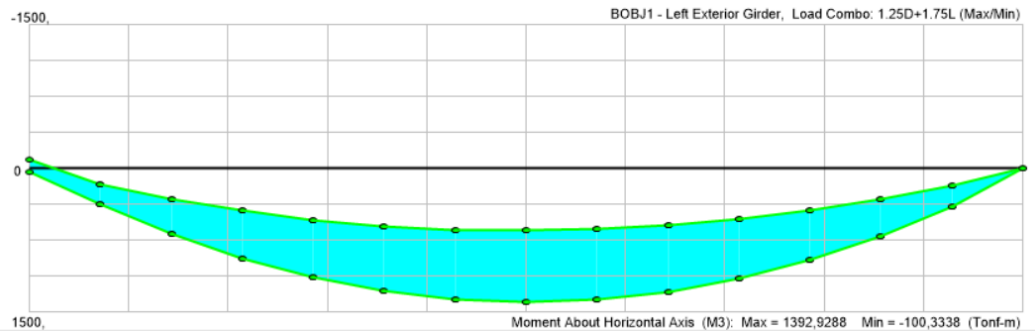
Deflexión HL-93 vigas exteriores

35m



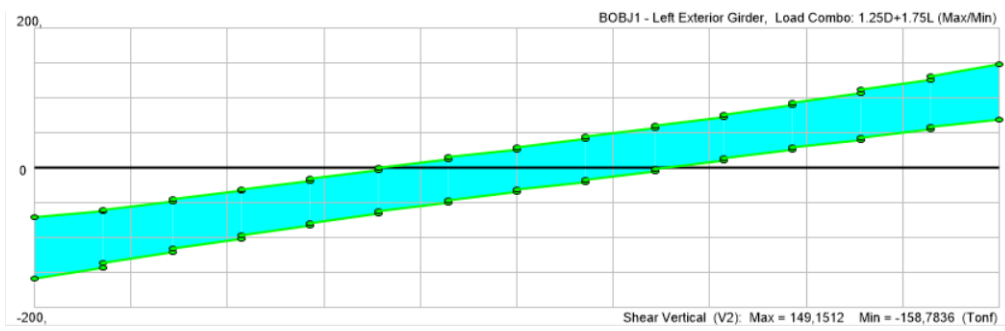
Momento HL-93 vigas exteriores

40m



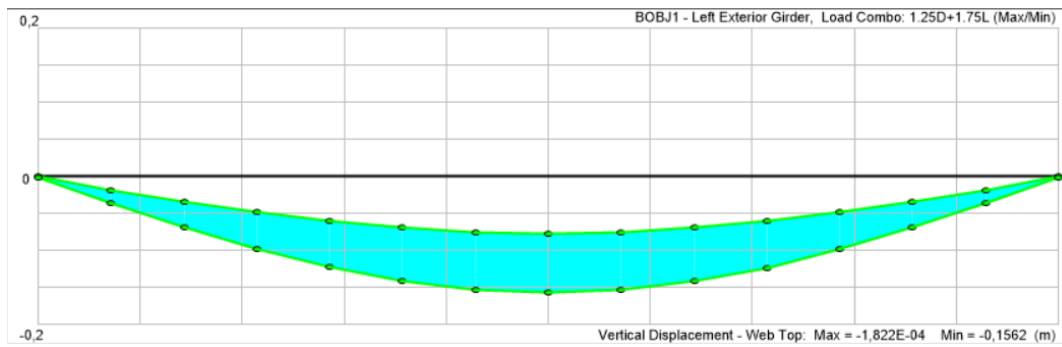
Cortante HL-93 vigas exteriores

40m



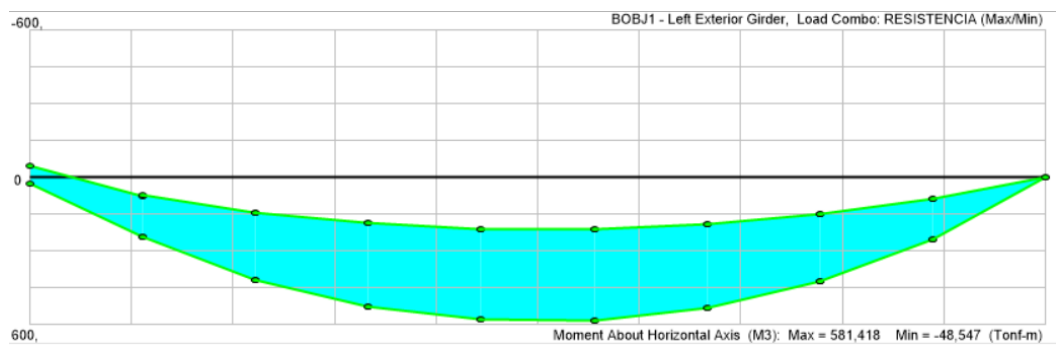
Deflexión HL-93 vigas exteriores

40m



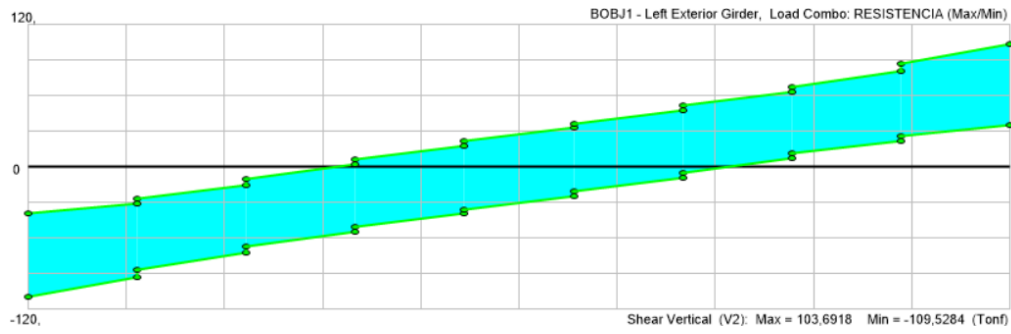
Momento HL-93 vigas exteriores

45m



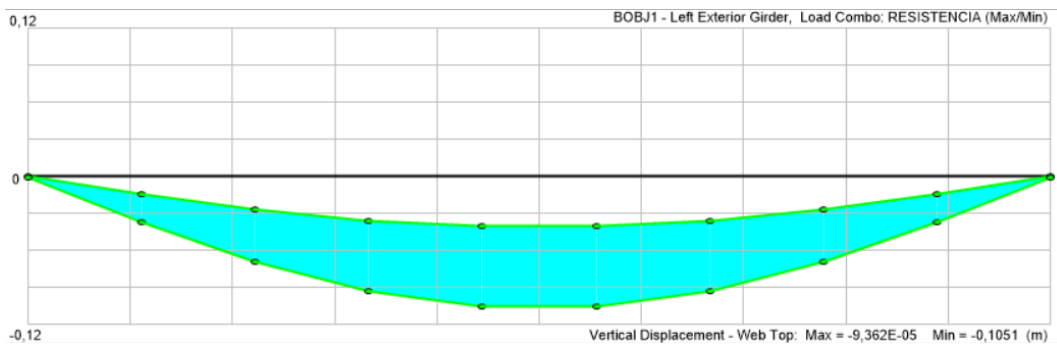
Cortante HL-93 vigas exteriores

45m



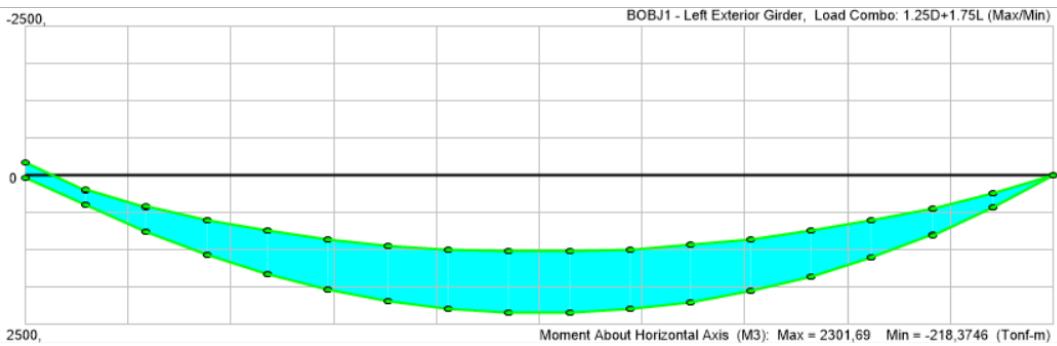
Deflexión HL-93 vigas exteriores

45m



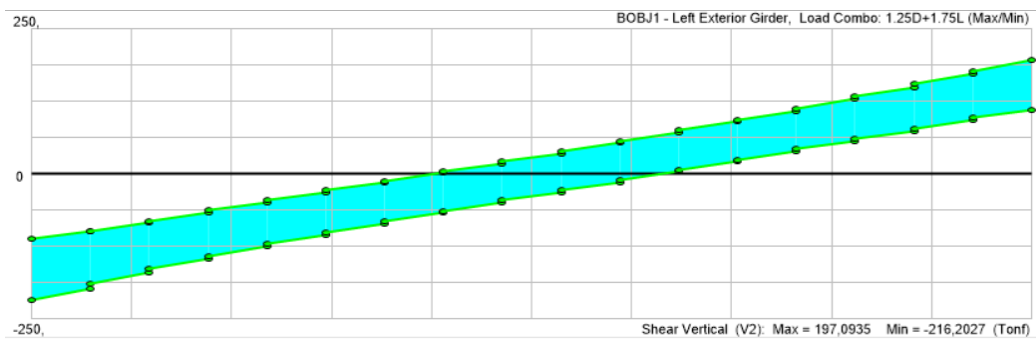
Momento HL-93 vigas exteriores

50m



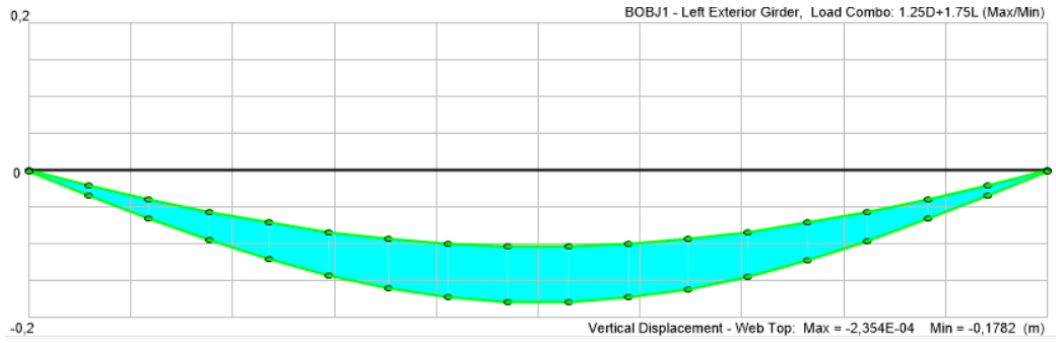
Cortante HL-93 vigas exteriores

50m



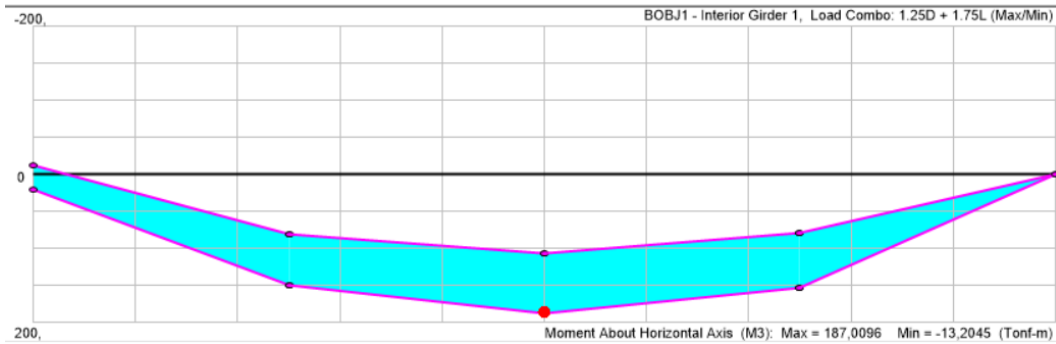
Deflexión HL-93 vigas exteriores

50m



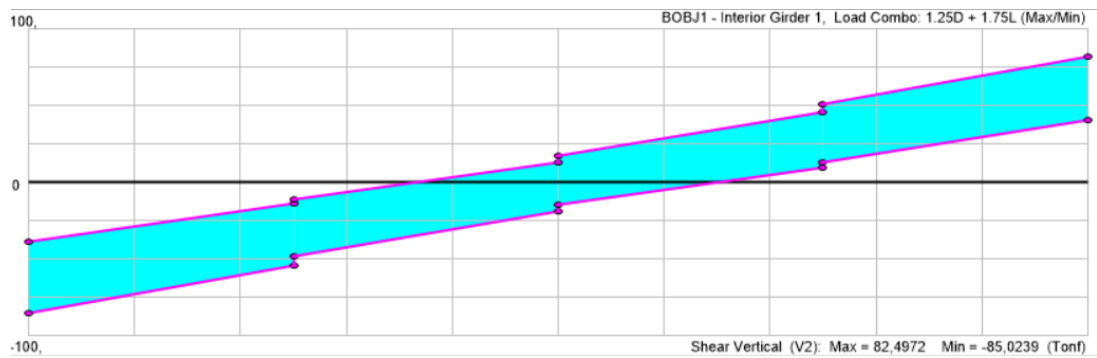
Momento HL-93 vigas interiores

10m



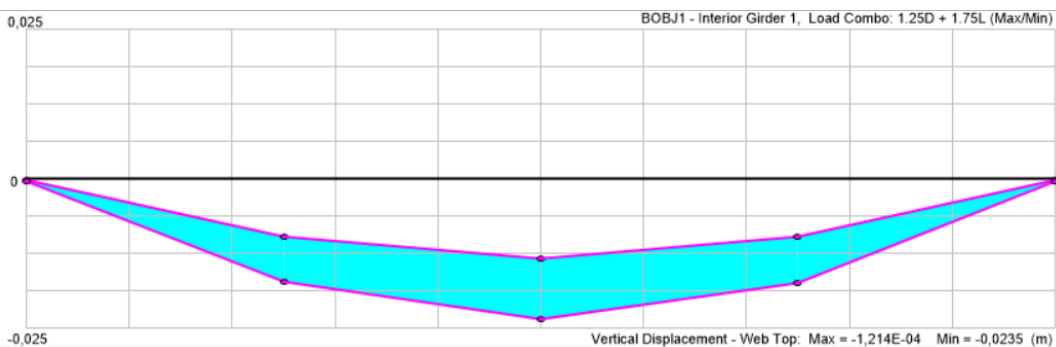
Cortante HL-93 vigas interiores

10m



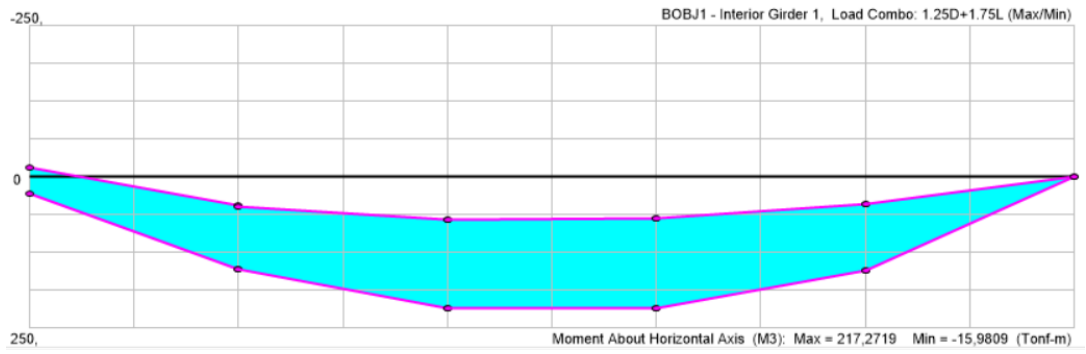
Deflexión HL-93 vigas interiores

10m



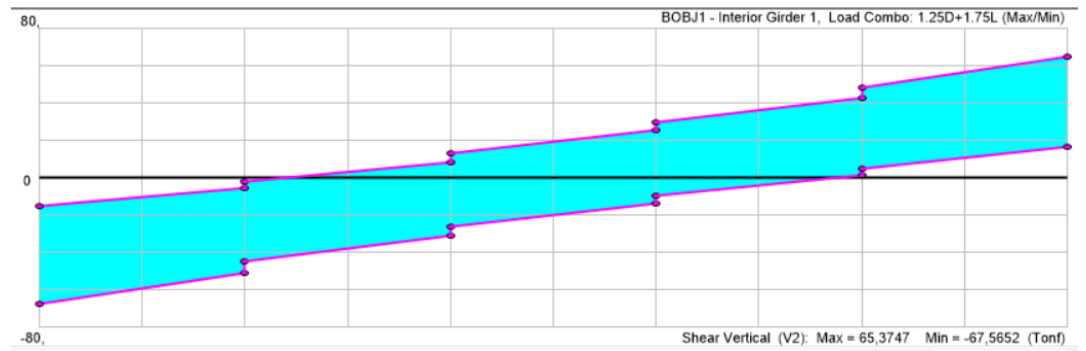
Momento HL-93 vigas interiores

15m



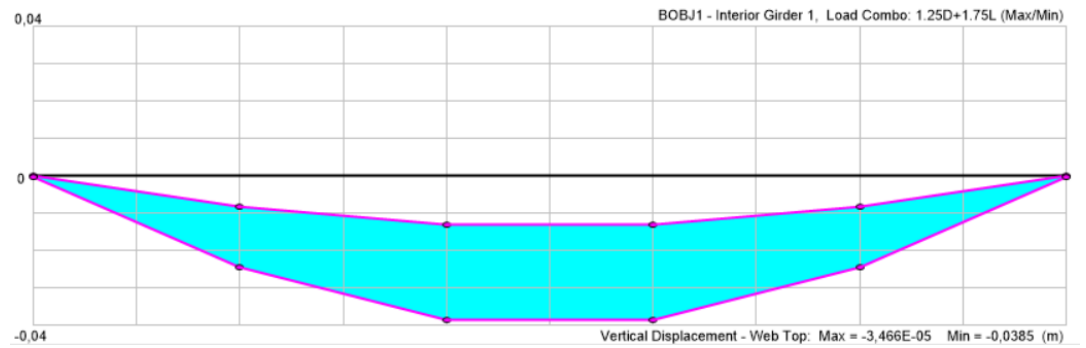
Cortante HL-93 vigas interiores

15m



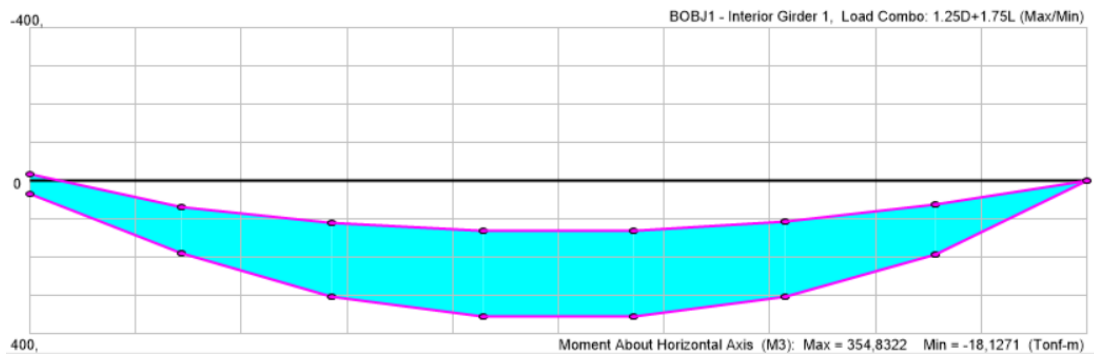
Deflexión HL-93 vigas interiores

15m



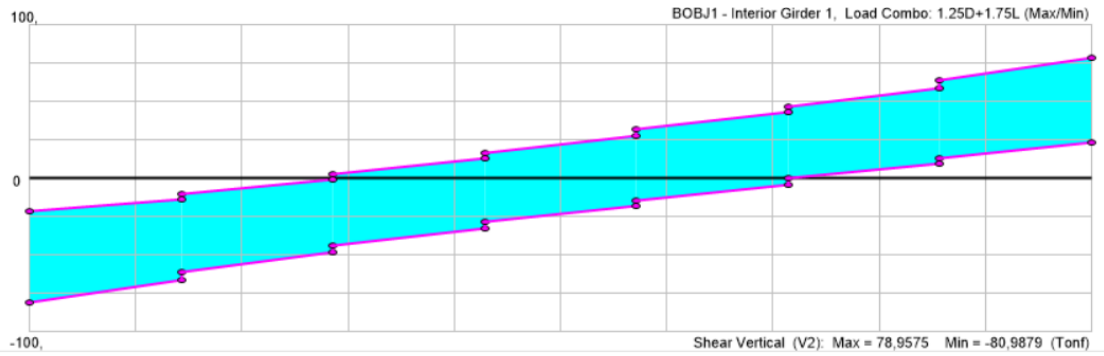
Momento HL-93 vigas interiores

20m



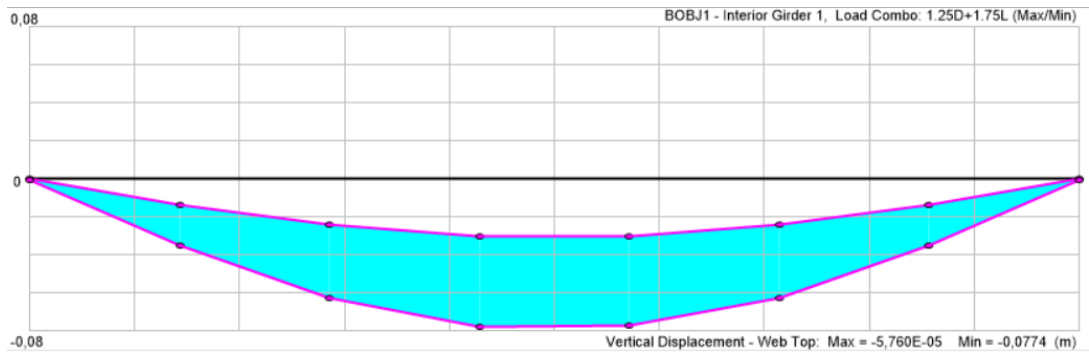
Cortante HL-93 vigas interiores

20m



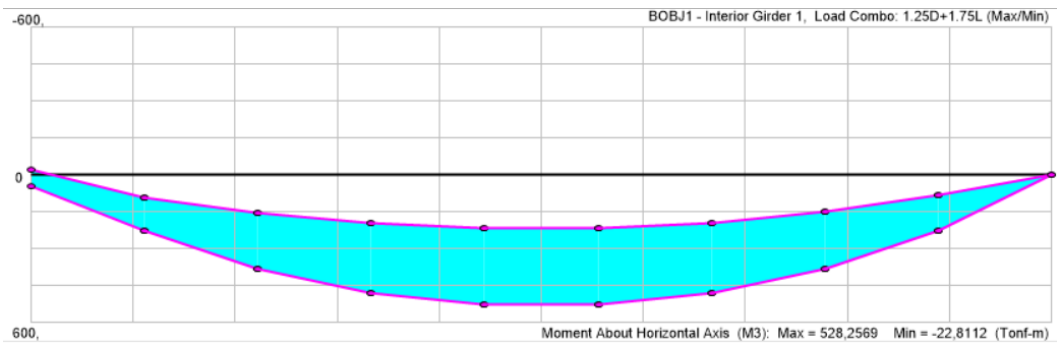
Deflexión HL-93 vigas interiores

20m



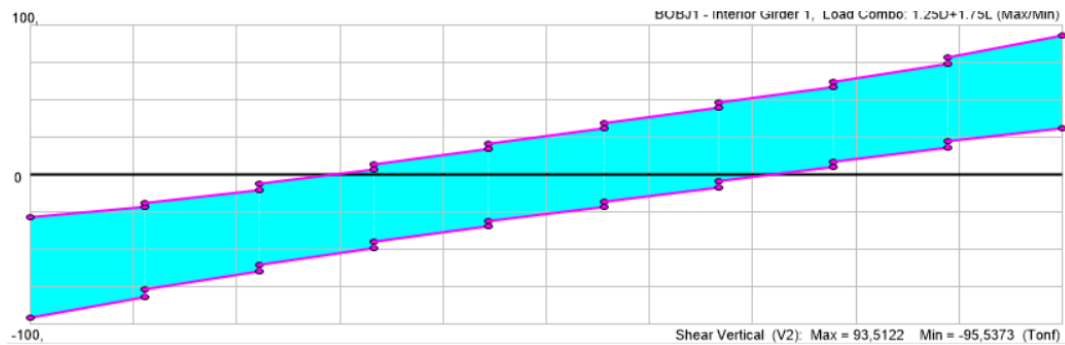
Momento HL-93 vigas interiores

25m



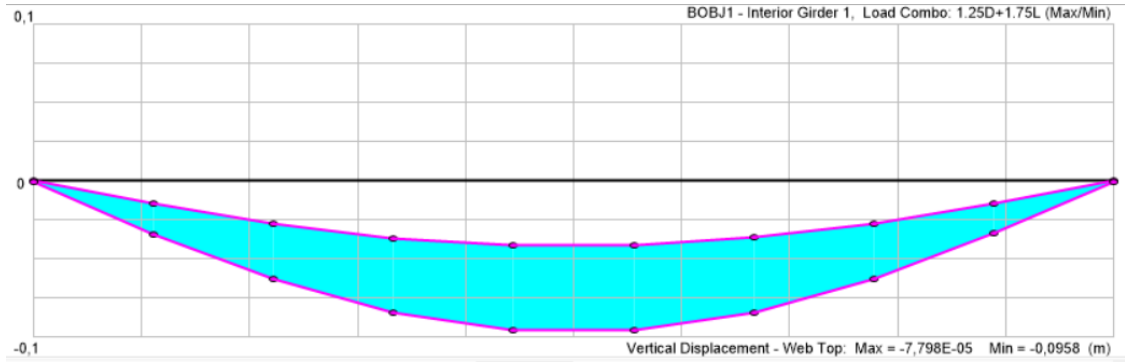
Cortante HL-93 vigas interiores

25m



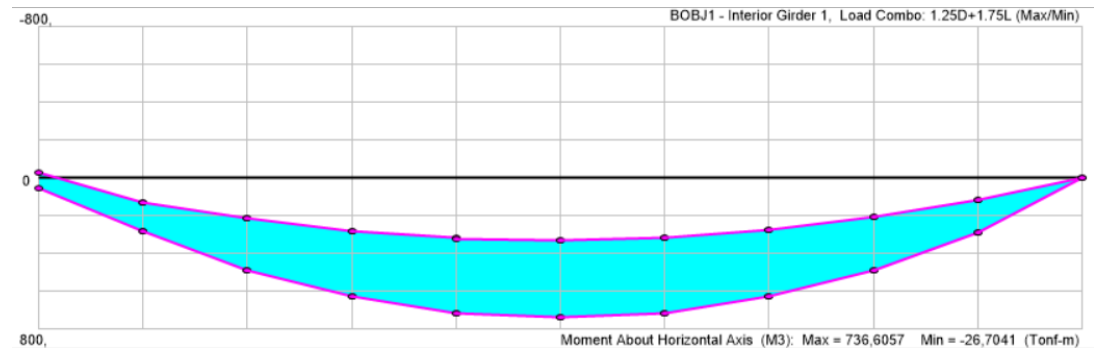
Deflexión HL-93 vigas interiores

25m



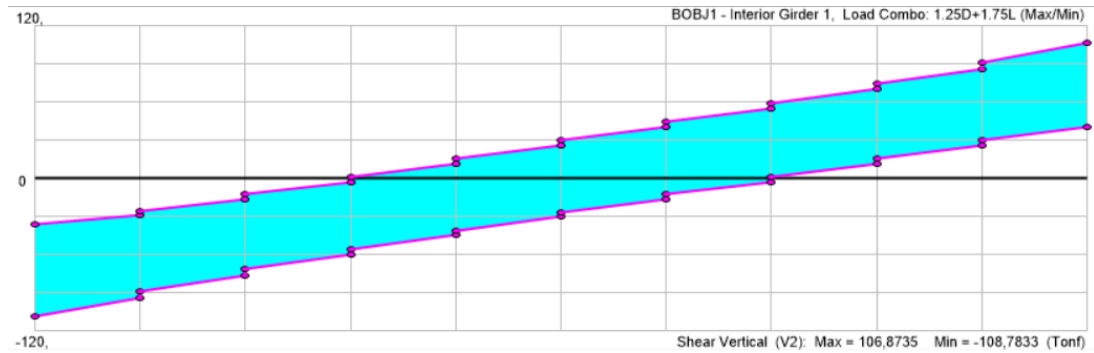
Momento HL-93 vigas interiores

30m



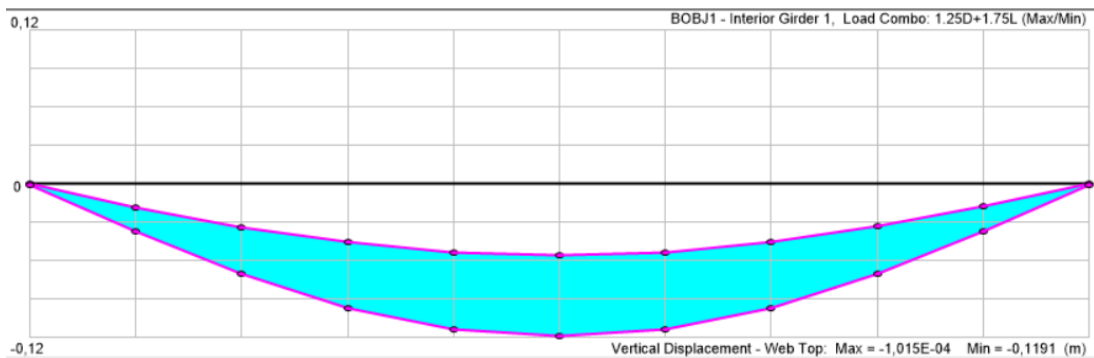
Cortante HL-93 vigas interiores

30m



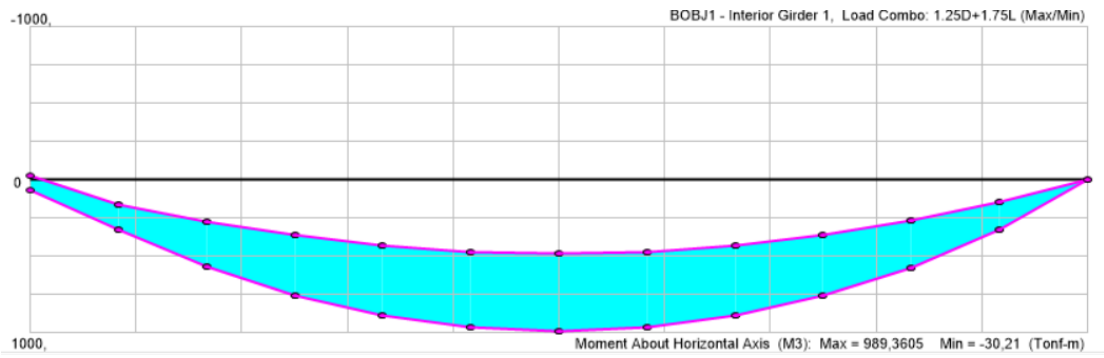
Deflexión HL-93 vigas interiores

30m



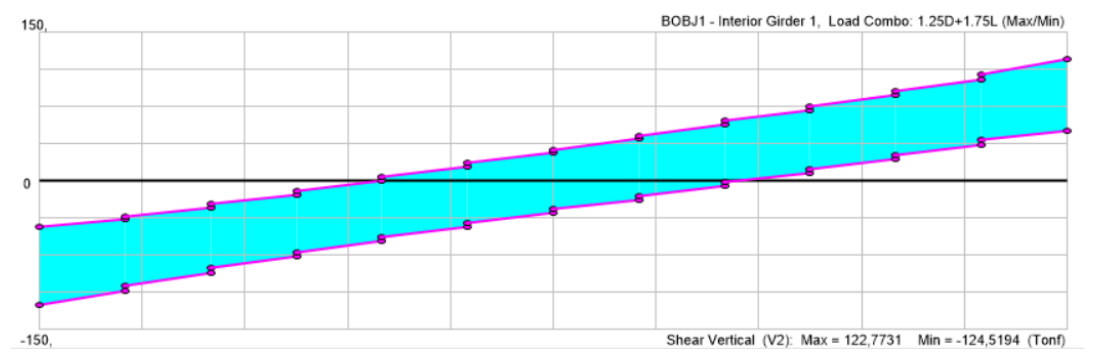
Momento HL-93 vigas interiores

35m



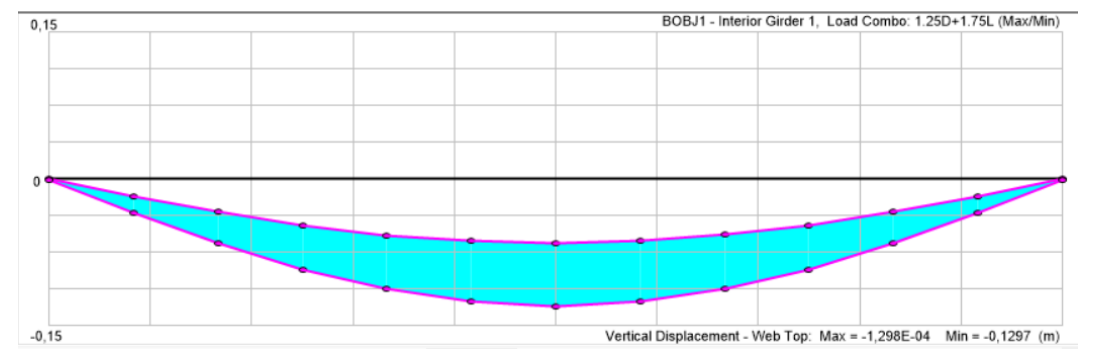
Cortante HL-93 vigas interiores

35m



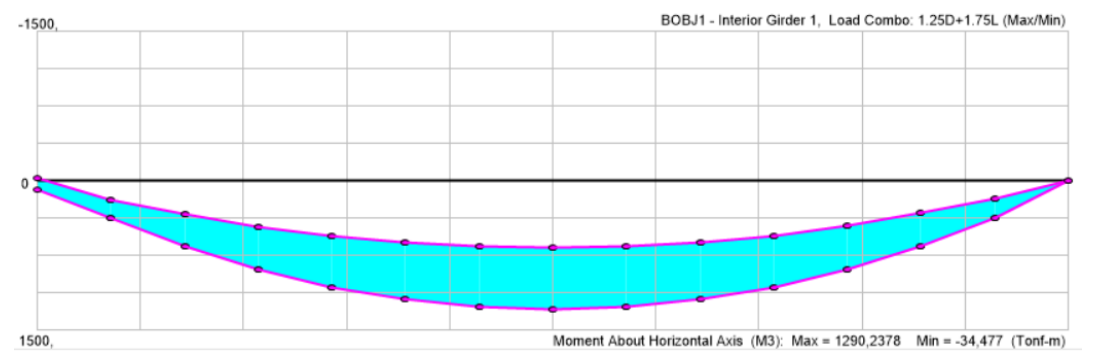
Deflexión HL-93 vigas interiores

35m



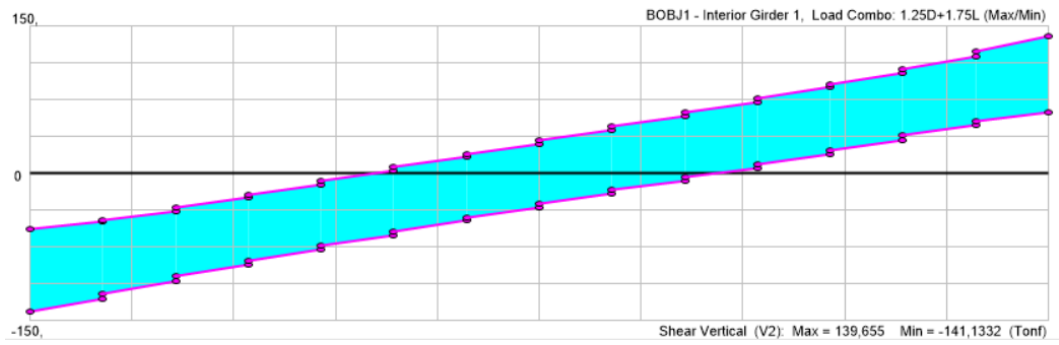
Momento HL-93 vigas interiores

40m



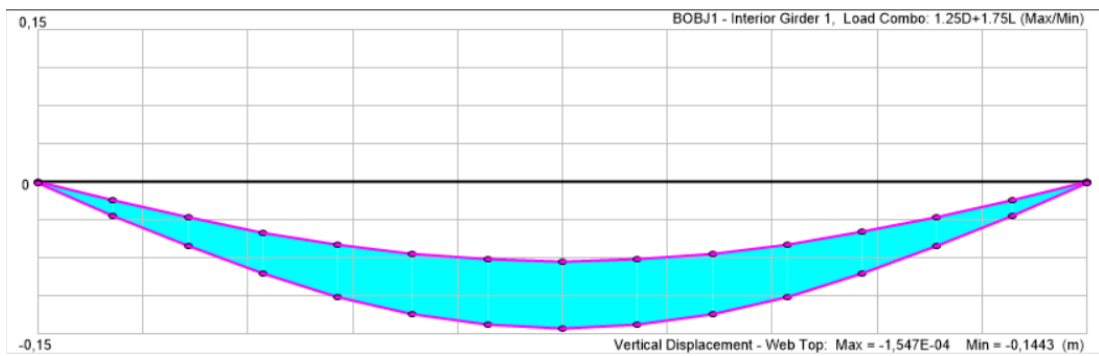
Cortante HL-93 vigas interiores

40m



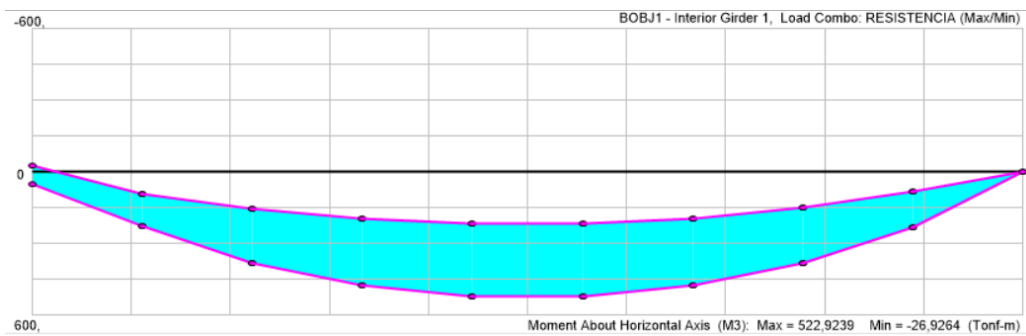
Deflexión HL-93 vigas interiores

40m



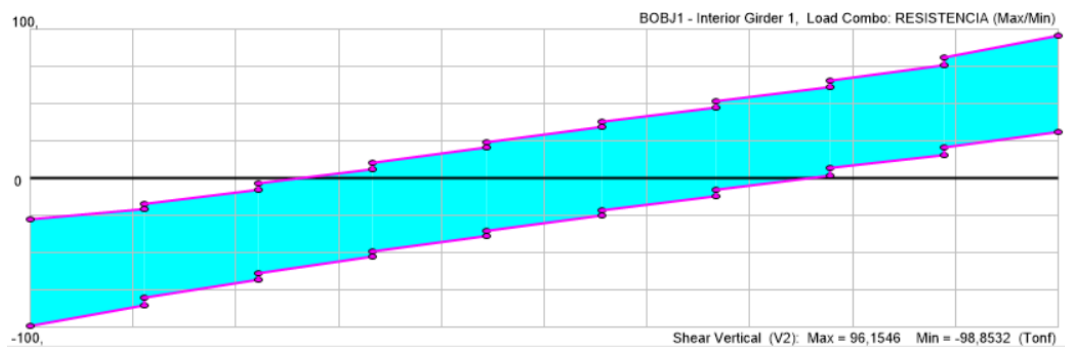
Momento HL-93 vigas interiores

45m



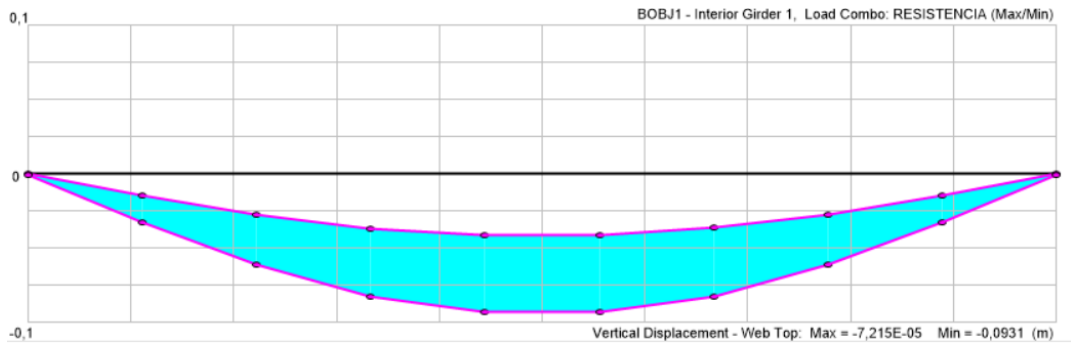
Cortante HL-93 vigas interiores

45m



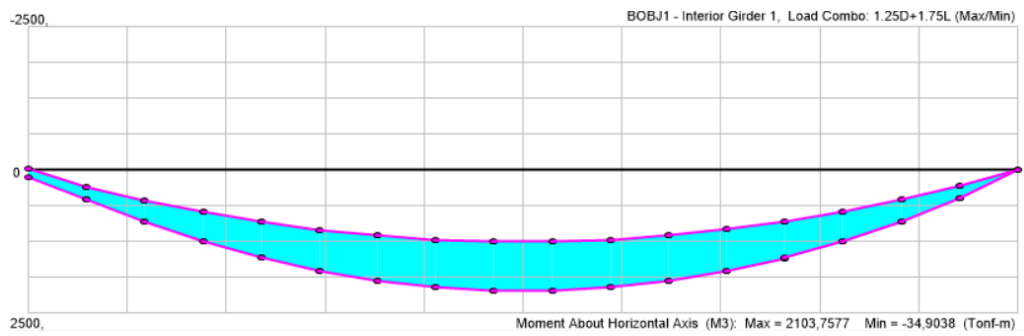
Deflexión HL-93 vigas interiores

45m



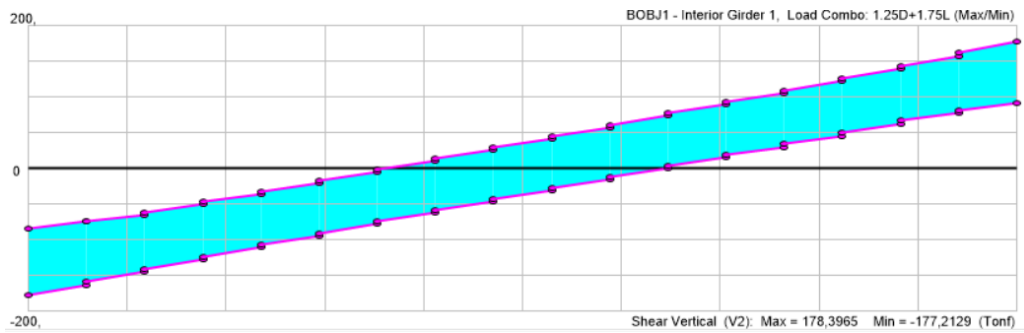
Momento HL-93 vigas interiores

50m



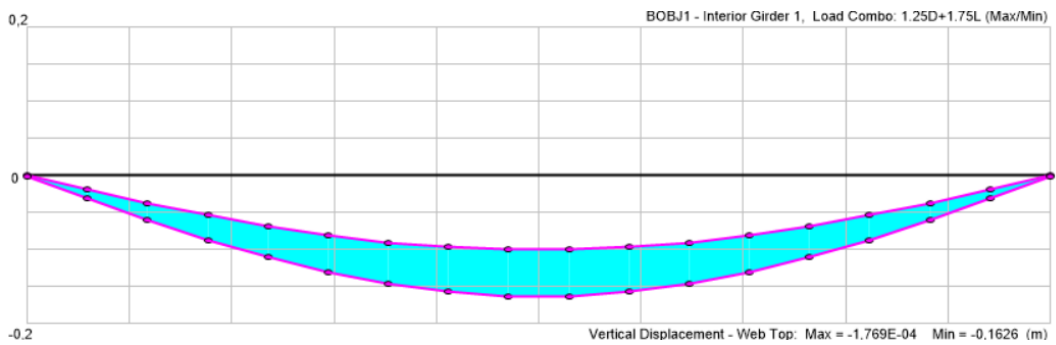
Cortante HL-93 vigas interiores

50m



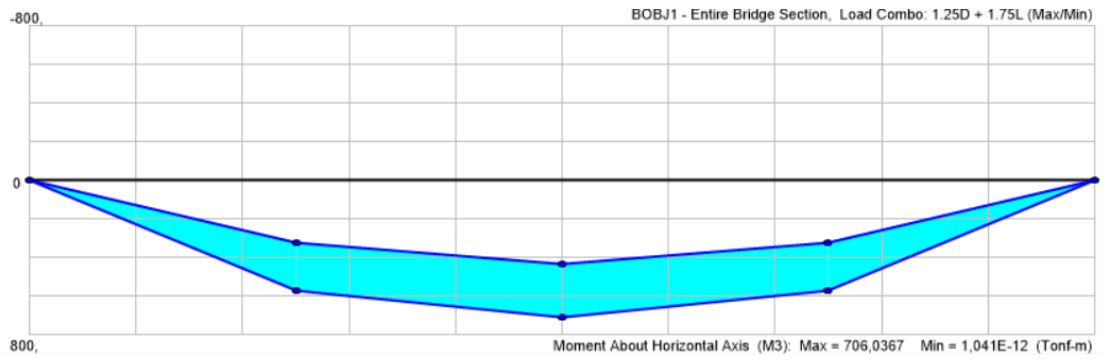
Deflexión HL-93 vigas interiores

50m



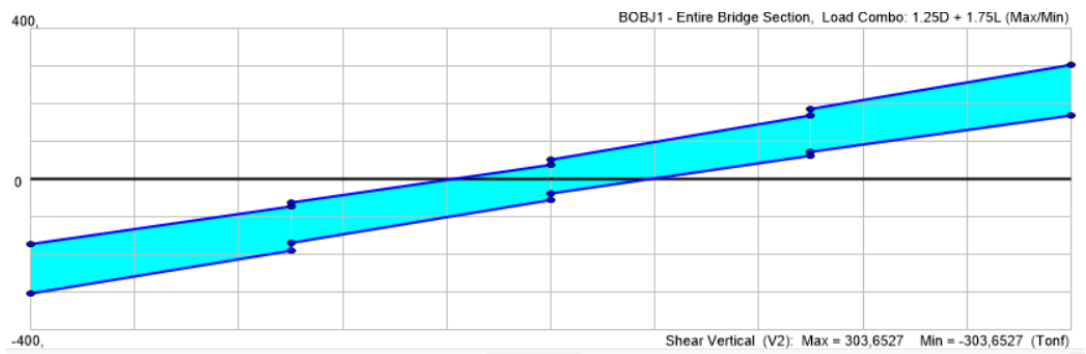
Momento HS-MTOP sección entera

10m



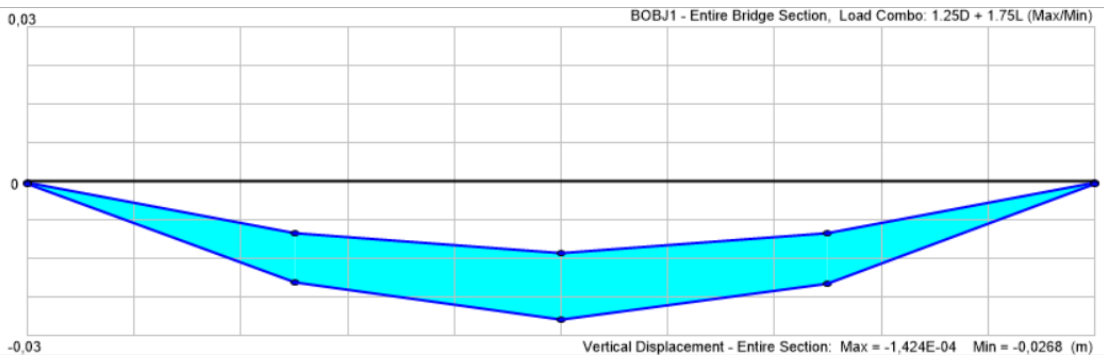
Cortante HS-MTOP sección entera

10m



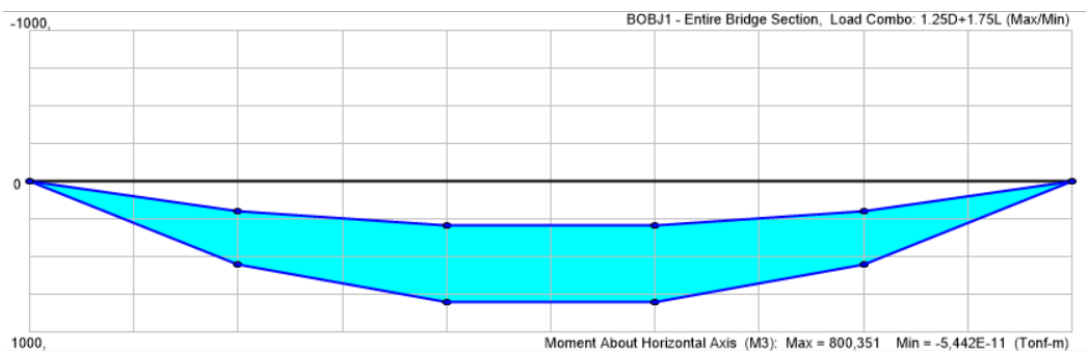
Deflexión HS-MTOP sección entera

10m



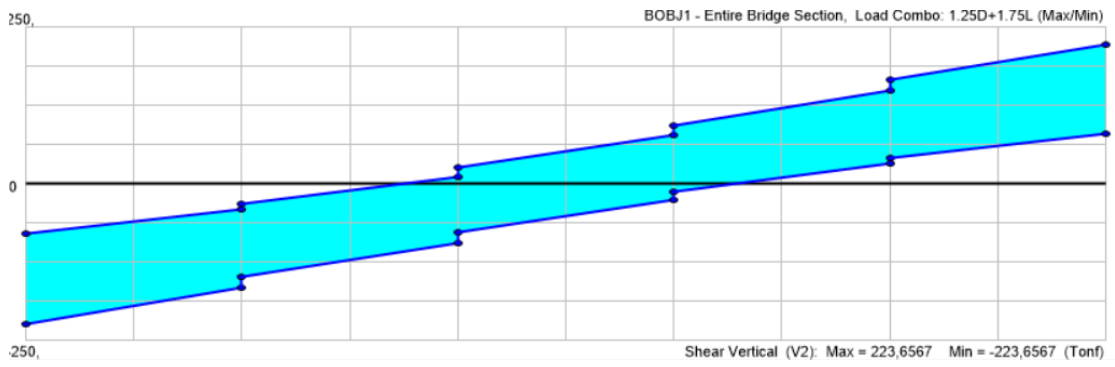
Momento HS-MTOP sección entera

15m



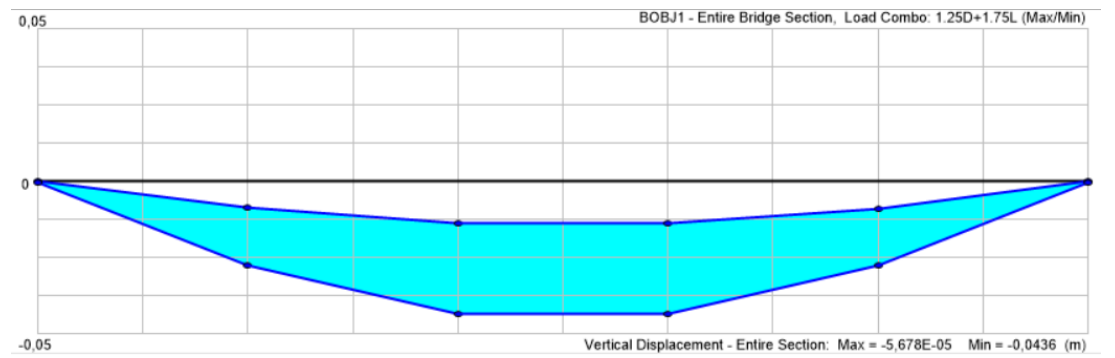
Cortante HS-MTOP sección entera

15m



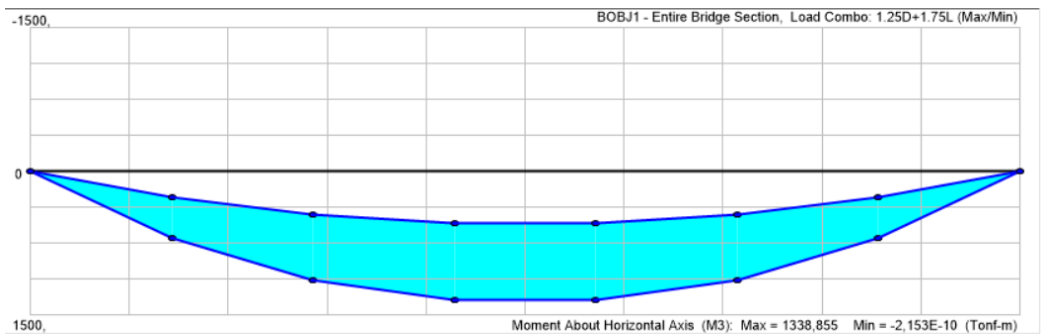
Deflexión HS-MTOP sección entera

15m



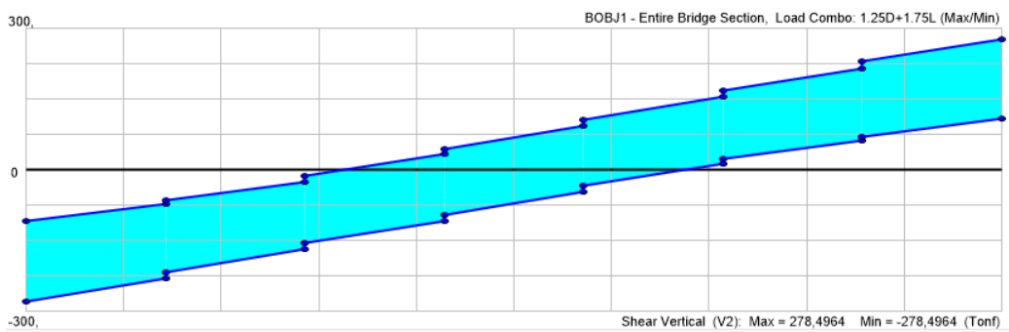
Momento HS-MTOP sección entera

20m



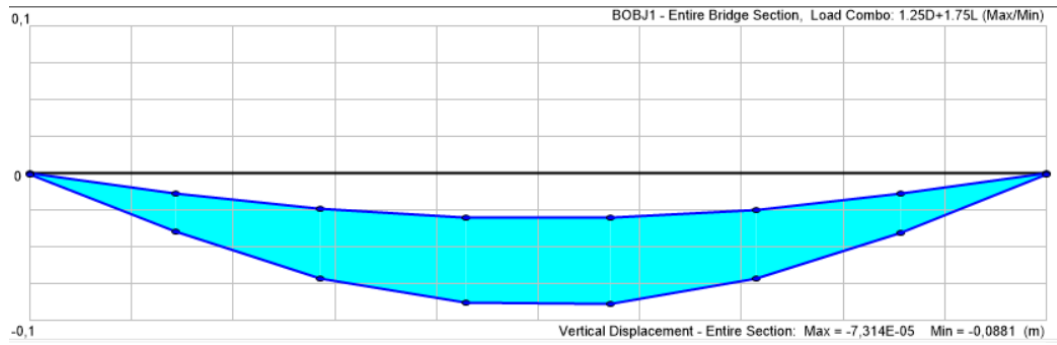
Cortante HS-MTOP sección entera

20m



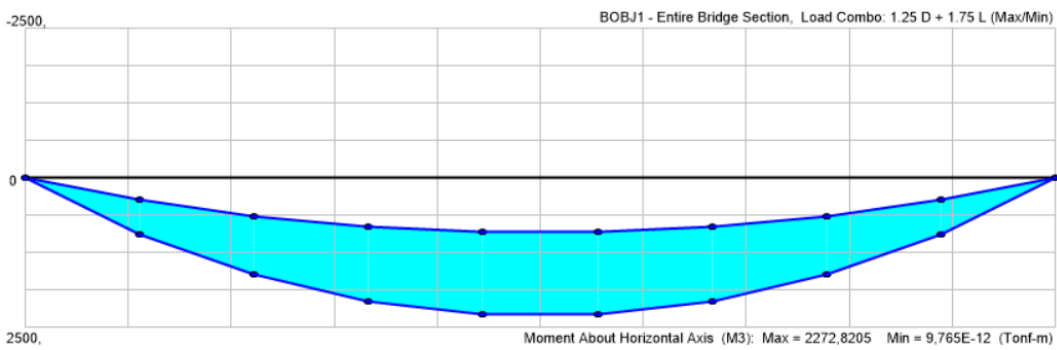
Deflexión HS-MTOP sección entera

20m



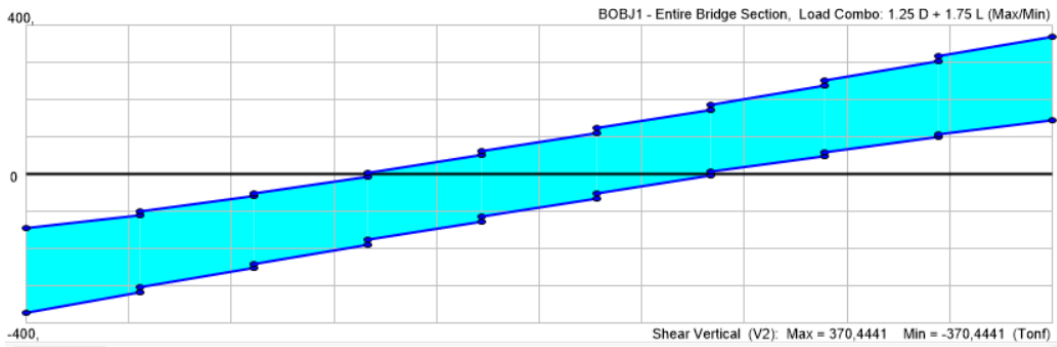
Momento HS-MTOP sección entera

25m



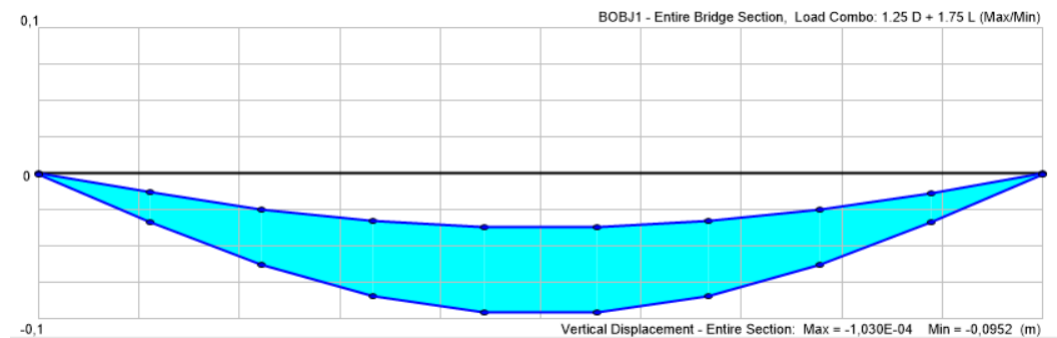
Cortante HS-MTOP sección entera

25m



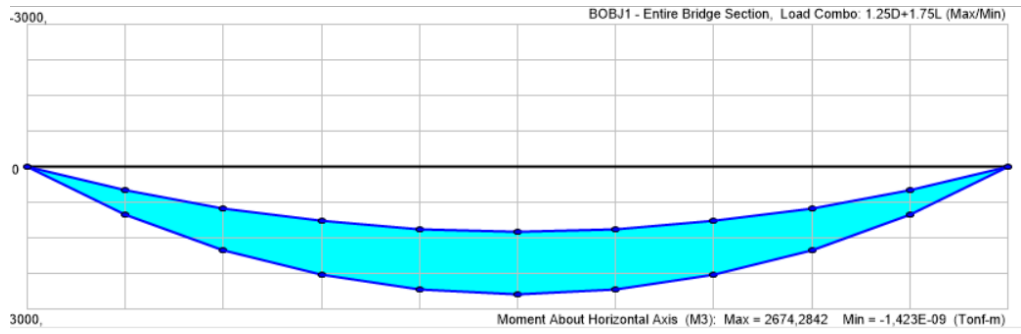
Deflexión HS-MTOP sección entera

25m



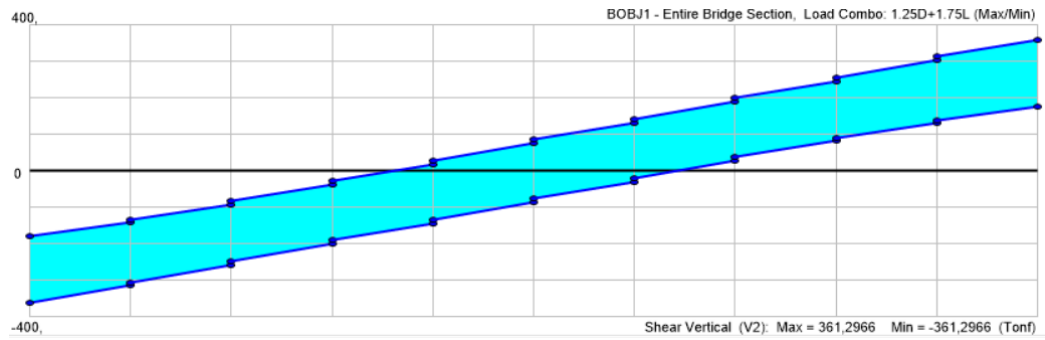
Momento HS-MTOP sección entera

30m



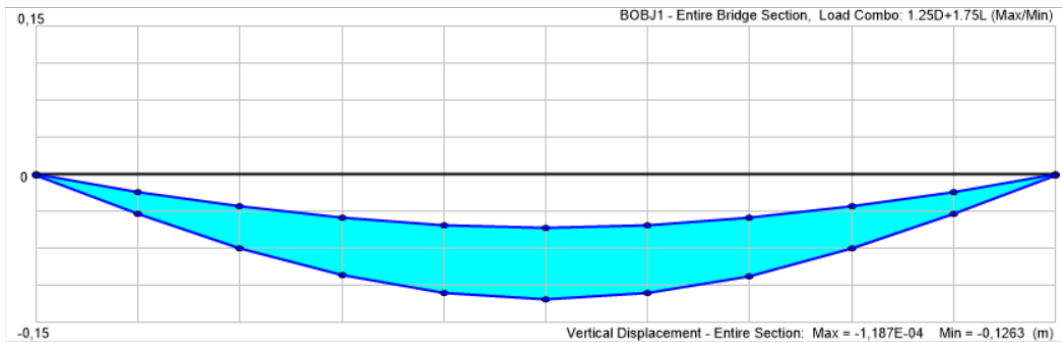
Cortante HS-MTOP sección entera

30m



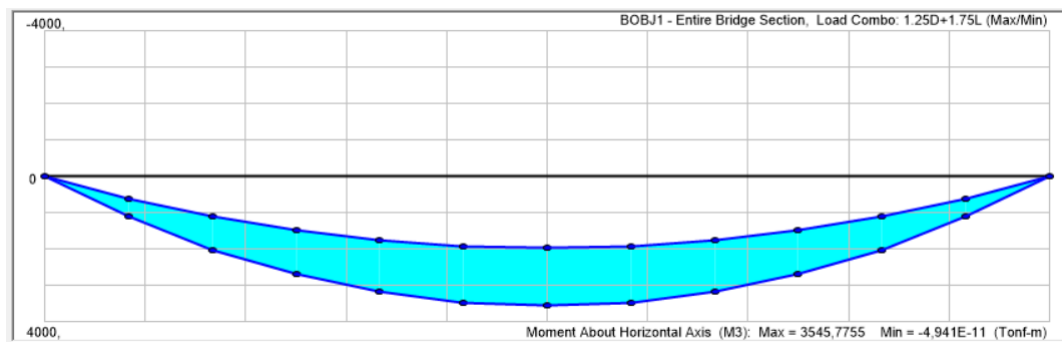
Deflexión HS-MTOP sección entera

30m



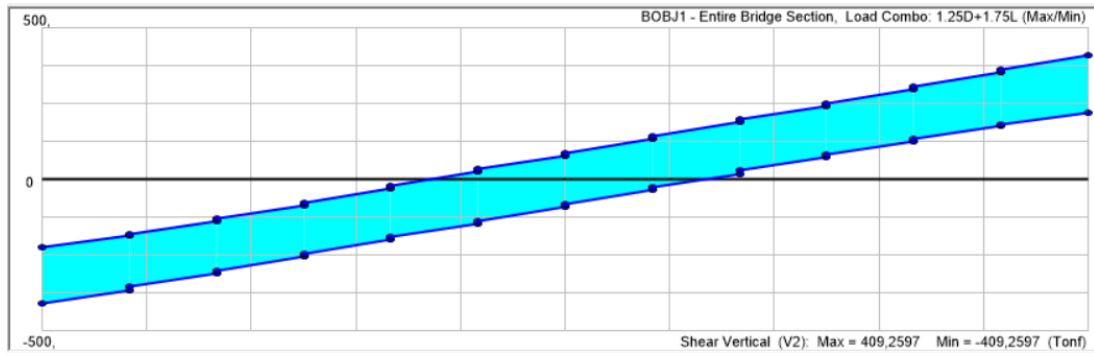
Momento HS-MTOP sección entera

35m



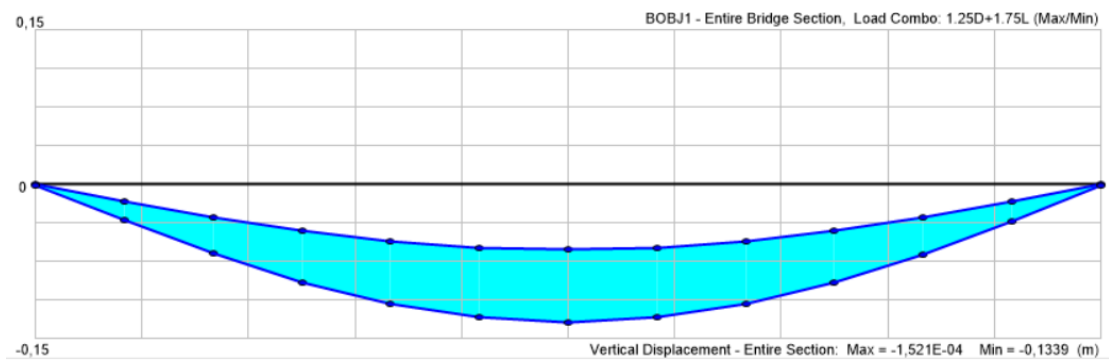
Cortante HS-MTOP sección entera

35m



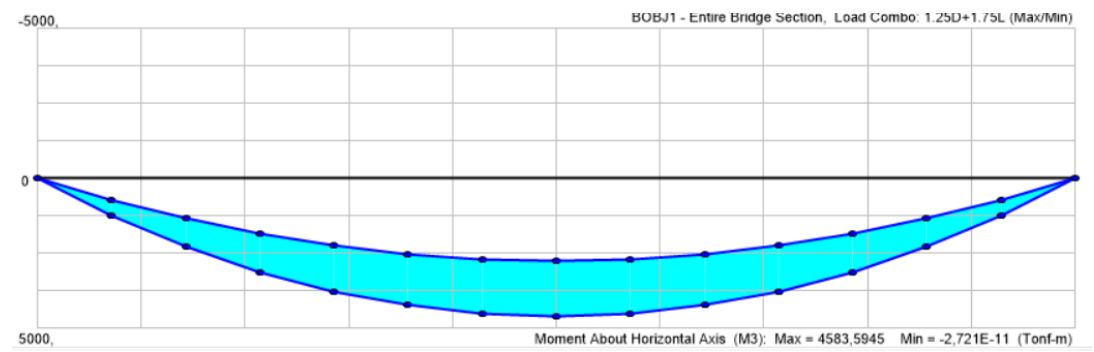
Deflexión HS-MTOP sección entera

35m



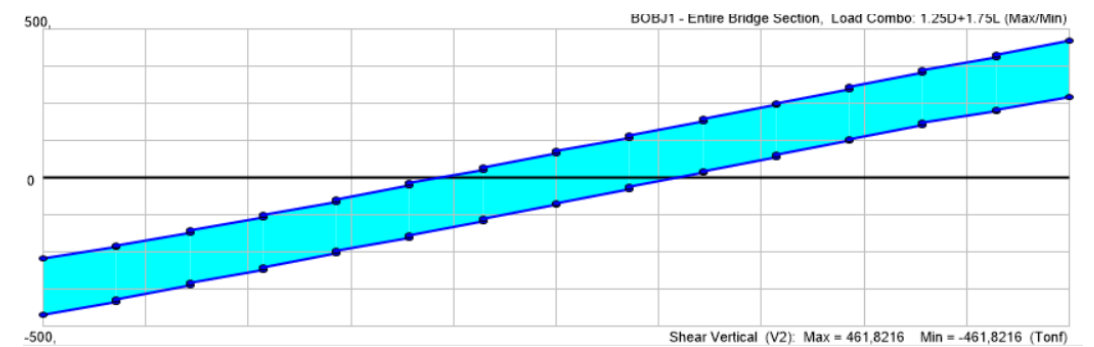
Momento HS-MTOP sección entera

40m



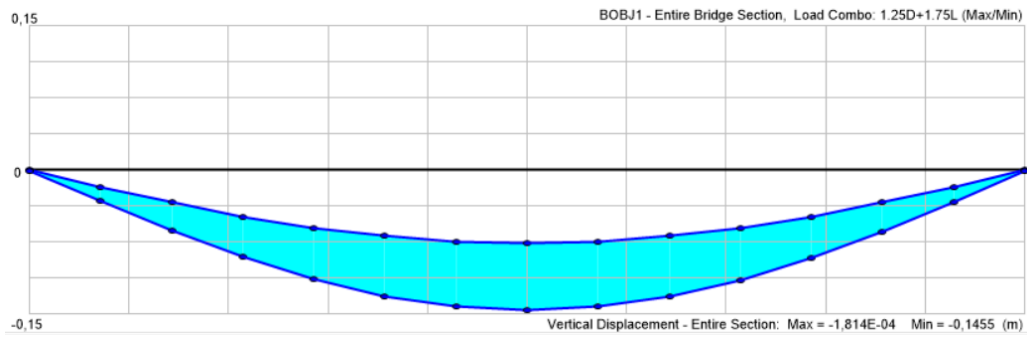
Cortante HS-MTOP sección entera

40m



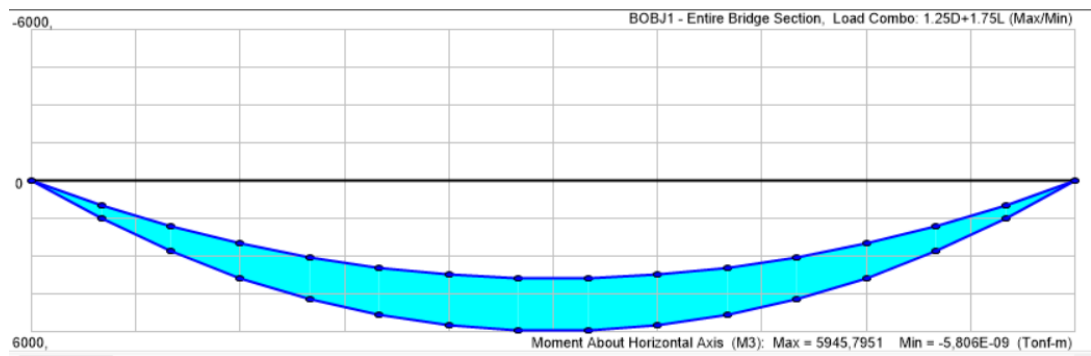
Deflexión HS-MTOP sección entera

40m



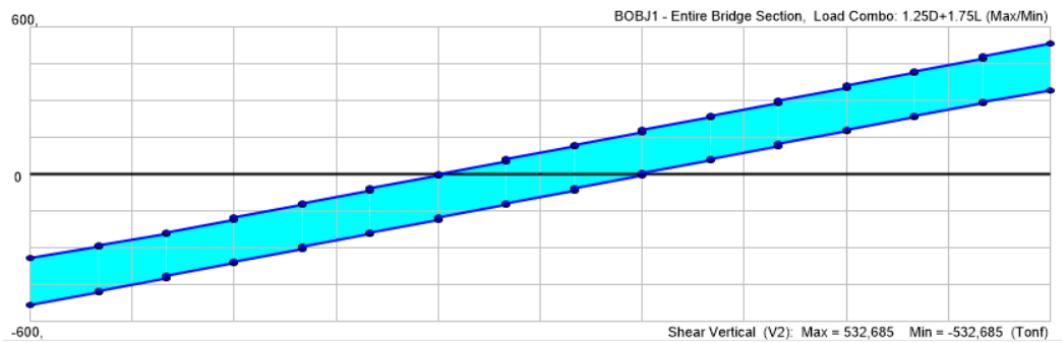
Momento HS-MTOP sección entera

45m



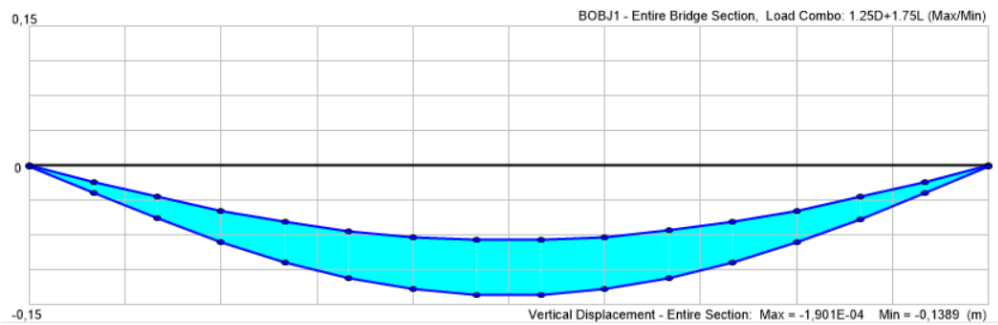
Cortante HS-MTOP sección entera

45m



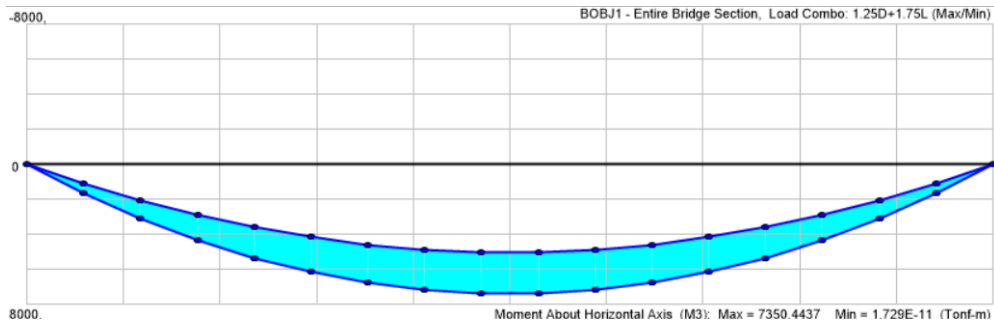
Deflexión HS-MTOP sección entera

45m



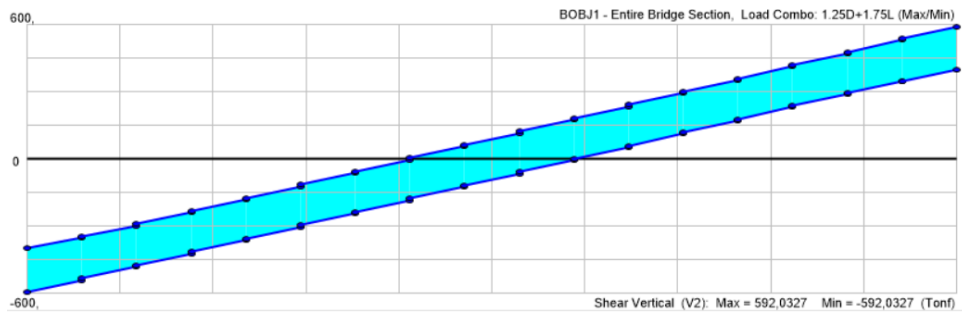
Momento HS-MTOP sección entera

50m



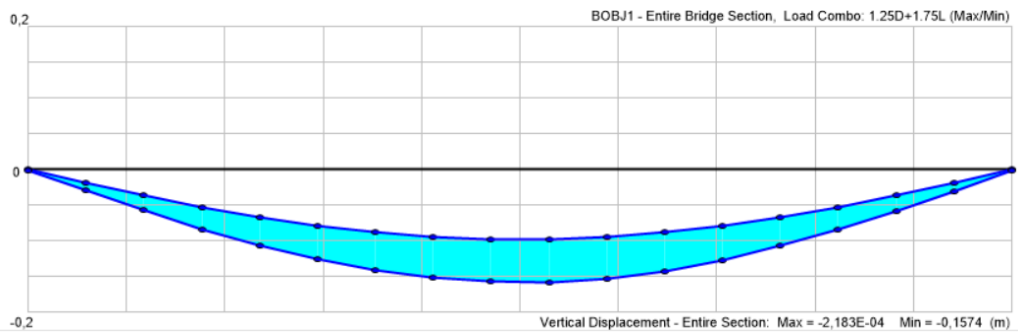
Cortante HS-MTOP sección entera

50m



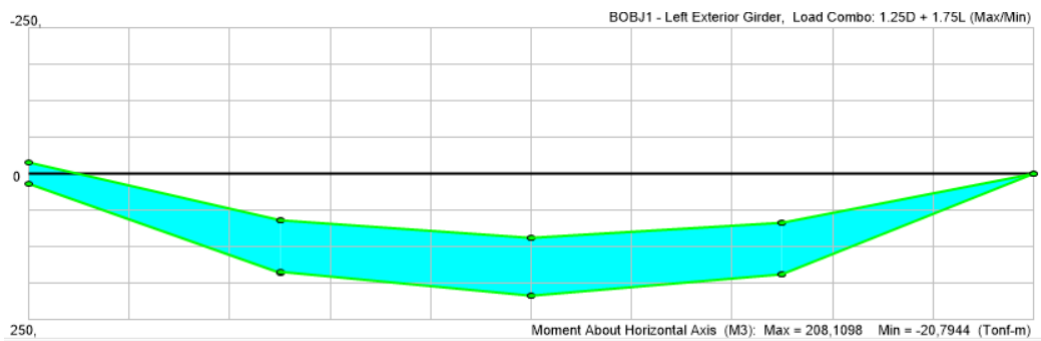
Deflexión HS-MTOP sección entera

50m



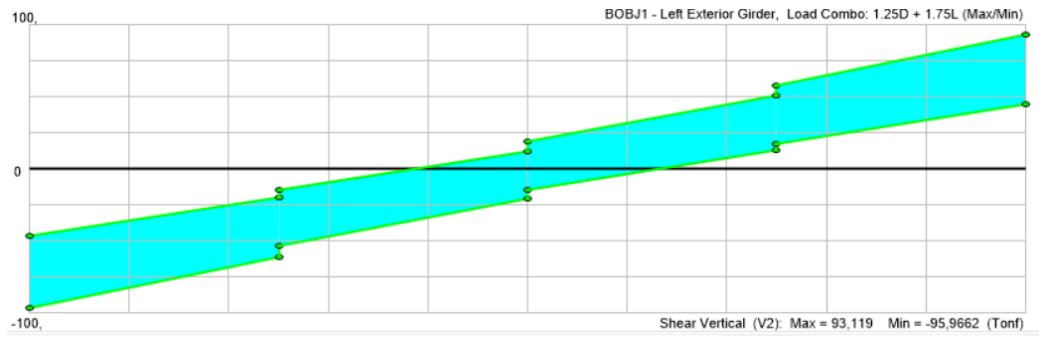
Momento HS-MTOP vigas exteriores

10m



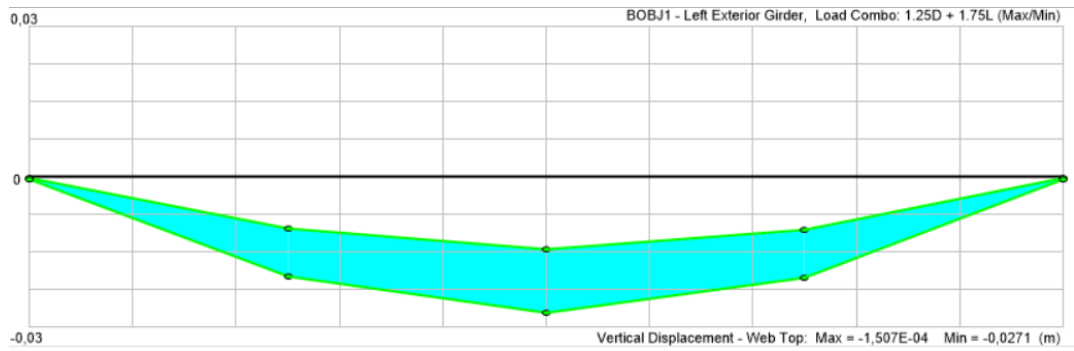
Cortante HS-MTOP vigas exteriores

10m



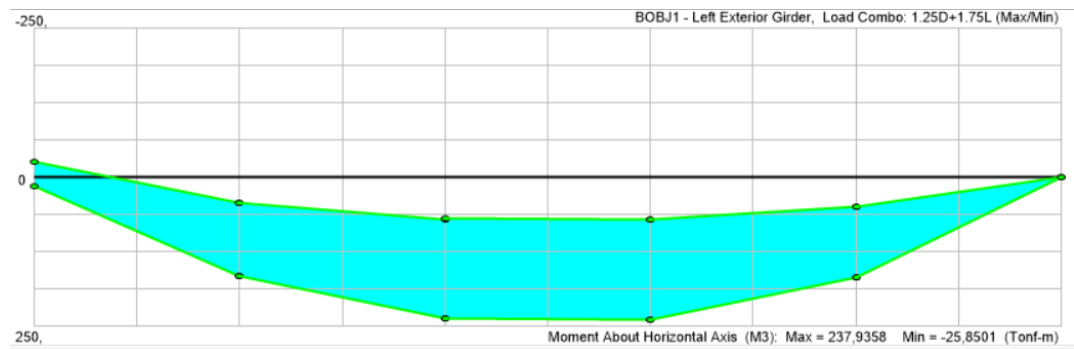
Deflexión HS-MTOP vigas exteriores

10m



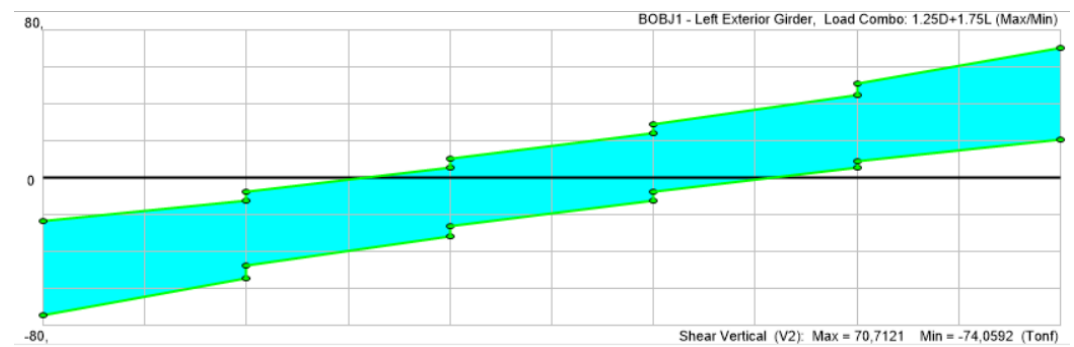
Momento HS-MTOP vigas exteriores

15m



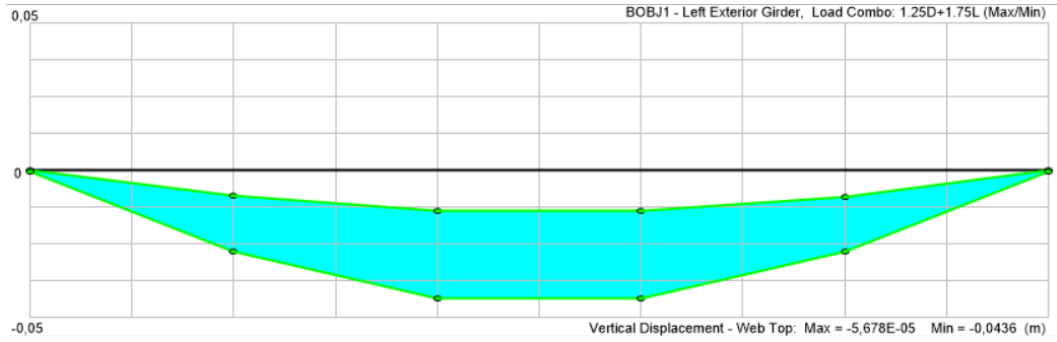
Cortante HS-MTOP vigas exteriores

15m



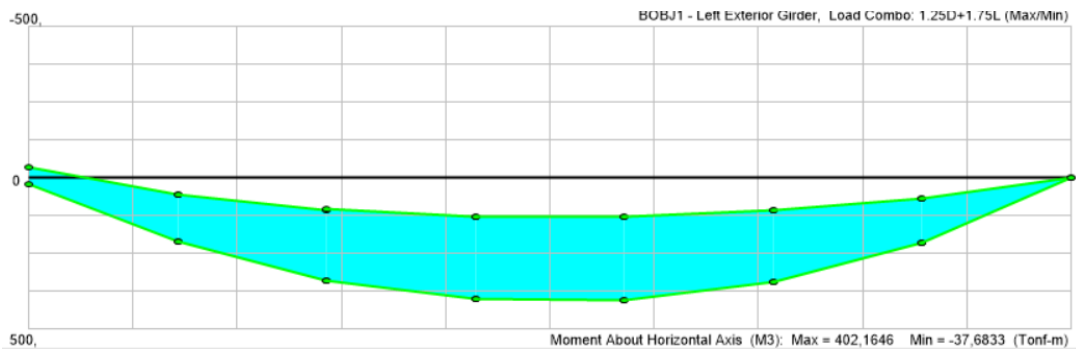
Deflexión HS-MTOP vigas exteriores

15m



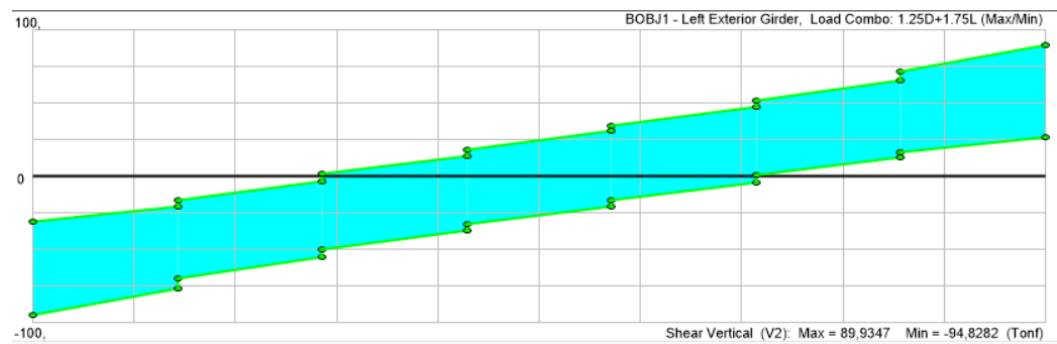
Momento HS-MTOP vigas exteriores

20m



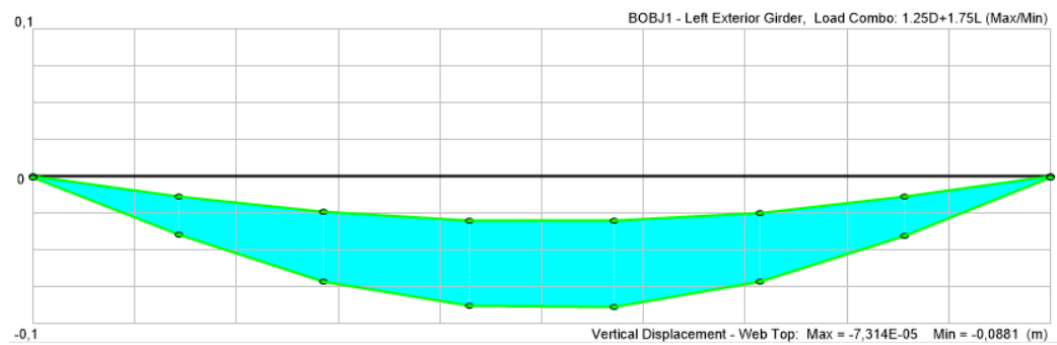
Cortante HS-MTOP vigas exteriores

20m



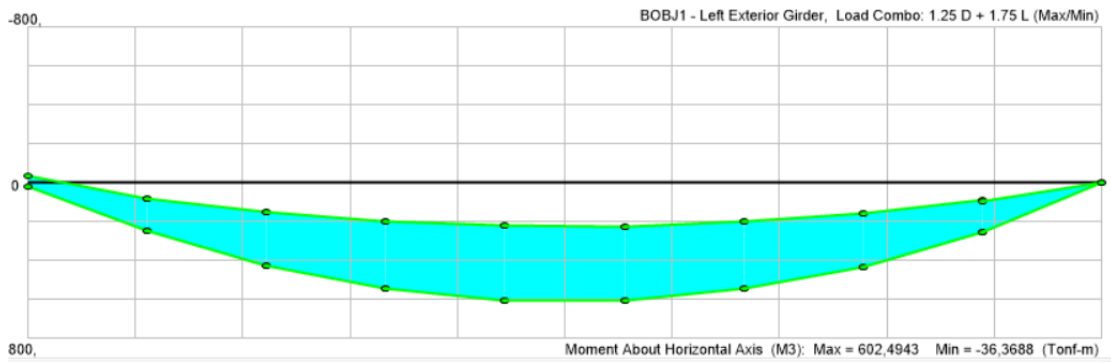
Deflexión HS-MTOP vigas exteriores

20m



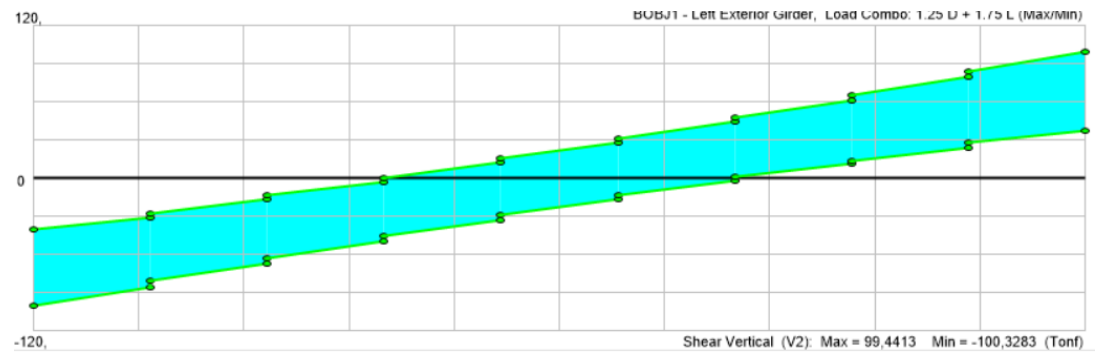
Momento HS-MTOP vigas exteriores

25m



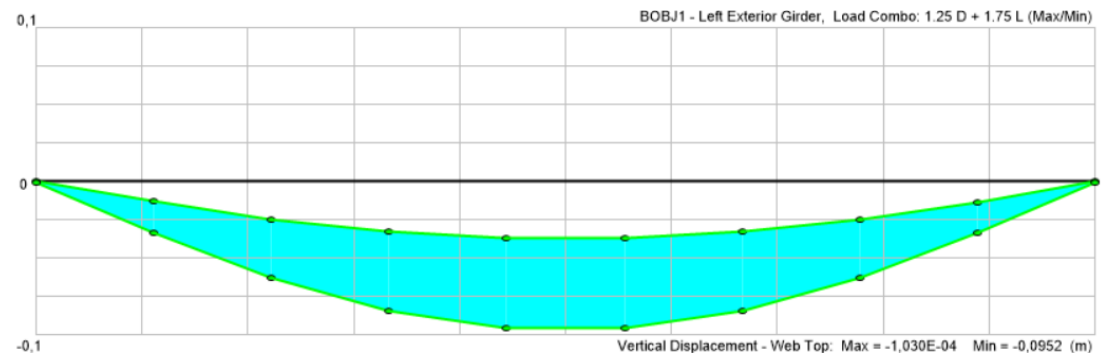
Cortante HS-MTOP vigas exteriores

25m



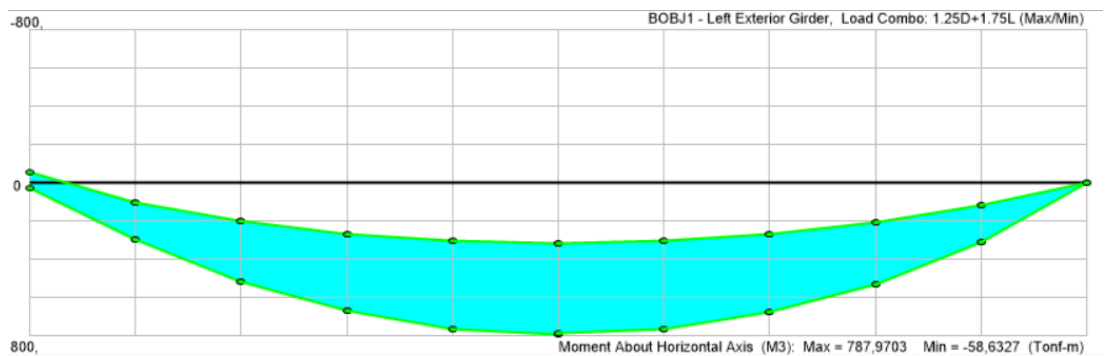
Deflexión HS-MTOP vigas exteriores

25m



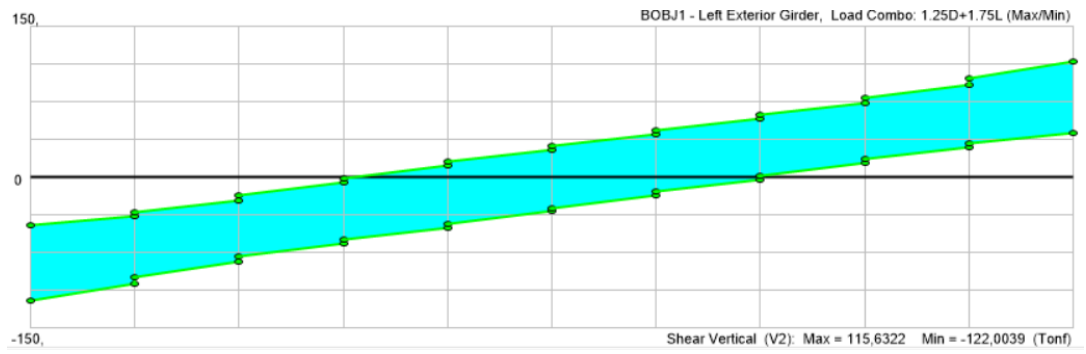
Momento HS-MTOP vigas exteriores

30m



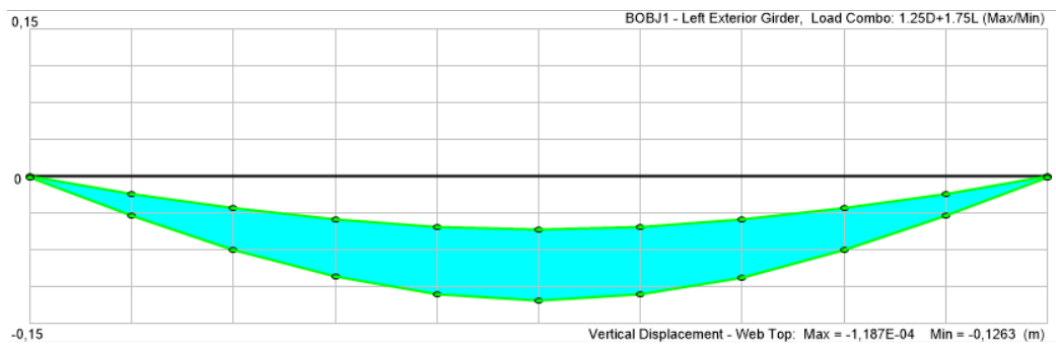
Cortante HS-MTOP vigas exteriores

30m



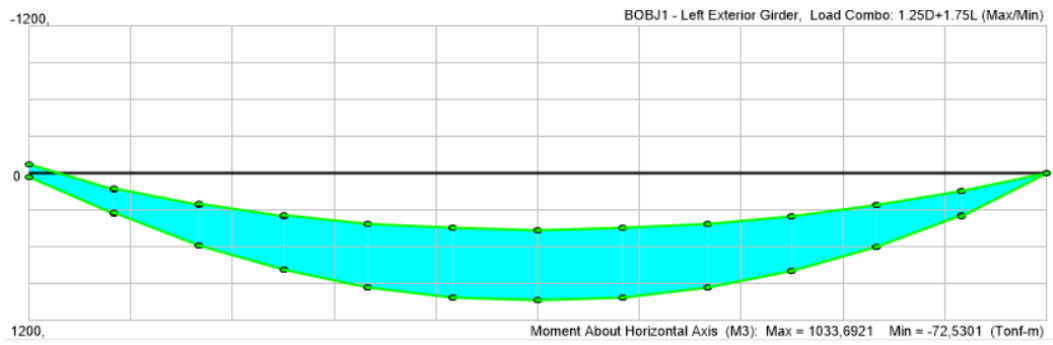
Deflexión HS-MTOP vigas exteriores

30m



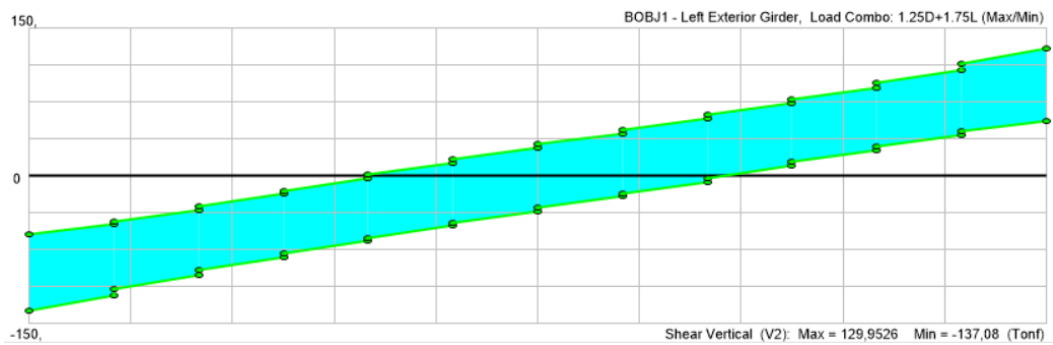
Momento HS-MTOP vigas exteriores

35m



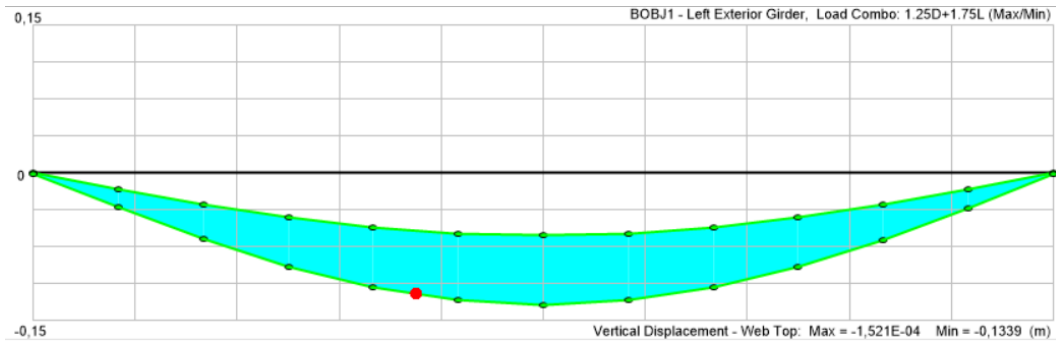
Cortante HS-MTOP vigas exteriores

35m



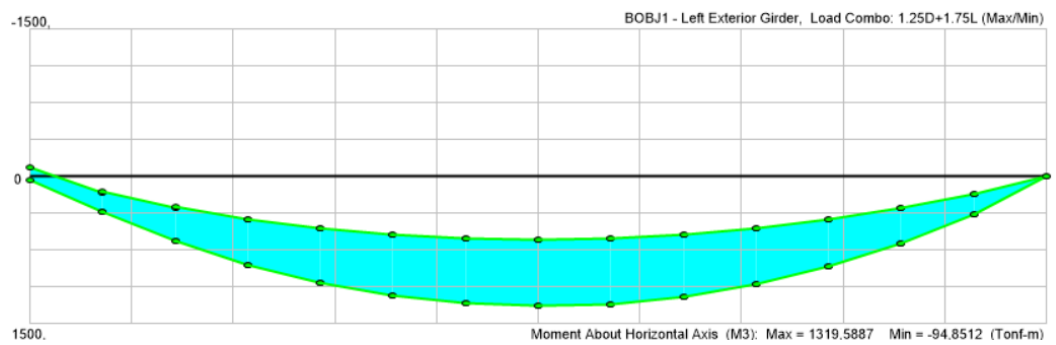
Deflexión HS-MTOP vigas exteriores

35m



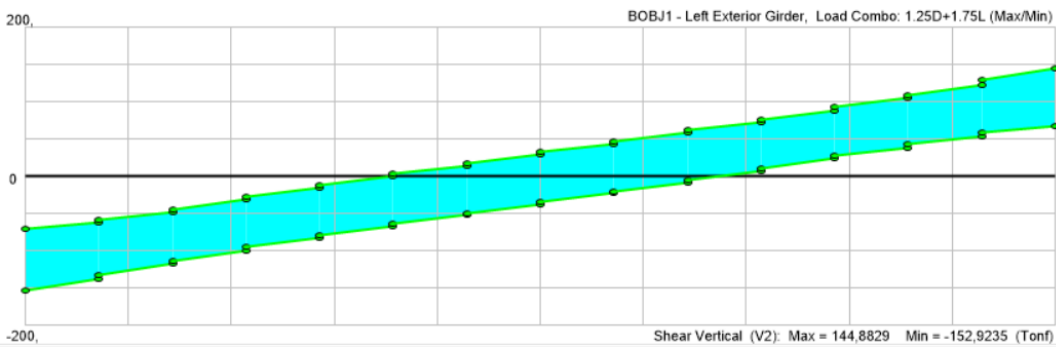
Momento HS-MTOP vigas exteriores

40m



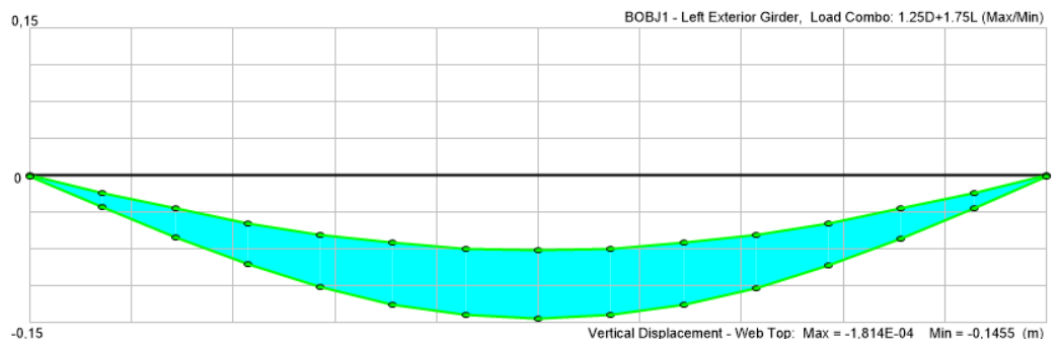
Cortante HS-MTOP vigas exteriores

40m



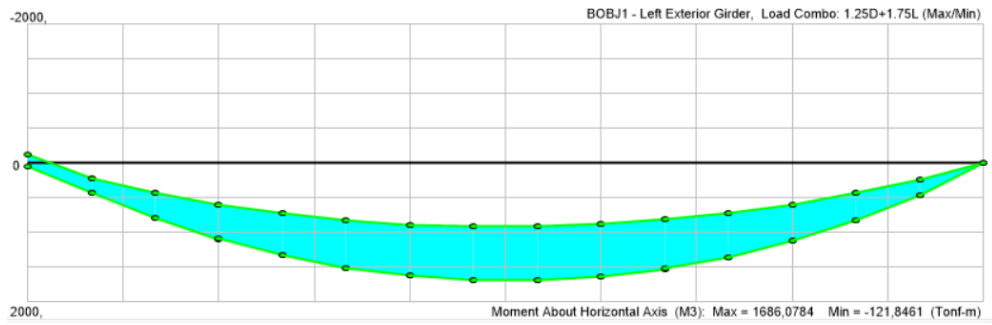
Deflexión HS-MTOP vigas exteriores

40m



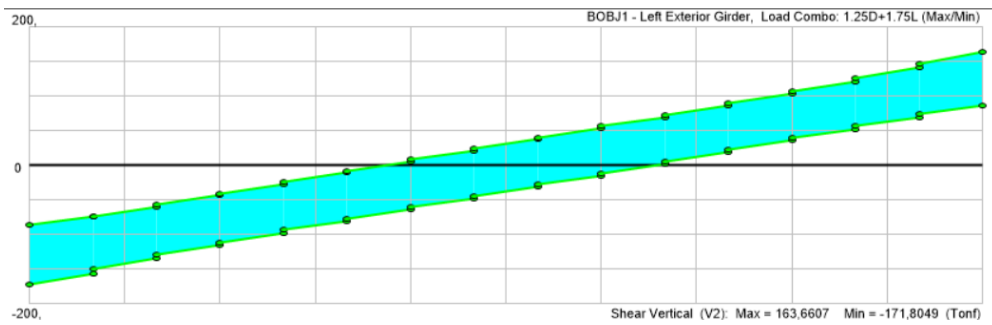
Momento HS-MTOP vigas exteriores

45m



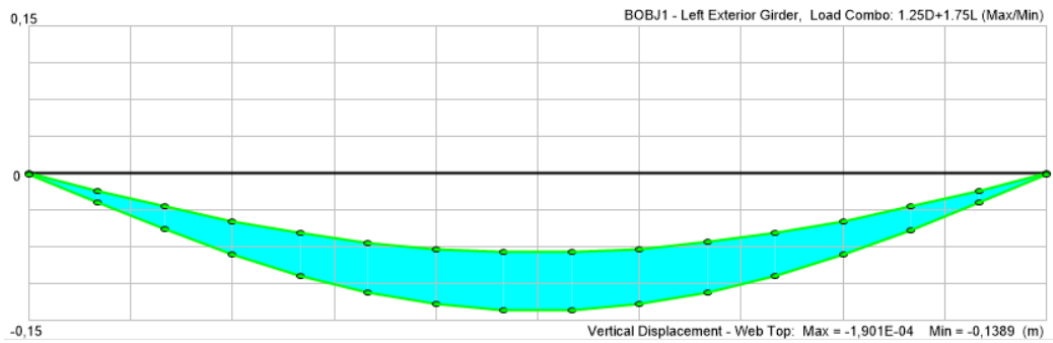
Cortante HS-MTOP vigas exteriores

45m



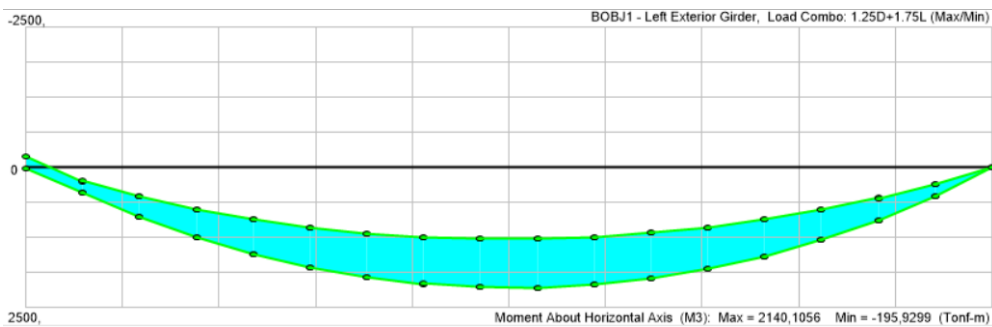
Deflexión HS-MTOP vigas exteriores

45m



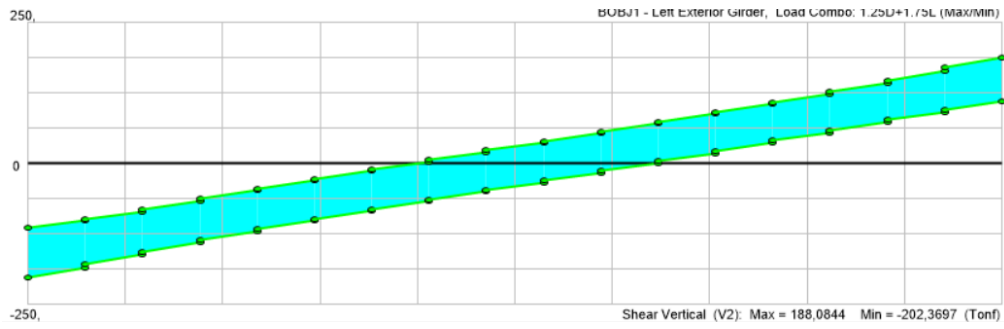
Momento HS-MTOP vigas exteriores

50m



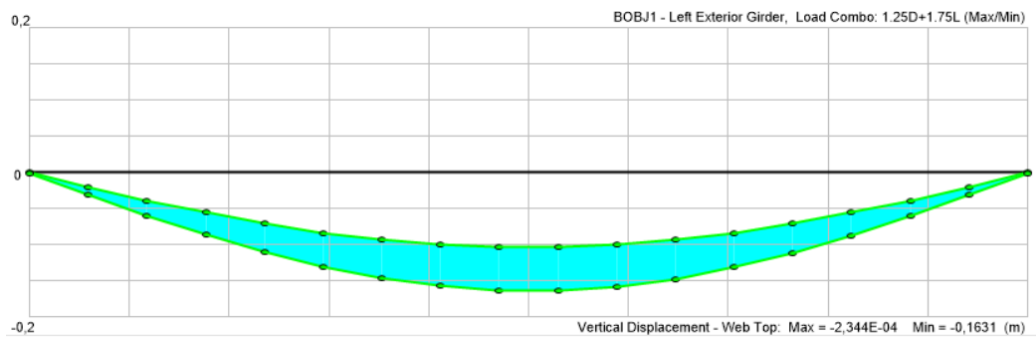
Cortante HS-MTOP vigas exteriores

50m



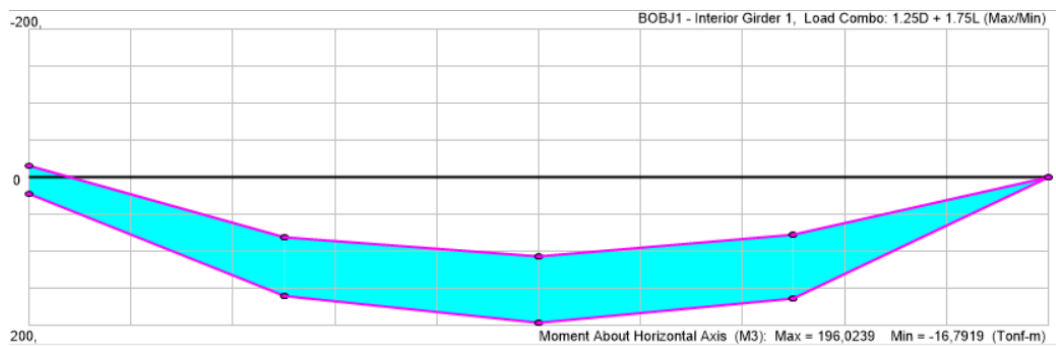
Deflexión HS-MTOP vigas exteriores

50m



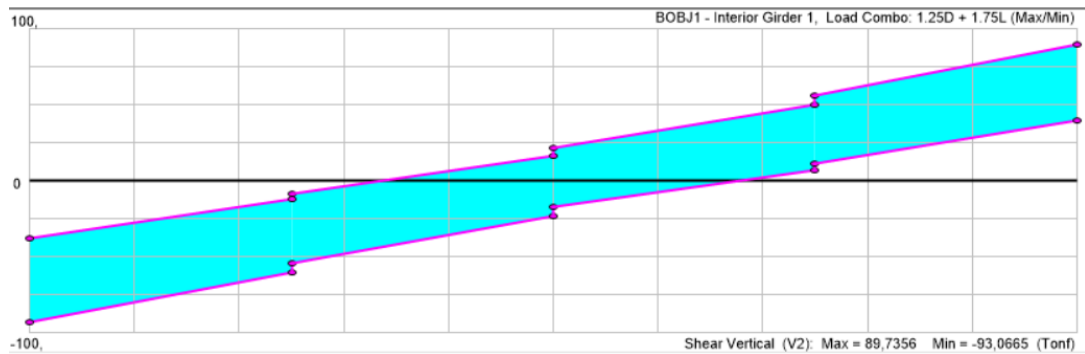
Momento HS-MTOP vigas interiores

10m



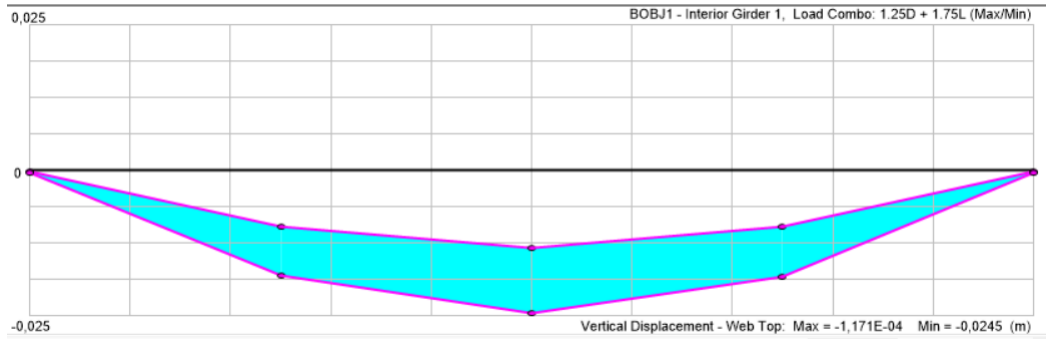
Cortante HS-MTOP vigas interiores

10m



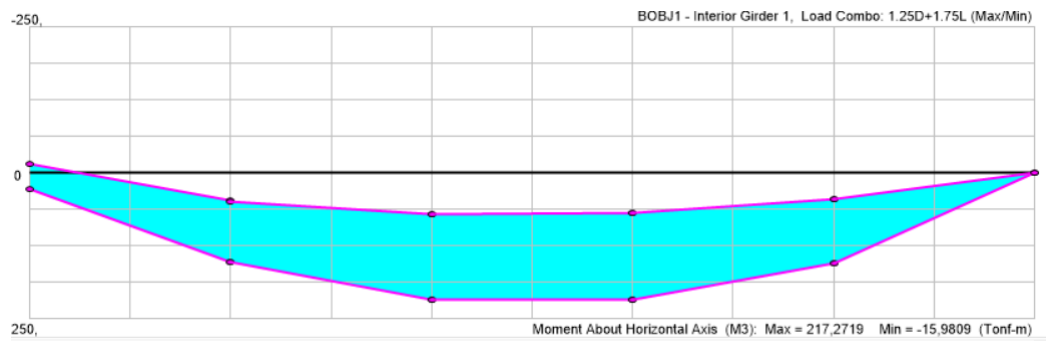
Deflexión HS-MTOP vigas interiores

10m



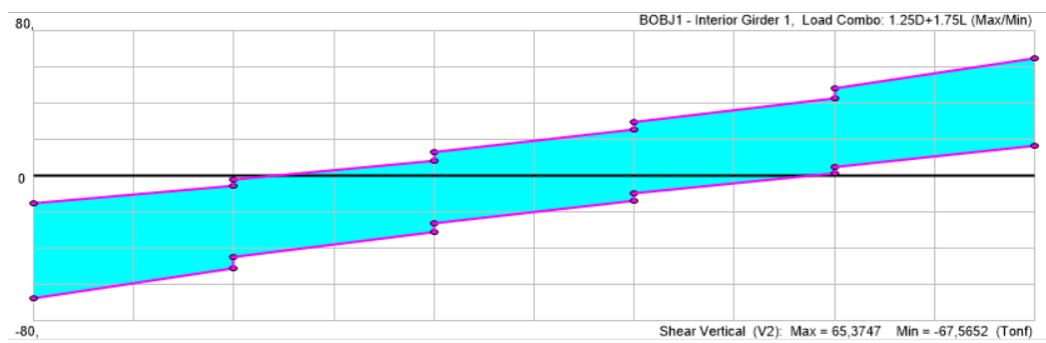
Momento HS-MTOP vigas interiores

15m



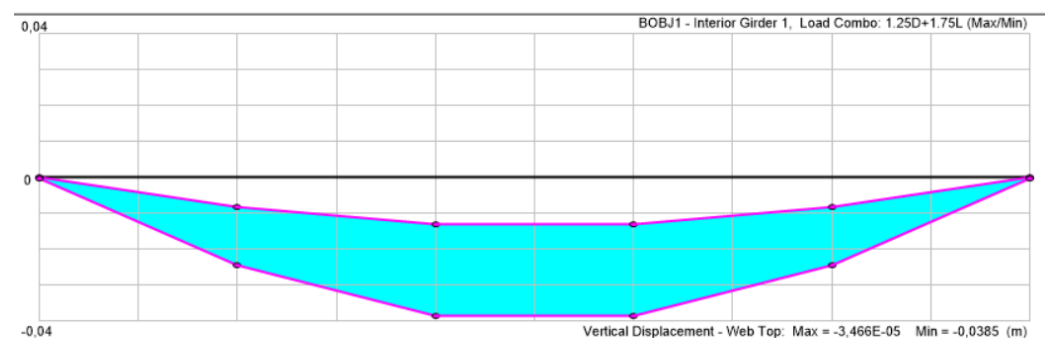
Cortante HS-MTOP vigas interiores

15m



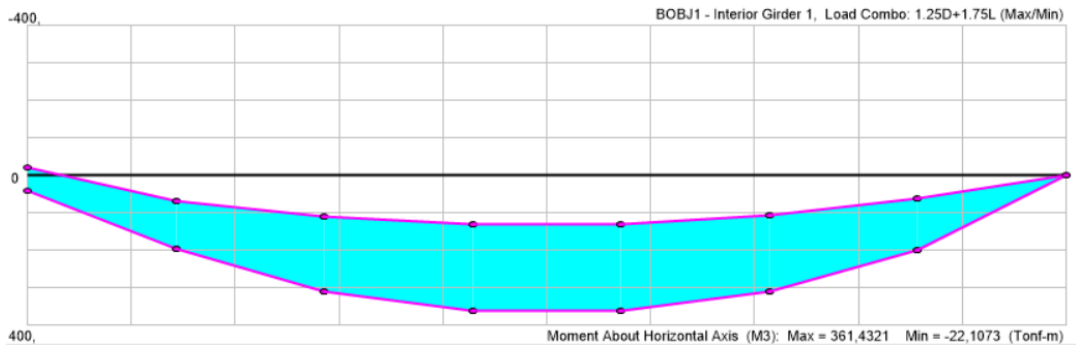
Deflexión HS-MTOP vigas interiores

15m



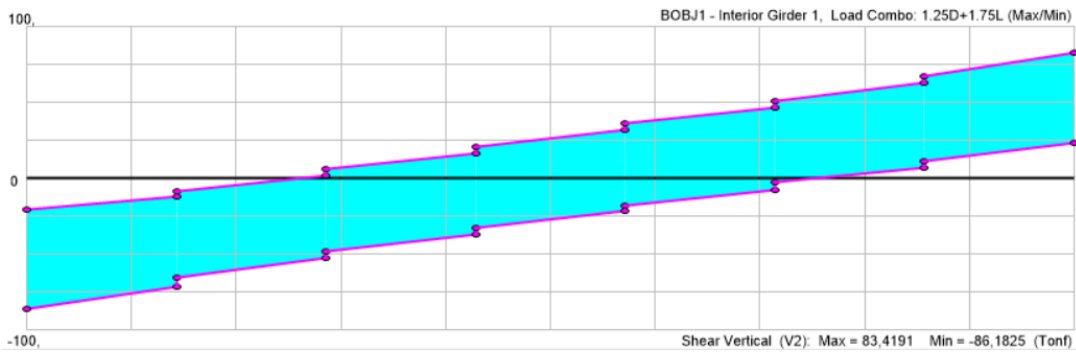
Momento HS-MTOP vigas interiores

20m



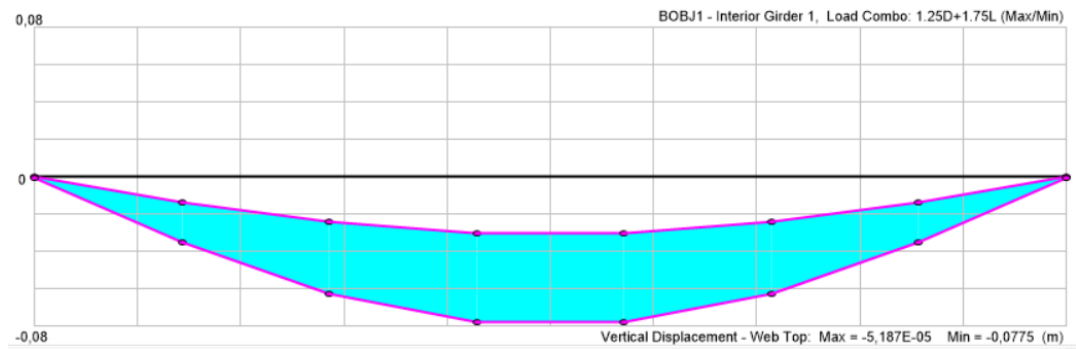
Cortante HS-MTOP vigas interiores

20m



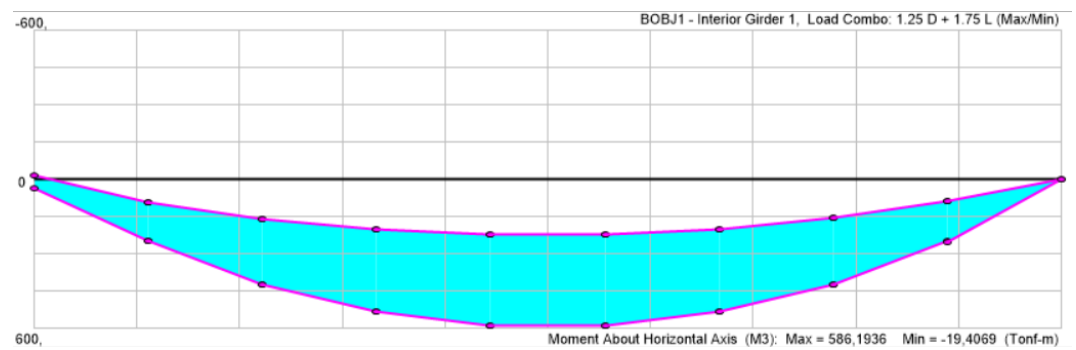
Deflexión HS-MTOP vigas interiores

20m



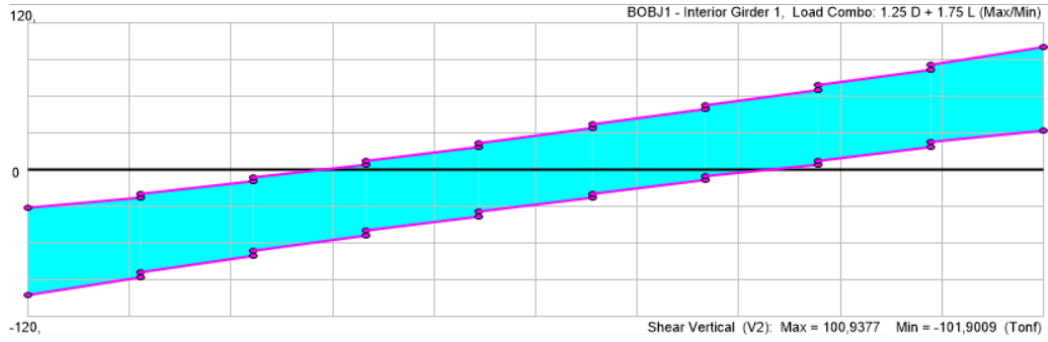
Momento HS-MTOP vigas interiores

25m



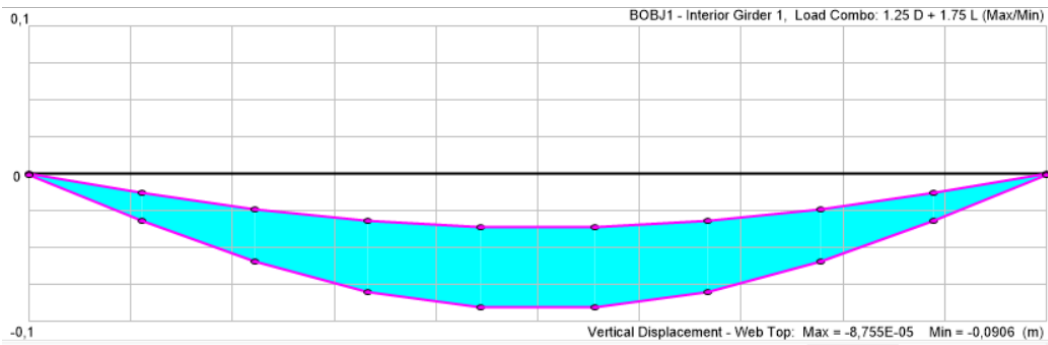
Cortante HS-MTOP vigas interiores

25m



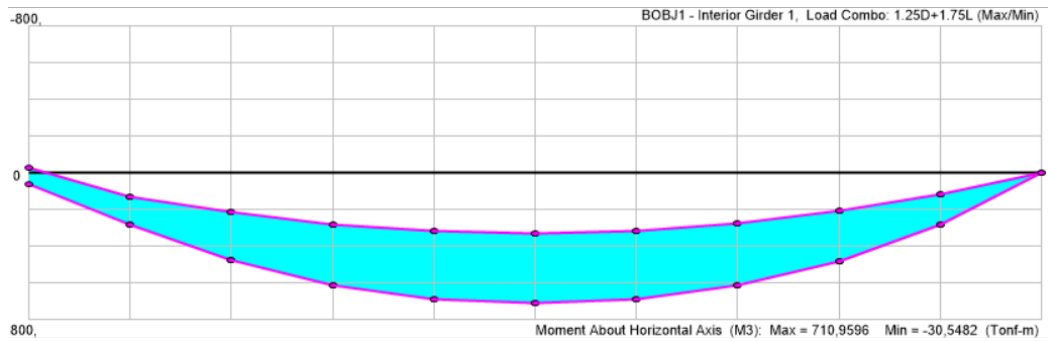
Deflexión HS-MTOP vigas interiores

25m



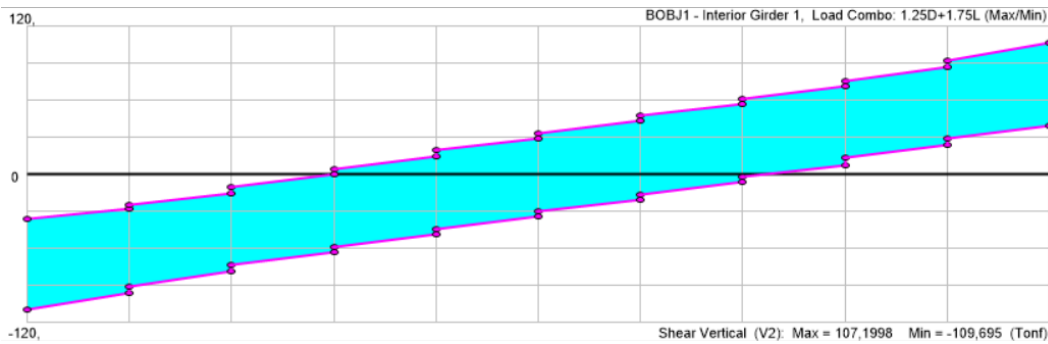
Momento HS-MTOP vigas interiores

30m



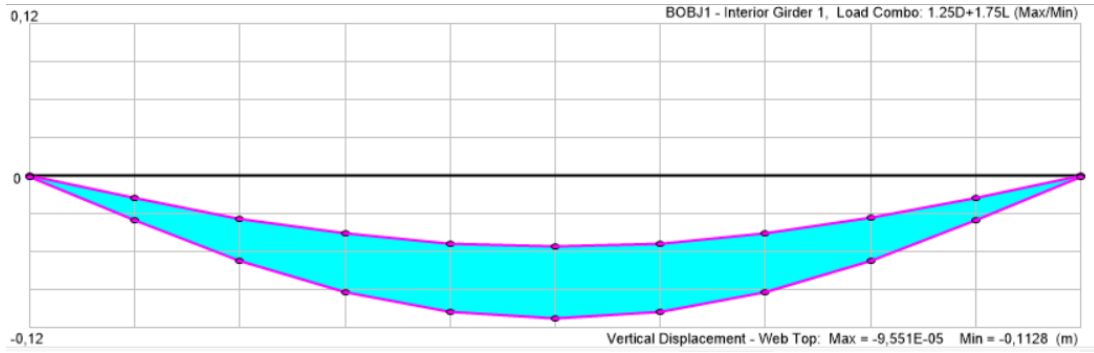
Cortante HS-MTOP vigas interiores

30m



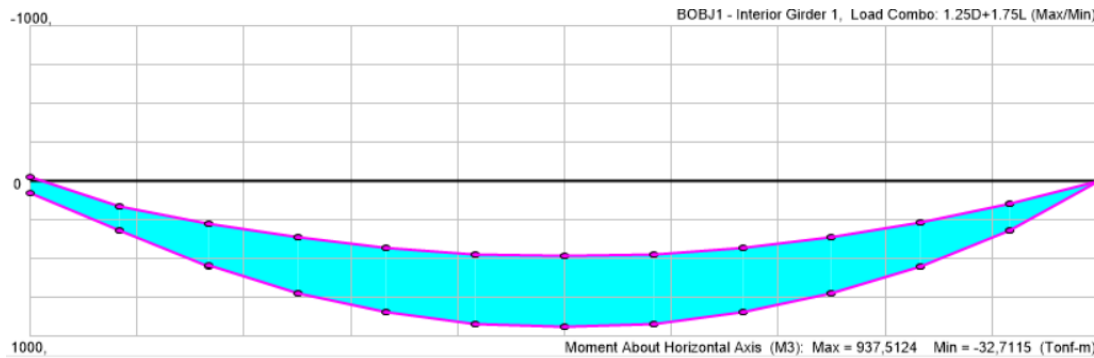
Deflexión HS-MTOP vigas interiores

30m



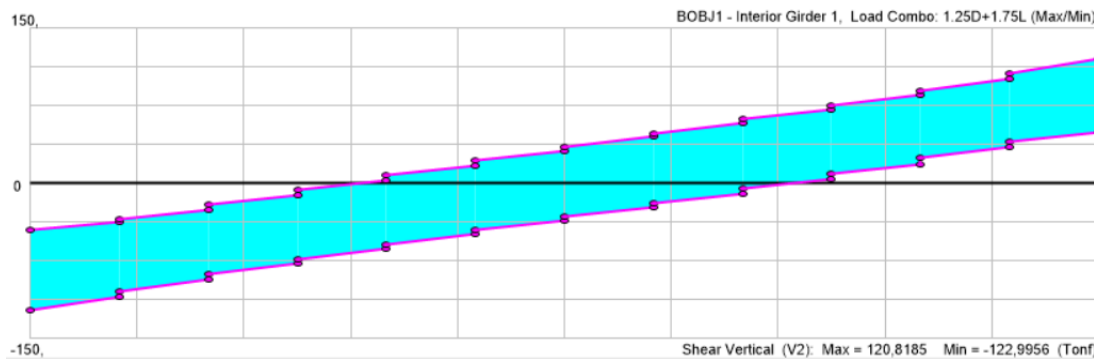
Momento HS-MTOP vigas interiores

35m



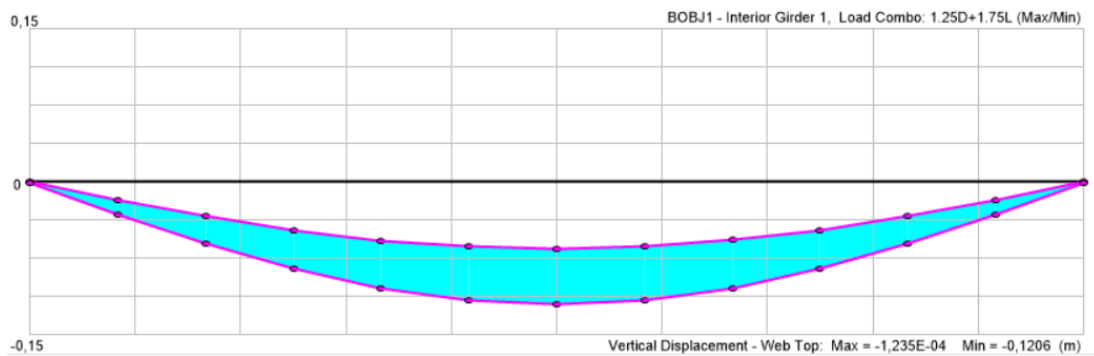
Cortante HS-MTOP vigas interiores

35m



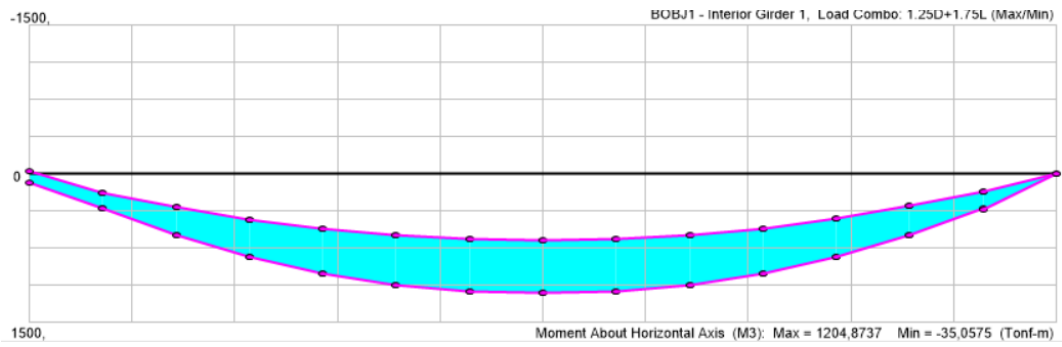
Deflexión HS-MTOP vigas interiores

35m



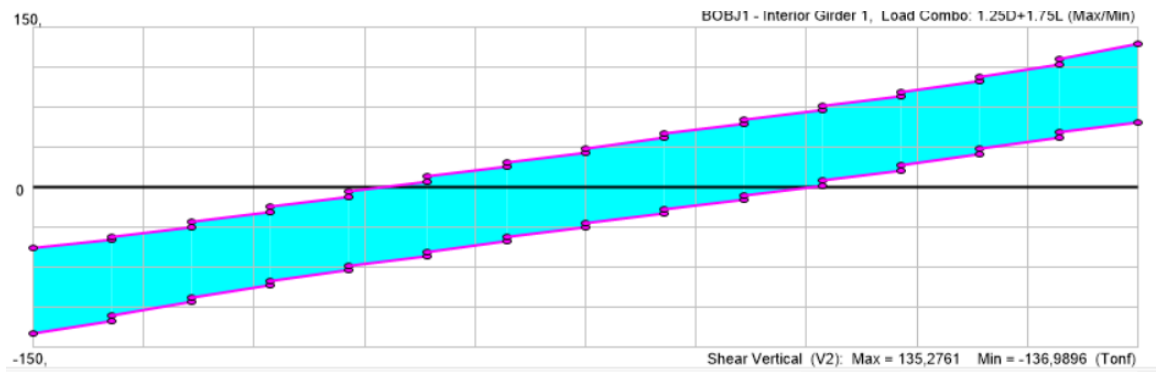
Momento HS-MTOP vigas interiores

40m



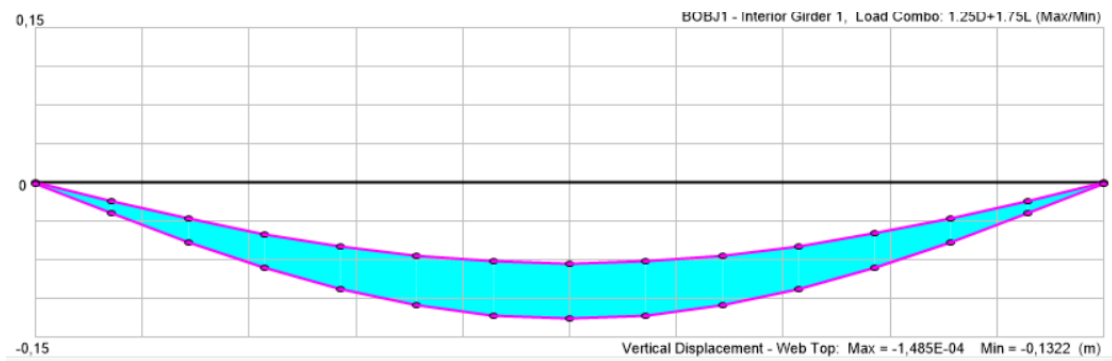
Cortante HS-MTOP vigas interiores

40m



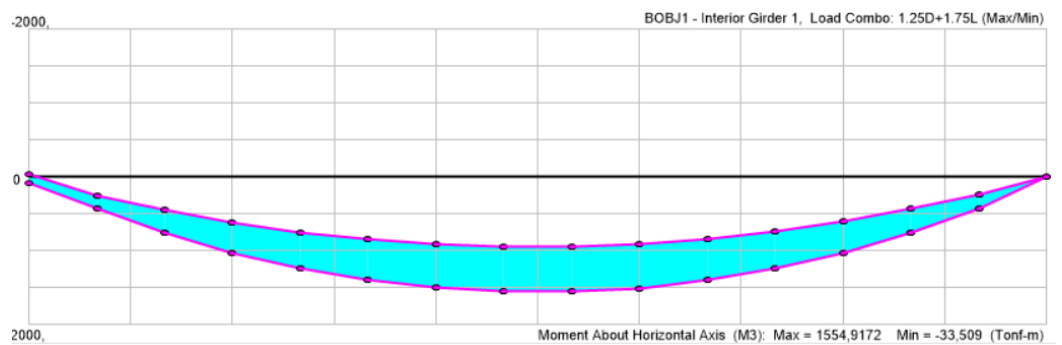
Deflexión HS-MTOP vigas interiores

40m



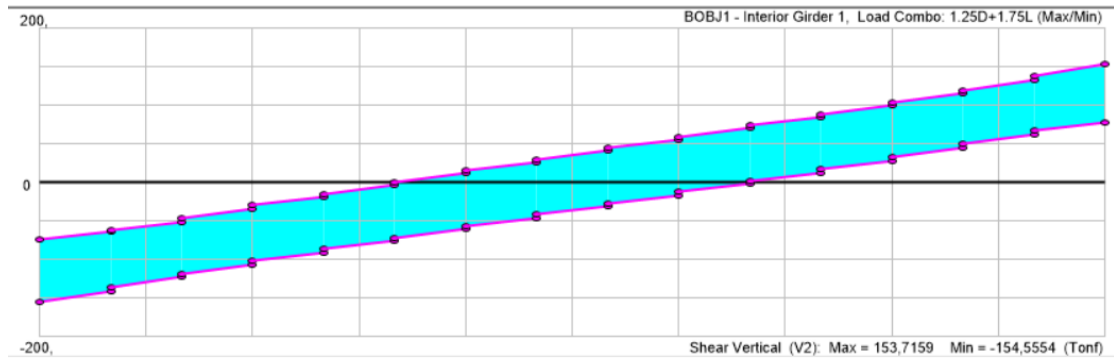
Momento HS-MTOP vigas interiores

45m



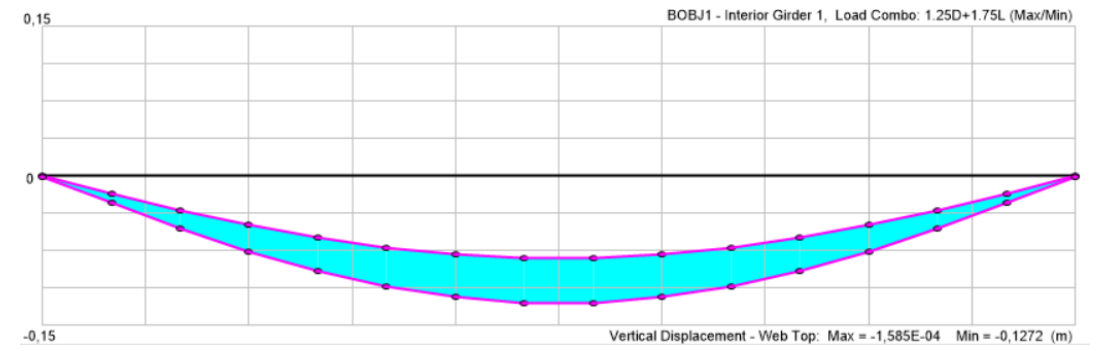
Cortante HS-MTOP vigas interiores

45m



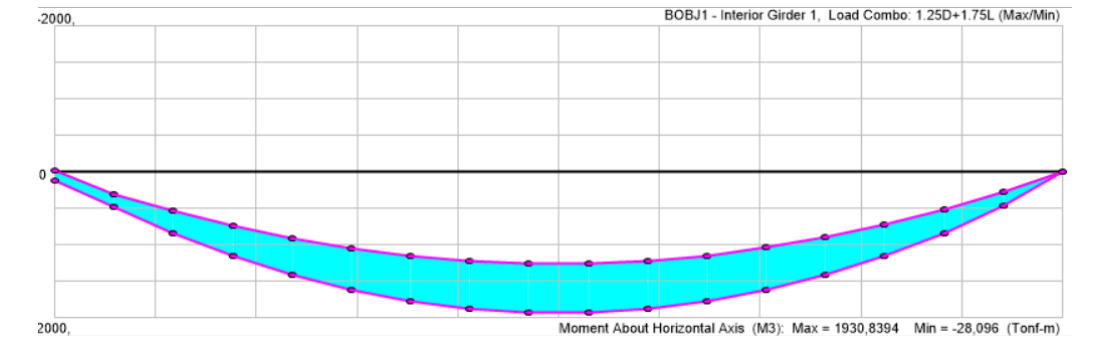
Deflexión HS-MTOP vigas interiores

45m



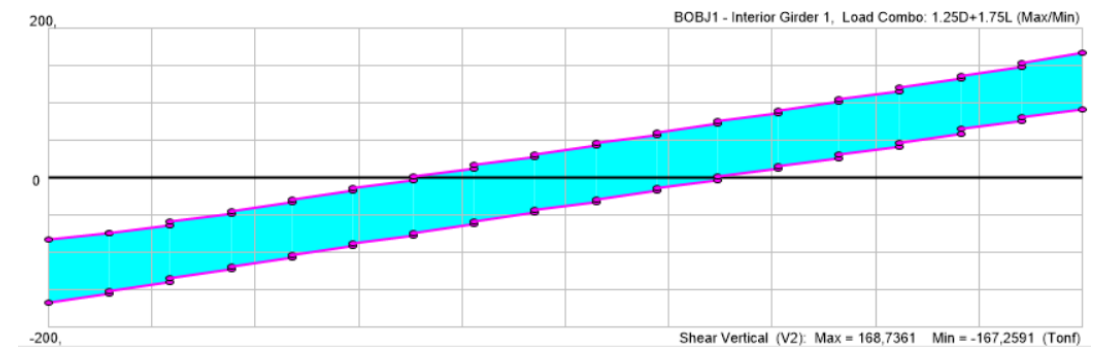
Momento HS-MTOP vigas interiores

50m



Cortante HS-MTOP vigas interiores

50m



Deflexión HS-MTOP vigas interiores

50m

