

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
Facultad de Ingeniería



**Análisis, modelado y diseño de un puente peatonal atirantado
de 90 metros de longitud en la Ciudad Capital de Guatemala
mediante las especificaciones AASHTO LRFD 2017**

Trabajo de graduación presentado por Diego Alejandro Pérez Orozco
para optar al grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil

Guatemala

2021

**Análisis, modelado y diseño de un puente peatonal atirantado
de 90 metros de longitud en la Ciudad Capital de Guatemala
mediante las especificaciones AASHTO LRFD 2017**

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
Facultad de Ingeniería



**Análisis, modelado y diseño de un puente peatonal atirantado
de 90 metros de longitud en la Ciudad Capital de Guatemala
mediante las especificaciones AASHTO LRFD 2017**

Trabajo de graduación presentado por Diego Alejandro Pérez Orozco
para optar al grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil

Guatemala

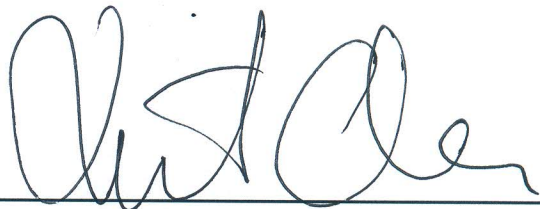
2021

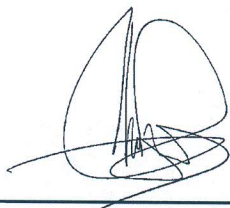
Vo.Bo.:

(f) 
Ing. Hugo Pallais

Tribunal Examinador:

(f) 
Ing. Hugo Pallais

(f) 
Ing. Roberto Godo

(f) 
Ing. Álvaro Córdoba

Scanned with CamScanner

Fecha de aprobación: Guatemala, 17 de enero de 2021.

La ingeniería civil es una ingeniería para la gente. Ya sea el diseño de una estructura como un puente, edificio, pavimento o casa; el desarrollo urbano de una ciudad; el manejo del tráfico; el control de inundaciones; siempre se busca mejorar la sociedad. Es una noble disciplina multifacética que origina el desarrollo económico y social. De hecho, Guatemala necesita más infraestructura segura y duradera para poder avanzar como país. Una de las obras que requiere son los puentes. Asimismo, siempre he tenido un interés personal hacia este tipo de estructuras, uno de los motivos por el cual decidí estudiar y terminar la carrera. De tal manera que en este proyecto, se trata de indagar un poco en el diseño de puentes según la normativa Americana, la AASHTO LRFD 2017.

Agradezco a Dios; mis padres y hermano; familiares; maestros y amigos. Sin su preciada ayuda, no sería posible la realización del siguiente proyecto. Esta tesis y los logros que he obtenido, son realmente más suyos que míos.

Prefacio	v
Lista de figuras	XIII
Lista de cuadros	XV
Resumen	XVI
Abstract	XVII
I. Introducción	1
II. Justificación	3
III. Objetivos	5
A. Objetivo general	5
B. Objetivos específicos	5
IV. Marco teórico	7
A. Puentes	7
1. Tipos de puentes	7
2. Ventajas y desventajas para puentes atirantados	13
3. Ejemplos de puentes atirantados peatonales alrededor del mundo	13
B. Mención de códigos o normativas utilizadas en el Proyecto de Graduación	14
1. AGIES NSE 2 - 2018	14
2. AGIES NSE 3 - 2018	15
3. AGIES NSE 5.2 - Puentes de tamaño y altura limitados	15
4. AASHTO Bridge Design Specifications 2017 LRFD	15
5. AASHTO LRFD Guides Specification for design of pedestrian bridges 2009	15
6. A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 7th Edition, 2018	16
7. Metodología de diseño LRFD	16

C. Cargas	16
1. Cargas vivas plataforma	16
2. Cargas vivas barandas	16
3. Cargas de colisión	17
4. Cargas muertas	17
5. Cargas sísmicas	18
6. Combinaciones de carga	25
D. Breve introducción al concreto reforzado	28
1. Comportamiento estructural del concreto reforzado	28
2. Ventajas del concreto reforzado	29
3. Desventajas del concreto reforzado	29
E. Conceptos sísmicos relevantes	30
F. Software de análisis y diseño	30
1. CSI Brdige	30
2. RM Bridge Advanced	31
3. Mathcad y Excel	33
G. Geometría requerida para las pasarelas	33
1. Altura mínima	33
2. Ancho del puente	34
3. Altura de las barandillas	35
4. Gradadas	36
H. Torre	37
1. Relación torre-luz	38
I. Cables	38
1. Clasificación	38
2. Ángulo óptimo	39
3. Configuración de cables	40
4. Módulo de elasticidad	41
5. Catálogo de sistemas de presfuerzo	43
J. Consideraciones de diseño AASHTO LRFD 2017	44
1. Esfuerzo de compresión	44
2. Módulo de Young, Poisson y de Ruptura	45
3. Propiedades del acero de refuerzo	45
4. Propiedades del acero de presfuerzo	46
5. Metodologías de diseño	46
6. Estado límite de servicio	47
7. Estado de límite de resistencia	47
8. Resistencia a flexión	47
9. Miembros en compresión	50
10. Flexión biaxial	52
11. Aplastamiento	52
12. Tensión	53
13. Torsión	53
14. Corte	55
15. Acero por temperatura y contracción	57
16. Limitaciones para el acero presforzado	57
17. Limitaciones para el esfuerzo del concreto	58
18. Pérdidas de presfuerzo	60

19. Consideraciones sísmicas	63
20. Recubrimientos	64
K. Análisis FODA	65
V. Resultados	67
A. Comparación entre el software "RM Bridge Advanced" y "CSI Bridge"	67
1. Ejemplo comparativo	71
B. Predimensionamiento del puente peatonal atirantado	74
C. Modelado del puente en el programa CSI Bridge	75
1. Definición de materiales y secciones	75
2. Cargas y combinaciones de carga	77
3. Modelado de elementos	84
4. Condiciones de frontera	86
5. Resultados del análisis	87
D. Diseño de los elementos según AASHTO LRFD	92
1. Diseño de los cables	92
2. Diseño de las vigas	92
3. Diseño del pílón	94
4. Losa	95
E. Planificación	96
F. Ejemplos de pasarelas en Guatemala	99
VI. Conclusiones	105
VII. Recomendaciones	107
VIII. Bibliografía	109
IX. Anexos	111

Lista de figuras

1. Requisitos a cumplir para los diferentes tipos de concreto según la AASHTO LRFD Bridge Design Specifications	8
2. Partes de un puente arco	10
3. Partes de un puente suspendido	11
4. Esquema típico de fuerzas en un puente atirantado	12
5. Diagramas típicos para un puente atirantado con cables al centro	12
6. Puente Eric Harvie, Canadá	13
7. Puente Mount Street, Australia	14
8. Puente Mount Street, Australia	14
9. Esquema barandas según la norma AASHTO LRFD 2017	17
10. Pesos específicos materiales según la norma AASHTO LRFD 2017	18
11. AGIES NSE 2: Anexo Guatemala	19
12. AGIES NSE 2: Factores Kd	19
13. Clasificaciones de sitio	20
14. Valores de sitio F_{pga}	20
15. Valores de sitio F_a	21
16. Valores de sitio F_v	21
17. Espectro de diseño según AASHTO LRFD 2017	22
18. Zonas sísmicas	23
19. Factores de modificación de respuesta: Subestructuras	24
20. Factores de modificación de respuesta: Conexiones	24
21. Combinaciones de carga según la norma AASHTO LRFD 2017	26
22. Diferentes curvas de esfuerzo - deformación para diferentes resistencias últimas a compresión a los 28 días	28
23. Modelo de un puente realizado en CSI Bridge	31
24. Puente: "Stonecutters" en Hong Kong, modelado en RM Bridge Advanced	33
25. Espaciamiento para diferentes tipos de peatones	34
26. Espaciamiento para diferentes puentes peatonales con una bicicleta	35
27. Espaciamiento para diferentes puentes peatonales con dos bicicletas	35
28. Características geométricas para las barandillas	36
29. Ejemplo dimensiones de gradas	37
30. Ángulo óptimo para puentes atirantados	39
31. Tipos de puentes atirantados según la configuración de los cables	40

32. Relación entre el módulo de elasticidad real, esfuerzo y la proyección horizontal de la longitud de un cable	42
33. Anclaje torones en losa DYNa Grip	43
34. Anclaje torones en torres DYNa Grip	43
35. Propiedades torones DYNa Grip	44
36. Propiedades torones (continuación) DYNa Grip	44
37. Propiedades del acero de refuerzo	46
38. Comparación gráfica entre regiones "D" y "B"	46
39. Límites de esfuerzo para acero de preesfuerzo	58
40. Limitaciones para el esfuerzo en compresión en el concreto para concreto presforzado	58
41. Limitaciones para el esfuerzo en compresión en el concreto para concreto presforzado luego de pérdidas	59
42. Limitaciones para el esfuerzo en tensión en el concreto para concreto presforzado luego de pérdidas	59
43. Recubrimientos libres según la AASHTO LRFD 2017	64
44. Menú para la creación de secciones en RM Bridge Advanced	72
45. Creación de sets de referencia y puntos para RM Bridge Advanced	72
46. Menú de Section Designer de CSI Bridge	73
47. Ejemplo de sección utilizando Section Designer de CSI Bridge	73
48. Isométrico del modelo del puente peatonal atirantado	74
49. Propiedades del concreto P	75
50. Propiedades del acero de refuerzo	76
51. Propiedades de los torones DGP4 de la casa DYWIDAG	77
52. Propiedades de los torones DGP7 de la casa DYWIDAG	77
53. Peso barandales en kgf	78
54. Aplicación de la carga de barandales: vista transversal	78
55. Aplicación de la carga de barandales: vista 3D	79
56. Aplicación de la carga viva peatonal: vista 3D	79
57. Aplicación de la carga viva peatonal: vista transversal	80
58. Aplicación de la carga de colisión: eje 2	80
59. Aplicación de la carga de colisión: eje 3	81
60. Aplicación de tensado	81
61. Espectro de diseño según AASHTO LRFD 2017	82
62. Combinaciones de carga: parte 1	83
63. Combinaciones de carga: parte 2	83
64. Configuración del Deck1	84
65. Definición del elemento estructural: Viga principal 1 1.4x0.55m	84
66. Definición del elemento estructural: Diafragma 0.6x0.4 m	85
67. Definición del elemento estructural: Pilón 1, D=1.5m	85
68. Definición del elemento estructural: Pilón 2, D=1.3m	86
69. Condiciones de frontera ejes 1 y 5	86
70. Condiciones de frontera ejes 2, 3 y 4	87
71. Deformación según combinación de servicio I	87
72. Deformación según combinación de servicio II	88
73. Reacción en la base de los pilones según la envolvente en toneladas - metros	88
74. Carga axial para el pilón según la envolvente	89

75. Modelo según la combinación de resistencia I	89
76. Modelo según la combinación de resistencia III	90
77. Efecto de los cables sobre las solicitaciones estructurales de las vigas, combinación de envolvente de resistencia	90
78. Solicitaciones estructurales para las vigas según la envolvente total	90
79. Esfuerzos axiales en las vigas longitudinales según combinación extrema I, sismo en dirección x	91
80. Esfuerzos axiales en las vigas longitudinales según combinación extrema I, sismo en dirección y	91
81. Creación de ejes letra y número para ubicar los pilones del eje 3 y 4	97
82. Creación de una sección transversal de concreto en Revit	98
83. Modelado final del puente peatonal atirantado	98
84. Generación de detalles de los pilones en los ejes 2 y 4	99
85. Pasarela verde 1	100
86. Dimensión de columna de concreto de pasarela verde 1	100
87. Dimensión de columna de concreto de pasarela verde 2	101
88. Pasarela verde 2	101
89. Pasarela nueva	102
90. Dimensión de pedestal de concreto de pasarela	103
91. Gradadas pasarela verde	103

Existen diferentes tipos de puentes alrededor del mundo dependiendo del material (acero, concreto, madera, etc.) y del tipo de estructura. Entre estos se presentan: puentes de arco, puentes de concreto presforzados, puentes suspendidos, puentes atirantados, entre otros. El diseño de estructuras de concreto es usual (en puentes), de hecho, el concreto reforzado es uno de los materiales estructurales más comunes para construir en Guatemala y todo el mundo. Según McCormack "El concreto reforzado es probablemente el material disponible más importante para la construcción" (McCormack y Brown, 2018). Es un material que se puede moldear a un encofrado presentado así una gran versatilidad en diseños.

Este trabajo busca promover el uso de puentes atirantados como pasarelas en Guatemala. Para esto, se propondrá un modelo diseñado con base en las demandas gravitacionales y sísmicas mediante la normativa AASHTO LRFD 2017. Para este proyecto se propuso un diseño de un puente peatonal atirantado de 90 metros de longitud. Para realizar un modelo computacional representativo se revisaron previamente dos programas "RM Bridge Advanced, versión 11.08" de la casa Bentley y "CSI Bridge, versión 23.1.0" de la casa Computers and Structures, Inc. . Ambos se especializan en el análisis estructural de puentes. Luego, comparando las ventajas y desventajas de cada programa de análisis estructural, se escogió solamente uno, CSI Bridge, para el modelado del puente. Al finalizar el modelado, se obtendrán las fuerzas internas de los elementos y se diseñarán los miembros estructurales, como las vigas, pilones, losa y cables. Por último, se proveerán planos de los elementos estructurales acompañados de un modelo final tridimensional en el programa Revit 2020 de la casa de Autodesk.

Como conclusiones más importantes se presentan que es posible el diseño de un puente peatonal atirantado de 90 metros de longitud en la Ciudad de Guatemala, obteniendo un diseño estético. No obstante, para optimizar el tamaño de los miembros, se propone como recomendación el uso de concreto presforzado para aumentar la capacidad de las vigas. Otra conclusión importante es que a pesar que el código guatemalteco, AGIES, permita el diseño de puentes utilizando la normativa ACI 318, no se recomienda debido a que existen consideraciones específicas para el diseño de puentes en la normativa AASHTO LRFD 2017. Por último, las combinaciones más severas en el puente fueron las de sismo e impacto vehicular. Juzgando por el tamaño de los miembros obtenidos para el impacto vehicular, se propone que muchos puentes peatonales o vehiculares no están diseñados para poder soportar la

carga propuesta por la normativa AASHTO LRFD 2017.

There are different types of bridges around the world depending on the material (steel, concrete, wood, etc.) and the type of structure. Among these are: arch bridges, prestressed concrete bridges, suspension bridges, cable-stayed bridges, among others. The design of concrete structures is common (in bridges), in fact, reinforced concrete is one of the most common structural materials to build in Guatemala and all over the world. According to McCormack Reinforced concrete is probably the most important material available for construction" (McCormack and Brown, 2018). It is a material that can be molded to a formwork thus presenting great versatility in designs.

This work seeks to promote the use of cable-stayed bridges as pedestrian bridges in Guatemala. For this, a model designed based on gravity and seismic demands will be proposed using the AASHTO LRFD 2017 standard. For this project, a design of a 90 meter long cable-stayed pedestrian bridge was proposed. In order to perform a representative computational model, two programs RM Bridge Advanced, version 11.08" from Bentley and CSI Bridge, version 23.1.0" from Computers and Structures, Inc. were previously reviewed. Both specialize in the structural analysis of bridges. Then, comparing the advantages and disadvantages of each structural analysis program, only one, CSI Bridge, was chosen for the modeling of the bridge. At the end of the modeling, the internal forces of the elements will be obtained and the structural members, such as beams, pylons, slabs and cables, will be designed. Finally, plans of the structural elements will be provided together with a final three-dimensional model in the Revit 2020 program from Autodesk.

The most important conclusions are that it is possible to design a 90-meter-long cable-stayed pedestrian bridge in Guatemala City, obtaining an aesthetic design. However, in order to optimize the size of the members, the use of prestressed concrete to increase the capacity of the girders is proposed as a recommendation. Another important conclusion is that although the Guatemalan code, AGIES, allows the design of bridges using the ACI 318 standard, it is not recommended because there are specific considerations for the design of bridges in the AASHTO LRFD 2017 standard. Finally, the most severe combinations on the bridge were earthquake and vehicular impact. Judging from the member sizes obtained for vehicular impact, it is proposed that many pedestrian or vehicular bridges are not designed to withstand the load proposed by the AASHTO LRFD 2017 standard.

Este trabajo explora el proceso para el análisis y diseño estructural de un puente peatonal atirantado de 90 metros de longitud ubicado en la ciudad de Guatemala mediante las especificaciones AASHTO Bridge Design Specifications 2017 LRFD (AASHTO LRFD 2017). Las siguientes normativas también se consideraron para el diseño: Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sismo resistente, Norma de Seguridad Estructural 2 (AGIES NSE 2); AASHTO LRFD Guides Specification for Design of Pedestrian Bridges y A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 7th Edition, 2018.

Para realizar este trabajo, primero se realizó una investigación sobre dos diferentes aspectos. Primero, sobre temas relacionados a puentes y puentes atirantados, por ejemplo, la cantidad óptima de cables y la relación óptima entre la luz y la altura del pilón, etc. También se investigó sobre las propiedades de los cables. Segundo, se investigó aspectos relacionados al código de diseño AASHTO LRFD 2017. La investigación comprendió desde las cargas y combinaciones de carga para el diseño estructural, como las ecuaciones para el diseño de elementos de concreto reforzado.

A su vez, se desarrolló una comparación entre dos softwares de análisis estructural, "RM Bridge Advanced, versión 11.08" y "CSI Bridge, versión 23.1.0", determinando así uno para realizar el modelo del puente. Luego, se le aplicaron diferentes tipos de carga, como carga sísmica, de colisión y gravitacionales según las normativas. Con base en este modelo, se obtuvieron las fuerzas internas, esfuerzos y deformaciones para el diseño del puente.

Al tener listas las fuerzas necesarias, fue posible proceder a realizar el diseño de los miembros como columnas, vigas y losas. Por último se elaboraron unos planos representando los resultados obtenidos utilizando el programa Revit 2020.

Justificación

Guatemala ocupa el puesto 115 de 167 países en el ranking/IDL Banco Mundial. Este ranking toma en cuenta 6 criterios de desempeño, siendo la calidad del comercio y de la infraestructura uno de ellos. En este criterio, Guatemala se encuentra en el lugar 118. Actualmente es superado por todos los países centroamericanos. Definitivamente, Guatemala necesita mejorar en este aspecto para brindar un mejor desarrollo a sus habitantes (Ministerio de Finanzas Públicas, 2020).

Este trabajo se basa en realizar una comparación entre dos softwares de diseño: "RM Bridge Advanced" y "CSI Bridge" de la casa "Bentley" y "Computers and Structures, Inc.". Con base en un análisis de ventajas y desventajas de cada uno de estos, se escogió un software. Luego, mediante dicho programa estructural se diseñó, modeló y analizó un puente peatonal atirantado de concreto. Con base en el modelo se planea extraer las fuerzas internas correspondientes para el diseño de los elementos estructurales acompañadas por su planificación.

Los beneficios específicos para la disciplina de la ingeniería estructural, especialmente para el sector de puentes, es presentar un proyecto que funcione como un acercamiento a este tipo de metodología. Actualmente en Guatemala, no se explota la diversidad de opciones para realizar puentes y sin embargo brindan una excelente versatilidad arquitectónica y una gran estética (Instituto Mexicano del Transporte, 2005).

A su vez, las pasarelas se pueden construir de diversas maneras con distintos materiales. Sin embargo, para tramos largos, los puentes atirantados pueden ser más económicos. Según un estudio alemán, los puentes atirantados son los más económicos en un intervalo de 150 m a 370 m para utilizarse en puentes de autopista (Troitsky, 1988). Por otra parte, se considera que, al tener una superestructura por encima de la plataforma transitable, la elevación sobre la rasante es menor que para otros tipos de pasarela. Produciendo así, una estructura con una menor cantidad de gradas y columnas más cortas. Otorgando así un diseño diferente e innovador que puede llegar a ser estético e impactar positivamente el paisaje local.

Parte de la ventaja del trabajo es que se realizó un acercamiento con un programa

especializado de la casa Bentley . En este caso se trabajó con el programa “RM Bridge Advanced”. Generalmente, los programas de la casa Bentley son nuevos en Guatemala, siendo pioneros algunos como: STAAD Pro y RAM Connections. Sin embargo, considerando el área de puentes en el sector guatemalteco, actualmente se están buscando programas contando con una integración más adecuada a la metodología ”BIM”. No obstante, también se trabajó con el programa ÇSi Bridge"que es el programa más común para el diseño de puentes en el país. (H. Pallais, comunicación personal, 3 de octubre de 2020).

Esta tesis es diferente a los trabajos de tesis entregados previamente por la comparación entre los programas estructurales que se utilizaron, dado que uno es completamente nuevo para el sector guatemalteco, para realizar el análisis estructural. Además, el tipo de puente es bastante innovador en Guatemala dado que no hay puentes atirantados y estos pueden ser económicos para grandes luces y afectan estéticamente al paisaje local. Esto puede ser de gran ayuda para el crecimiento del país.

A. Objetivo general

Definir la geometría y el refuerzo de los diferentes componentes estructurales de un puente peatonal atirantado de 90 metros de longitud en la ciudad capital de Guatemala para satisfacer las solicitaciones de carga establecidas por las especificaciones AASHTO LRFD 2017.

B. Objetivos específicos

- Elaborar un análisis FODA entre los programas avanzados de diseño por computadora "RM Bridge Advanced, versión 11.08" y "CSI Bridge, versión 23.1.0" para el modelado y análisis de puentes peatonales atirantados.
- Integrar las cargas gravitacionales y accidentales de servicio según las normativas AASHTO LRFD 2017 y AASHTO LRFD Guide Specifications for the Design of Pedestrian Bridges 2009 para el análisis y diseño de un puente peatonal atirantado de 90 metros de longitud.
- Modelar el puente peatonal atirantado mediante el programa por computadora más apropiado según el análisis FODA previamente realizado.
- Realizar el diseño y la planificación estructural de los elementos que conforman el puente peatonal atirantado con base en las solicitaciones de carga resultantes del análisis efectuado.

A. Puentes

1. Tipos de puentes

Puentes de concreto reforzado

Como se mencionó previamente, existe una amplia disponibilidad de materiales (agregado grueso, agregado fino, agua y cemento) alrededor del mundo para construir con concreto. A su vez, el concreto reforzado puede adaptarse a diferentes formas. Esta gran flexibilidad otorgan grandes ventajas para este tipo de puentes (Chen & Duan, 2000).

Los puentes pueden ser fundidos *in situ* o prefabricados. Al estar fundidas en campo, estas estructuras presentan un comportamiento monolítico y de empotramiento. Lo cual beneficia la respuesta ante un sismo y reduce los costos de mantenimiento. Sin embargo, la fundición *in situ* puede ser desventajosa si el proyecto debe alzarse rápidamente o si el sitio de construcción carece de espacio para el encofrado (Chen & Duan, 2000).

A continuación, se presentan diferentes tipos de concreto utilizado en puentes según la AASHTO LRFD Bridge Design Specifications:

- Clase A: concreto utilizado generalmente para todas las estructuras a menos que otra clase sea más adecuada. Un ejemplo puede ser el concreto resistente al agua salada.
- Clase B: concreto utilizado para zapatas, pedestales, muelles, muros gravitacionales.
- Clase C: concreto utilizado para secciones delgadas como para las barandillas con un espesor menor que 4 pulgadas,
- Clase P: concreto utilizado cuando se requiere una mayor resistencia que la brindada por la clase A.

- Clase S: concreto utilizado para estructuras marítimas.
- A continuación, se muestran las características de cada tipo de concreto. Es importante destacar que para esta tesis los valores más relevantes son las resistencias a compresión compresión a los 28 días. (AASHTO, 2017)

A continuación se muestra una tabla con los requisitos a cumplir para cada concreto:

Class of Concrete	Minimum Cement Content	Maximum W/C Ratio	Air Content Range	Coarse Aggregate Per AASHTO M 43 (ASTM D448)	28-Day Compressive Strength
	pcy	lbs. Per lbs.	%	Square Size of Openings (in.)	ksi
A	611	0.49	—	1.0 to No. 4	4.0
A(AE)	611	0.45	6.0 ± 1.5	1.0 to No. 4	4.0
B	517	0.58	—	2.0 to No. 3 and No. 3 to No. 4	2.4
B(AE)	517	0.55	5.0 ± 1.5	2.0 to No. 3 and No. 3 to No. 4	2.4
C	658	0.49	—	0.5 to No. 4	4.0
C(AE)	658	0.45	7.0 ± 1.5	0.5 to No. 4	4.0
P P(HPC)	564	0.49	As specified elsewhere	1.0 to No. 4 or 0.75 to No. 4	As specified elsewhere
S	658	0.58	—	1.0 to No. 4	—
Lightweight	564	As specified in the contract documents			

Figura 1: Requisitos a cumplir para los diferentes tipos de concreto según la AASHTO LRFD Bridge Design Specifications

(AASHTO, 2017)

Se debe utilizar varillas de refuerzo corrugadas para evitar movimientos longitudinales no deseados. Generalmente se utilizan varillas según la norma A615/615M. Sin embargo, es común utilizar varillas según la norma ASTM A706/A706M para aplicaciones que requieran grandes cantidades de soldadura, estructuras sismo resistentes controladas por ductilidad o ambas (Chen & Duan, 2000).

Caso seguido, se muestran algunos tipos de puentes que se utilizan al construir con concreto reforzado. El uso dependerá de la deflexión, el costo, el mantenimiento, la viabilidad durante el proceso constructivo, sismicidad, y acuerdos con locales. Puede ser que los puentes de acero o concreto presforzado sean una mejor opción (Chen & Duan, 2000).

- Puentes de losa: este tipo de puente es el más simple. Usualmente requiere más acero de refuerzo que los puentes de viga para luces similares. Pueden ser los puentes más económicos con luces simplemente apoyadas de hasta 9 m, y luces empotradas de hasta 12m (Chen & Duan, 2000).
- Puentes de viga T: estos puentes consiste en la construcción de una losa transversal a través de vigas de soporte. Estos generalmente son más económicos para una longitud de 12 m a 18 m. Generalmente el espaciamiento transversal entre las vigas es de 1.8m a 3.0m (Chen & Duan, 2000).
- Puentes de caja-viga: Estos contienen una losa principal superior, una losa inferior, y almas verticales para luces de 15m a 36m (Chen & Duan, 2000).

Puentes de armaduras

Los puentes de armaduras utilizan triángulos articulados generalmente porque son naturalmente rígidos. Estos puentes tienen como beneficio una gran rigidez por poca cantidad de material y son fáciles de construir. Sin embargo, las uniones llegan a ser muy relevantes para el diseño (Baylor University, 2008).

Los elementos estructurales en un puente de armaduras se consideran idealmente como miembros de dos fuerzas. Estas generan solamente efectos de tensión y compresión. Es importante destacar que en cada unión las fuerzas deben ser cero y que estas se asumen que no transmiten momento. Los miembros de compresión presentan la desventaja que pueden sufrir pandeo (Baylor University, 2008).

Los tipos de puentes de armadura se pueden clasificar dependiendo de la configuración de los triángulos (Baylor University, 2008). A continuación se presentan los tipos más comunes:

- Warren: Este tipo de armadura es probablemente la más común. Se utilizan miembros verticales para luces muy largas. Sin embargo, si las luces son cortas se obvian para brindar una presentación más simple. Las luces pueden ser entre 50 a 100 m.
- Pratt: Este tipo de armadura tiene como característica que todos los miembros inclinados, a excepción de los últimos, están inclinados para el centro. Este diseño genera que a excepción de los miembros inclinados del centro, todos los otros miembros inclinados estén sujetos a tensión. Lo cual brinda un resultado más económico ya que los miembros más largos están sujetos a tensión.
- Howe: Este tipo es opuesto al puente tipo Pratt. Tiene como característica que los miembros inclinados apuntan para arriba. Esto genera que dichos miembros estén sujetos a compresión. Generando así compresión y un diseño antieconómico. Razón por la cual su uso es atípico.

(Baylor University, 2008)

Puentes de arco

Teóricamente, el arco es un elemento estructural donde solamente actúa una fuerza de compresión en el centroide de cada subelemento del mismo. De tal forma que es prácticamente imposible tener un puente arco puro o ideal (Cruz, 2008). Esto se debe a que los puentes están sujetos a una gran variedad de cargas. Esta característica fue explotada por antiguos ingenieros como los ingenieros romanos y en la colonia para la construcción de acueductos (Chen & Duan, 2000).

Este tipo de puente es económicamente competitivo en claros de hasta 275 m al igual que un puente de armadura. Si un puente de armadura termina presentando un costo similar a un puente tipo arco para un proyecto, generalmente se escoge el último por su estética. Entre estos se presentan los puentes de Robert Maillart, dado que sus puentes son un excelente ejemplo. Se invita al lector a buscar imágenes de algún puente de este diseñador. Caso seguido, se muestran las partes básicas de un arco (Chen & Duan, 2000).

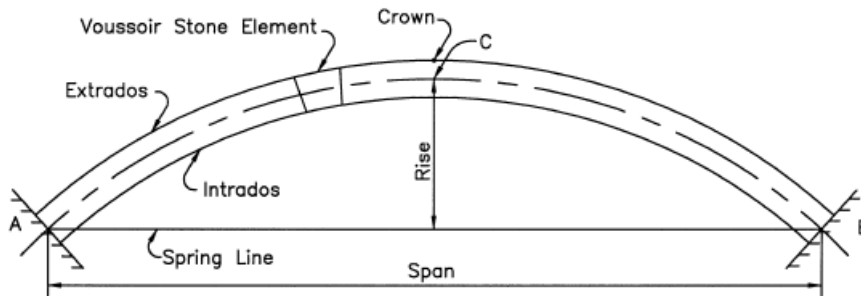


Figura 2: Partes de un puente arco

(Chen & Duan, 2000)

A continuación se presentan los tipos de puentes arco:

- Arco de cubierta: Este tipo de puente tiene la carpeta de rodadura sobre el arco. También es conocido como el arco puro (Chen & Duan, 2000).
- Arco pasante: Este tipo de puente tiene la carpeta de rodadura uniendo los dos puntos donde comienza el arco (Chen & Duan, 2000).
- Arco pasante medio: Este tipo de puente tiene la carpeta de rodadura entre los puntos más bajo y el más alto (Chen & Duan, 2000).

Independientemente del tipo de puente arco, actualmente se diseñan en base a métodos modernos como elementos finitos acompañados por un software computacional de análisis estructural y/o diseño. No obstante, los arcos tienen una relación altura a luz de 1:4.5 hasta 1:6. El principal problema de diseño es la gran fuerza axial de compresión que lleva el arco. Esta debe revisarse estrictamente para evitar un colapso. Pueden diseñarse con concreto, acero, madera, etc (Chen & Duan, 2000).

Puentes suspendidos

El sistema de un puente suspendido se basa en los siguientes componentes estructurales:

- Vigas de rigidez/ armaduras: Son elementos longitudinales que soportan y distribuyen las cargas dinámicas de los vehículos, actúan como soporte contra cargas laterales y brindan estabilidad aerodinámica.
- Cables: Grupo de alambres paralelos que transmiten la carga entre las vigas de rigidez o armaduras y las torres.
- Torres principales: Son estructuras verticales que transmiten las cargas de los cables a los cimientos.

- Anclajes: Bloques masivos de concreto que anclan los cables y sirven como apoyos para el puente.

(Chen & Duan, 2000)

A continuación se muestran las partes esenciales de un puente suspendido:

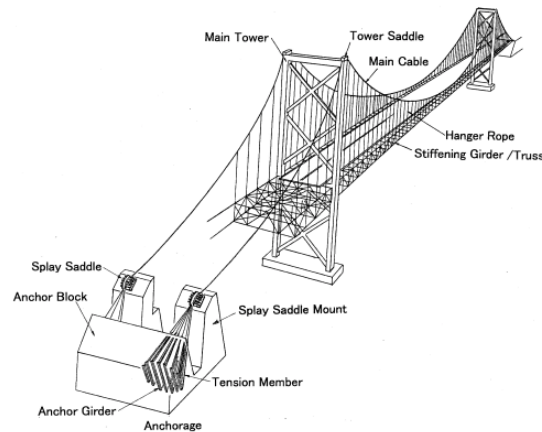


Figura 3: Partes de un puente suspendido

(Chen & Duan, 2000)

A su vez, los puentes suspendidos se pueden clasificar dentro de diferentes criterios. Uno de ellos es el número de luces. Puede ser clasificado como de una luz, dos luces, etc. Generalmente se usan más los puentes suspendidos de tres luces. Otro criterio para la clasificación son las condiciones de frontera para las vigas de rigidez. Se pueden clasificar como continuas o con articulación interna. Otra clasificación es por el tipo de sistema de cables de suspensión, los cuales pueden ser completamente verticales, inclinados, o combinados. Los cables se pueden anclar externamente o internamente. Los últimos criterios para clasificar los puentes se basan en las torres. Las torres pueden ser flexibles, rígidas o con cerradura. Caso seguido, pueden tener forma de portal, con forma de una armadura vertical, o combinada (Chen & Duan, 2000).

Puentes atirantados

Generalmente, el diseño de los puentes atirantados se basa en que los cables carguen la subestructura para brindar largas luces libres. Los cables generan compresión en la torre, tensión en los cables y compresión en el deck (Wei y col., 2014). Este esquema se denota a continuación:

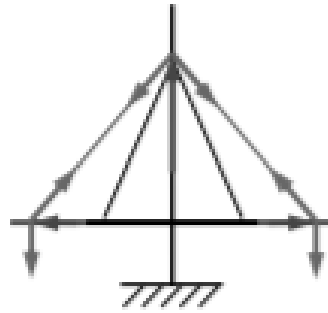


Figura 4: Esquema típico de fuerzas en un puente atirantado

(Klonaris, 2020)

La carga viva y muerta se aplican al deck y consecuentemente se transmiten estas fuerzas a los cables utilizando un área tributaria. El cable genera una fuerza que reduce significativamente el momento en el deck, a continuación, se muestra esto:

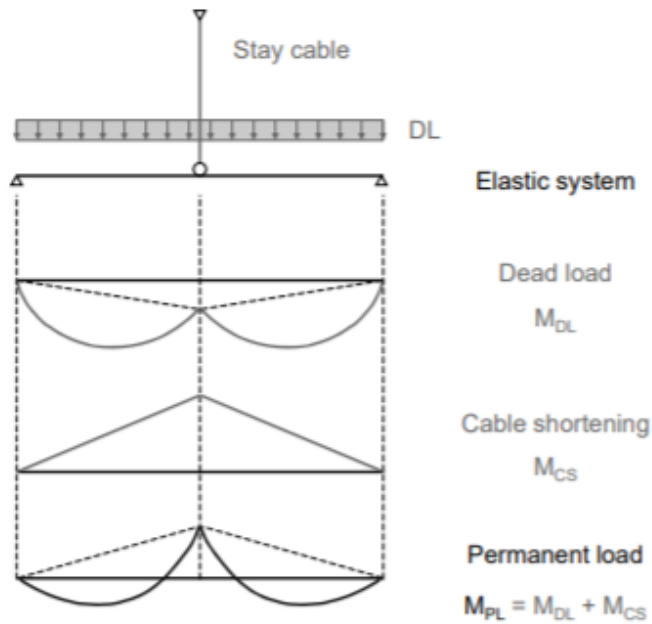


Figura 5: Diagramas típicos para un puente atirantado con cables al centro

(Klonaris, 2020)

Es por esto que el diseño de los cables debe ser adecuado, si se sobrediseña el puente, se pueden presentar deflexiones exageradas en el puente. A su vez, se recomienda que se ancle la torre en sus extremos finales para que las mismas solamente manejen carga axial, evitando así momentos (Chen & Duan, 2000).

2. Ventajas y desventajas para puentes atirantados

Los puentes atirantados presentan como mayor ventaja su capacidad de generar luces libres amplias, desde 500 a 2800 pies. Incluso llegan a ser los más económicos en un intervalo de 150 a 370 m. Estos se pueden construir más rápido y menos caro que los puentes en suspensión. A su vez son considerados como altamente atractivos. Sin embargo, el diseño de estos puentes es complejo y generalmente necesita estar acompañado por un software. Por último, este tipo de puente presenta como mayor desventaja que es costoso (National Building Museum, 2005).

3. Ejemplos de puentes atirantados peatonales alrededor del mundo

- a Puente *Eric Harvie*, Canadá: Este es un puente realizado en 1982. Está hecho de concreto pretensado con vigas tipo cajón. Se tiene un cambio en la sección transversal de las columnas, siendo más anchas en la base (35in x 35in o 0.90m x 0.90m), que en el tope (22in x 22in o 0.56m x 0.56m). Se tiene una longitud principal de 262.5 ft (80m) y una altura máxima de las torres de 55 ft. A su vez, cada cable está compuesto por 4 barras de $1\frac{3}{8}$ de diámetro (Troitsky, 1988).

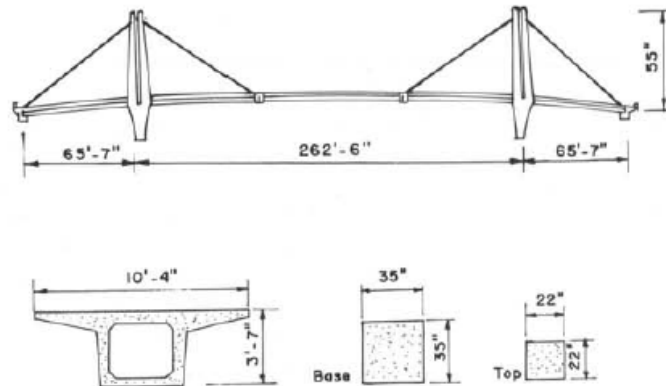


Figura 6: Puente Eric Harvie, Canadá

(Troitsky, 1988)

- b Puente *Mount Street*, Australia: Este puente es parte de una gran complejo de puentes en Australia. Presenta una luz máxima entre 302.75 ft, con una altura máxima de las torres de 43 ft. A su vez, la sección transversal tiene un peralte variable entre 6' 7" hasta 7' 7" con un ancho de 3' 4" (Troitsky, 1988).

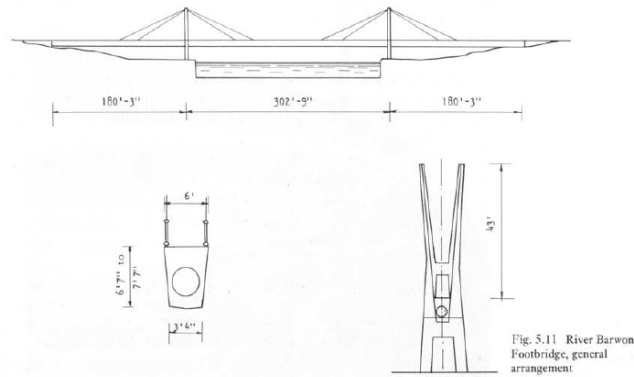


Figura 7: Puente Mount Street, Australia

(Troitsky, 1988)

c Puente Canal du Centre Bridge, Bélgica: Este puente tiene dos luces de 67 metros de largo (220 ft). Además de las cargas peatonales, este puente está diseñado para soportar una tubería de 11 pulgadas. La base del mismo está articulada. Las torres tienen una altura de 65.5 ft o 20 m, y su sección transversal es de 27in x 32in (0.69m x 0.81m) (Troitsky, 1988).

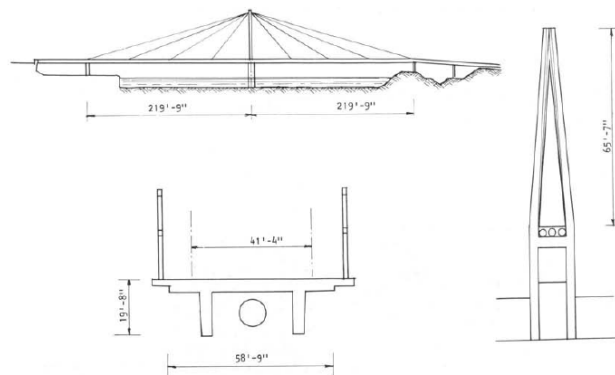


Figura 8: Puente Mount Street, Australia

(Troitsky, 1988)

B. Mención de códigos o normativas utilizadas en el Proyecto de Graduación

1. AGIES NSE 2 - 2018

El AGIES NSE 2 - 2018 se basa en determinar las demandas estructurales a las que va estar sometida una estructura. De tal forma que de esta norma se obtendrán las cargas

vivas de diseño. También se puede obtener de esta norma las cargas muertas sobrepuestas, por ejemplo, de tabiques o instalaciones. Adicionalmente el código también indica una guía práctica para diseñar un espectro genérico de respuesta. A partir de este se podrá determinar parte de los parámetros para diseñar el edificio. Esta norma también indica algunos requisitos que deben cumplir las obras, por ejemplo, que no estén en ningún lugar que represente un riesgo para la integridad de las personas habitando en la estructura. Sin embargo, como este caso de diseño es teórico, se omitirá las condiciones de sitio. Los requisitos necesarios se introducirán en las secciones pertinentes al diseño (AGIES, 2018a).

2. AGIES NSE 3 - 2018

El AGIES NSE 3 - 2018 se basa en el diseño estructural de edificaciones. Este habla de la estructuración que debe llevar un edificio y los parámetros que debe tener para modelar una respuesta sísmica. Luego habla de métodos para determinar la respuesta que debe tener un edificio ante un sismo. Por último habla de los límites de las derivas laterales que tiene que tener un edificio en base a sistema de resistencia lateral (AGIES, 2018b).

3. AGIES NSE 5.2 - Puentes de tamaño y altura limitados

El AGIES NSE 5.2 - 2018 es un documento que regula los diseños de los proyectos de puentes en el país de Guatemala. La idea general del documento es establecer un marco a ser seguido por Dirección General de Caminos y el Ministerio de Comunicaciones Infraestructura y Vivienda. Este documento indica claramente que cualquier aspecto no contemplado en la norma deberá complementarse con las especificaciones del AASHTO LRFD 2013 y posteriormente indica que el diseño y análisis estructural se fundamenta en las disposiciones del AASHTO 2013 y cualquier revisión posterior. Posteriormente indica que cualquier aspecto que no contradiga a dicho código, se podrá complementar con el Código ACI 318-14, manuales y guías de diseño del Precast Concrete Institute y manuales u guías de la Federal Highway Administration, también conocida como FWA (AGIES, 2018c).

4. AASHTO Bridge Design Specifications 2017 LRFD

Esta normativa trata sobre el diseño, evaluación y construcción de de puentes fijos y móviles en la disciplina estructural. Con base en esta normativa es posible extraer las combinaciones de carga y otros factores de diseño.

5. AASHTO LRFD Guides Specification for design of pedestrian bridges 2009

Esta guía estadounidense explica los requisitos para el diseño y construcción de los puentes peatonales. Estos consideran principalmente el tránsito de peatones, ciclistas, e incluso caballos y transporte de mantenimiento, pero que primordialmente su uso principal no es el tránsito de vehículos. Generalmente esta norma remite al AASHTO Bridge Design Specifications 2014 LRFD y esta en consecuencia a otras.

6. A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 7th Edition, 2018

Con base en esta normativa fue posible extraer información geométricas respecto a la pasarela, por ejemplo la altura de la misma y otros criterios para reducir el riesgo de impactos en la subestructura.

7. Metodología de diseño LRFD

El diseño por metodología LRFD se base en separar los tipos de cargas y en base a dicha clasificación, aplicar factores de carga correspondientes al grado de incertidumbre de las mismas. A su vez, esta sumatoria de cargas deben estar agrupadas adecuadamente por medio de las combinaciones de carga, las cuales serán expuestas en otra sección. Estas cargas mayoradas que son demandadas a la estructura, deberán ser menores o iguales que la capacidad resistente de un elemento multiplicado por un factor de reducción (Palomino, 2019). Esto se denota a partir de la siguientes fórmulas:

- Para un estado límite de resistencia:

$$\sum \gamma_i * Q_i \leq \phi * R_n \quad (1)$$

- Para un estado límite de servicio:

$$\sum \gamma_i * \delta_i \leq \phi * \delta_n \quad (2)$$

C. Cargas

1. Cargas vivas plataforma

A continuación, se listan las cargas vivas de la pasarela según diferentes códigos:

- AGIES NSE 2: 500 kg/m² (AGIES, 2018a)
- AGIES NES 5.1: 420 kg/m² (AGIES, 2018b)
- AASHTO Bridge Design Specifications LRFD 2017: 440 kg/m² (AASHTO, 2017)

2. Cargas vivas barandas

Se supone que las cargas vivas para las gradas son las mismas. Sin embargo, las cargas vivas para las barandas sí varía. Esto se muestra a continuación:

- AGIES NSE 2: 250 kg/m de forma horizontal para pasos públicos (AGIES, 2018a)

- AASHTO LRFD 2017: Se aplicará una de carga viva de 0.050 klf transversal y verticalmente a las barandas al mismo tiempo. A su vez, se deberá agregar una carga de 0.20 kip en cualquier punto con cualquier dirección. Los postes estarán diseñados para una carga viva concentrada aplicada en el centro de gravedad de la baranda superior o para los postes superiores a 5 ft de altura, se aplicará la carga puntual a 5 ft. La carga puntual será igual a:

$$P_{LL} = 0.20 + 0.050 \cdot L \quad (3)$$

- Donde:
 - L = separación entre postes
- Las barandas deberán tener una altura superior a 42 in y la separación entre elementos horizontales y verticales será menor que 6 in. Esta puede variar dependiendo de la altura.
- A continuación se muestra un esquema de cómo deberían aplicarse las cargas:

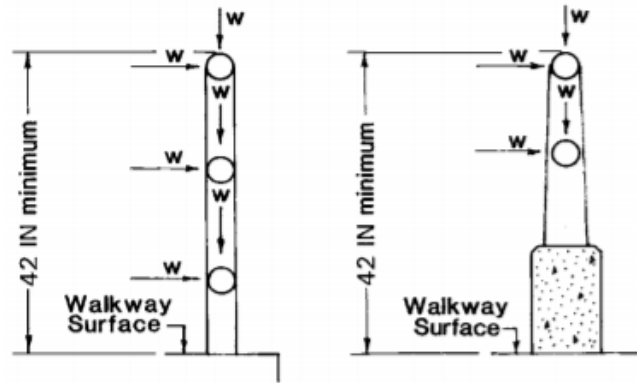


Figura 9: Esquema barandas según la norma AASHTO LRFD 2017

(AASHTO, 2017)

3. Cargas de colisión

Cuando se determine que se desea proteger de colisión una estructura, se diseñara para resistir una fuerza estática de 600 kip en una dirección entre 0° a 15° respecto la horizontal a una distancia de 5.0 ft sobre la superficie. Es posible diseñar elementos de protección adicionales a la estructura o determinar estadísticamente la probabilidad de impacto de un vehículo (AASHTO, 2017).

4. Cargas muertas

Las cargas muertas dependen de la estructura, su geometría y material. Cada material presenta un peso específico diferente, según la AASHTO, a continuación se muestran los pesos específicos para calcular la carga muerta:

Material		Unit Weight (kef)
Aluminum Alloys		0.175
Bituminous Wearing Surfaces		0.140
Cast Iron		0.450
Cinder Filling		0.060
Compacted Sand, Silt, or Clay		0.120
Concrete	Lightweight	0.110 to 0.135
	Normal Weight with $f'_c \leq 5.0$ ksi	0.145
	Normal Weight with $5.0 < f'_c \leq 15.0$ ksi	$0.140 + 0.001 f'_c$
Loose Sand, Silt, or Gravel		0.100
Soft Clay		0.100
Rolled Gravel, Macadam, or Ballast		0.140
Steel		0.490
Stone Masonry		0.170
Wood	Hard	0.060
	Soft	0.050
Water	Fresh	0.0624
	Salt	0.0640
Item		Weight per Unit Length (klf)
Transit Rails, Ties, and Fastening per Track		0.200

Figura 10: Pesos específicos materiales según la norma AASHTO LRFD 2017

(AASHTO, 2017)

5. Cargas sísmicas

El diseño sísmico de puentes según la AASHTO obedece la noción de que una estructura sufra daños evitando el colapso y pérdidas de vidas humanas. Generalmente se utiliza un sistema con probabilidad de excedencia del 7% en 70 años. Esto establece una baja probabilidad de colapso durante su tiempo útil de vida (AASHTO, 2017).

La carga sísmica está dada por el producto del coeficiente elástico sísmico de respuesta C_{sm} y el peso equivalente de la estructura. Estas especificaciones manejan una metodología gobernada por fuerzas, sin embargo en años recientes se ha incrementado el uso de metodologías gobernadas por desplazamientos. Dicho procedimiento está surgiendo porque puede presentar diseños más eficientes para contrarrestar el colapso (AASHTO, 2017).

Espectro de respuesta

El espectro de respuesta para un puente puede ser determinado mediante un procedimiento general, utilizando los factores de sitio correspondientes, o bien por un procedimiento específico al sitio. Se utilizará el procedimiento específico si se cumplen alguno de los siguientes:

- El sitio de construcción está ubicado a seis millas o menos de una falla activa.
- El sitio de construcción tiene suelo tipo F.
- El sitio de construcción estará expuesto a sismos de larga duración.

- Es un puente de vital importancia.

Sin embargo, para este caso, se considerará un procedimiento general. El procedimiento general utiliza el coeficiente de la aceleración más alta del suelo y los factores S_S y S_1 . Estos valores dependen de cada lugar y por lo tanto no se pueden extraer del código estadounidense dado que no tienen valores para Guatemala. De tal manera que se utilizarán los respectivos valores del AGIES NSE 2.

No.	Municipio	Departamento	Amenaza sísmica			Velocidad básica del viento (kph)
			I_0	S_{cr}	S_{1r}	
78	Guatemala	Guatemala	4.2	1.50 g	0.55 g	100
79	Guazacapán	Santa Rosa	4.3	1.65 g	0.60 g	110
80	Huehuetenango	Huehuetenango	4.1	1.30 g	0.50 g	100
81	Huitán	Quetzaltenango	4.2	1.50 g	0.55 g	100
82	Huité	Zacapa	4.1	1.30 g	0.50 g	100
83	Ipala	Chiquimula	4.1	1.30 g	0.50 g	100
84	Ixcán	Quiché	3.1	0.90 g	0.35 g	100
85	Ixchiguan	San Marcos	4.2	1.50 g	0.55 g	100
86	Iztapa	Escuintla	4.3	1.65 g	0.60 g	110

Figura 11: AGIES NSE 2: Anexo Guatemala

(AGIES, 2018a)

A su vez, el AGIES NSE 2 estipula que para aproximar la aceleración máxima del suelo se puede utilizar la siguiente fórmula:

$$AMS_d = 0.40 \cdot S_{cd} \quad (4)$$

Para obtener S_{cd} , se debe modificar el factor de amenaza sísmica corto, S_{cr} por factores de probabilidad de ocurrencia según el nivel de protección sísmica requerida (AGIES, 2018a). A continuación se muestra la tabla.

Nivel de sismo	Factor K_d
Sismo ordinario — 10% probabilidad de ser excedido en 50 años	0.66
Sismo severo — 5% probabilidad de ser excedido en 50 años	0.80
Sismo extremo — 2% probabilidad de ser excedido en 50 años	1.00
Sismo mínimo — condición de excepción	0.55

Figura 12: AGIES NSE 2: Factores K_d

(AGIES, 2018a)

Efectos de sitio

Los efectos de sitio son altamente importantes porque el comportamiento de un puente frente a un sismo está estrechamente relacionado al tipo de suelo donde está ubicado. Un sitio será clasificado entre A y F según la siguiente tabla. Sin embargo si no se logra obtener suficiente información se asumirá un suelo F (AASHTO, 2017).

Site Class	Soil Type and Profile
A	Hard rock with measured shear wave velocity, $\bar{v}_s > 5,000$ ft/s
B	Rock with $2,500$ ft/sec $< \bar{v}_s < 5,000$ ft/s
C	Very dense soil and soil rock with $1,200$ ft/sec $< \bar{v}_s < 2,500$ ft/s, or with either $\bar{N} > 50$ blows/ft, or $\bar{s}_u > 2.0$ ksf
D	Stiff soil with 600 ft/s $< \bar{v}_s < 1,200$ ft/s, or with either $15 < \bar{N} < 50$ blows/ft, or $1.0 < \bar{s}_u < 2.0$ ksf
E	Soil profile with $\bar{v}_s < 600$ ft/s or with either $\bar{N} < 15$ blows/ft or $\bar{s}_u < 1.0$ ksf, or any profile with more than 10.0 ft of soft clay defined as soil with $PI > 20$, $w > 40$ percent and $\bar{s}_u < 0.5$ ksf
F	Soils requiring site-specific evaluations, such as: <ul style="list-style-type: none"> • Peats or highly organic clays ($H > 10.0$ ft of peat or highly organic clay where H = thickness of soil) • Very high plasticity clays ($H > 25.0$ ft with $PI > 75$) • Very thick soft/medium stiff clays ($H > 120$ ft)

Figura 13: Clasificaciones de sitio

(AASHTO, 2017)

Factores de sitio

F_{pga} , F_a y F_v son los factores de sitio que se utilizan en el rango de periodo cero, periodo corto y periodo largo respectivamente. Estos datos se pueden extraer de las siguientes tablas. Como se mencionó previamente, los datos a utilizar son extraídos del AGIES NSE 2. Por otra parte, es válido interpolar entre dos valores para obtener el deseado (AASHTO, 2017).

Site Class	Peak Ground Acceleration Coefficient (PGA) ¹				
	$PGA < 0.10$	$PGA = 0.20$	$PGA = 0.30$	$PGA = 0.40$	$PGA > 0.50$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F ²	*	*	*	*	*

Figura 14: Valores de sitio F_{pga}

(AASHTO, 2017)

Site Class	Spectral Acceleration Coefficient at Period 0.2 sec (S_s) ¹				
	$S_s < 0.25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.00$	$S_s > 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F ²	*	*	*	*	*

Figura 15: Valores de sitio F_a

(AASHTO, 2017)

Site Class	Spectral Acceleration Coefficient at Period 1.0 sec (S_1) ¹				
	$S_1 < 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 > 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F ²	*	*	*	*	*

Notes:

¹Use straight-line interpolation for intermediate values of S_1 .

²Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analysis should be performed for all sites in Site Class F.

Figura 16: Valores de sitio F_v

(AASHTO, 2017)

Elaboración del espectro

A continuación, se muestra el espectro de respuesta. A su vez, este incluye diferentes fórmulas para graficar cada parte (AASHTO, 2017).

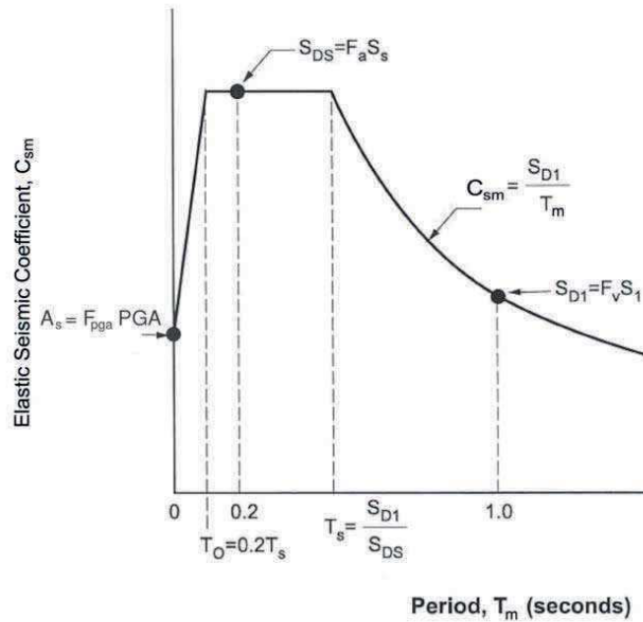


Figura 17: Espectro de diseño según AASHTO LRFD 2017

(AASHTO, 2017)

Coeficiente elástico sísmico de respuesta (C_{sm})

Este coeficiente es importante dado que determina las fuerzas sísmicas que sufrirá la estructura. Dependiendo de la región en que se encuentre la estructura, así será la fuerza, como se muestra a seguidamente:

1. Periodos menores o iguales que T_0 :

$$C_{sm} = A_s + (S_{DS} - A_s) \cdot (T_m/T_0) \quad (5)$$

En donde:

$$A_s = F_{pga} \cdot PGA \quad (6)$$

$$S_{DS} = F_a \cdot S_s \quad (7)$$

Donde:

- PGA = coeficiente de aceleración del suelo en roca (suelo tipo B)
- S_s = coeficiente de aceleración espectral de respuesta horizontal con un periodo de 0.2 segundos en roca
- T_m = periodo de vibración del modo
- T_0 = periodo de referencia ($0.2 \cdot T_s$)
- T_s = periodo de referencia donde el espectro cambia de ser independiente al periodo a inversamente proporcional al periodo S_{D1}/S_{DS}

2. Para periodos mayores o iguales que T_0 y menores o iguales que T_S :

$$C_{sm} = S_{DS} \quad (8)$$

3. Para periodos superiores a T_S :

$$C_{sm} = S_{D1}/T_m \quad (9)$$

En donde:

$$S_{D1} = F_v \cdot S_1 \quad (10)$$

Donde:

- S_1 = coeficiente de respuesta de aceleración espectral horizontal a un segundo de periodo en suelo tipo B.

(AASHTO, 2017)

Clasificación de operación

El dueño de la obra o bien, la entidad con jurisdicción sobre ella, podrá determinar la clasificación de operación de la misma (AASHTO, 2017). A continuación se muestran las tres diferentes categorías en las que puede pertenecer un puente:

- Puentes críticos son los puentes que deberían estar abiertos inmediatamente después de un evento sísmico de gran escala.
- Puentes esenciales: son los puentes que deberían estar abiertos inmediatamente después de un evento sísmico.
- Otro tipo de puentes

(AASHTO, 2017)

Zona sísmicas

Cada puente debe clasificarse dentro de 4 categorías diferentes de acuerdo a la siguiente tabla utilizando S_{D1} .

Acceleration Coefficient, S_{D1}	Seismic Zone
$S_{D1} \leq 0.15$	1
$0.15 < S_{D1} \leq 0.30$	2
$0.30 < S_{D1} \leq 0.50$	3
$0.50 < S_{D1}$	4

Figura 18: Zonas sísmicas

(AASHTO, 2017)

Factores de modificación de respuesta

Estos factores se utilizan porque sería antieconómico diseñar un puente y sus elementos estructurales para que siempre se mantengan en el rango elástico. Por lo tanto, las fuerzas sísmicas de diseño serán divididas por un factor R . Como una alternativa al uso de factores para uniones monolíticas, se pueden usar las fuerzas que se desarrollarían en la articulación plástica entre columnas y cimientos. Siempre se debe considerar que el sismo puede actuar en cualquier dirección. Sin embargo, para efectos del análisis, se considera únicamente un análisis para dos direcciones ortogonales de la estructura (AASHTO, 2017). A continuación, se muestra una tabla con factores de modificación para la subestructura y para las conexiones.

Substructure	Operational Category		
	Critical	Essential	Other
Wall-type piers—larger dimension	1.5	1.5	2.0
Reinforced concrete pile bents			
• Vertical piles only	1.5	2.0	3.0
• With batter piles	1.5	1.5	2.0
Single columns	1.5	2.0	3.0
Steel or composite steel and concrete pile bents			
• Vertical pile only	1.5	3.5	5.0
• With batter piles	1.5	2.0	3.0
Multiple column bents	1.5	3.5	5.0

Figura 19: Factores de modificación de respuesta: Subestructuras

(AASHTO, 2017)

Connection	All Operational Categories
Superstructure to abutment	0.8
Expansion joints within a span of the superstructure	0.8
Columns, piers, or pile bents to cap beam or superstructure	1.0
Columns or piers to foundations	1.0

Figura 20: Factores de modificación de respuesta: Conexiones

(AASHTO, 2017)

Combinación de los efectos de las fuerzas sísmicas

Los efectos elásticos sísmicos de cada eje se deberán analizar de la siguiente forma. Para cualquier eje, el 100 % de los efectos sísmicos de su propia dirección más el 30 % de los efectos sísmicos del eje ortogonal (AASHTO, 2017).

Cálculo de fuerzas de diseño

- Puentes de un tramo: Para este tipo de puentes, la fuerza mínima de conexión en la dirección restringida debe ser el producto entre A_S (6) y el área tributaria correspondiente.
- Puentes en zona sísmica 1: Para los puentes en esta zona, con un coeficiente A_S (6) menor que 0.05, la fuerza de diseño horizontal en las direcciones restringidas deberá ser

mayor que 0.15 veces la reacción vertical debidas a la carga tributaria asumida como presente durante un evento sísmico. Para todas las demás zonas sísmicas, se deberá asumir un factor del 0.25 en lugar de 0.15.

- Puentes en zona sísmica 2: Las estructuras en zona sísmica 2 deben ser analizados de acuerdo a los artículos 4.7.4.1 y 4.7.4.3. A excepción de los cimientos, la fuerza sísmica se determinará dividiendo las fuerzas elásticas sísmicas por el factor R . Para las cimentaciones, se debe dividir por $R/2$. Este valor no puede ser inferior a 1.

- Puentes en zona sísmica 3 y 4: Las estructuras deben ser analizados de acuerdo a los artículos 4.7.4.1 y 4.7.4.3, de manera similar a la zona 2. Sin embargo, el diseño de las fuerzas debe tomarse como el menor de las siguientes:
 - Se utilizará el factor R para dividir las fuerzas. Excepto para los cimientos, el factor R será igual a 1.

 - Diseño inelástico de articulaciones plásticas.

(AASHTO, 2017)

Métodos de análisis

Los métodos de análisis varían dependiendo de la zona sísmica en la que se encuentre el puente. Para una zona como Guatemala, se requiere un análisis multimodal elástico si el puente es irregular. Si el puente es regular se requiere un análisis de carga equivalente elástico o un análisis modal elástico. Para que sea regular, la relación entre las diferentes luces debe ser inferior a 2. A su vez, la relación entre las rigideces de flexión/torres debe ser de por lo menos 4. Para el método modal elástico, se debe definir el análisis en el sentido transversal o longitudinal. Este modo puede ser calculado aplicando una fuerza uniformemente distribuida horizontal a la estructura y calculando la deformación.

6. Combinaciones de carga

Según la norma AASHTO para puentes peatonales, se deben seguir las combinaciones de carga de la tabla 3.4.1.1 de la guía para puentes vehiculares de la AASHTO. A su vez, indica que las combinaciones de carga de resistencia II, IV y V no deben ser consideradas. A continuación, se muestra la tabla 3.4.1-1 de la norma AASHTO LRFD 2017:

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

Figura 21: Combinaciones de carga según la norma AASHTO LRFD 2017

(AASHTO, 2017)

La primera columna denota las cargas permanentes. La guía para puentes peatonales estipula que el factor para la fatiga I, debe reducirse a 1, en lugar que 1.5. A su vez, la carga a considerar ahí es por viento, no carga viva. Los valores gamma para cargas permanentes de la figura anterior se muestran en la Tabla 3.4.1-2 (AASHTO, 2017). Caso seguido se muestran los significados de las cargas muertas:

- CR = efectos de fuerza por deformaciones
- DD = fuerzas que jalan para abajo
- DC = efecto de cargas muertas por componentes estructurales y por elementos no estructurales anclados a la estructura
- DW = Carga muerta por superficies de uso y utilidades
- EH = Fuerza horizontal por la presión de la tierra
- EL = Fuerzas misceláneas debido a anclajes por los procesos de construcción
- ES = sobrecarga de tierra
- EV = presión vertical por la tierra

- PS = fuerzas secundarias por el postensado, fuerzas totales de pre-estresado
- SH = Fuerzas debido al encogimiento

(AASHTO, 2017)

A continuación, se muestran todas las cargas transientes:

- BL = cargas por explosión
- BR = carga por frenado vehicular
- CE = carga centrífuga vehicular
- CT = carga vehicular de colisión
- CV = carga naval de colisión
- EQ = carga sísmica
- FR = carga por fricción
- IC = carga por hielo
- IM = carga dinámica vehicular permitida
- LL = carga vehicular viva
- LS = sobrecarga viva
- PL = carga peatonal
- SE = fuerzas por asentamientos
- TG = fuerzas por gradientes de temperatura
- TU = fuerzas por efecto uniforme de temperatura
- WA = fuerza por carga de agua
- WL = viento en carga viva
- WS = viento en la carga de la estructura

(AASHTO, 2017)

D. Breve introducción al concreto reforzado

El concreto un material compuesto por grava, arena, roca triturada entre otros agregados unidos por medio de una pasta formada por agua y cemento. Es posible agregar también uno o más aditivos para cambiar alguna propiedad del mismo. El concreto tiene una alta resistencia a la compresión pero una pobre resistencia a la tensión. De tal forma que es natural agregar acero al concreto normal en forma de varillas para crear el concreto reforzado o concreto armado. Dicho acero también es capaz de soportar cargas de compresión (McCormack y Brown, 2018).

1. Comportamiento estructural del concreto reforzado

- a Resistencia a compresión: generalmente la resistencia a compresión del concreto se determina por medio de ensayos de cilindros de concreto. Dicha resistencia a compresión se le conoce como " f'_c ". Esta resistencia busca evaluar la resistencia a compresión después de 28 días de su creación. Existen infinitas resistencias a compresión para el concreto, sin embargo para facilitar el diseño se proponen generalmente resistencias como 3,000 psi, 4,000 psi, 5,000 psi, 6,000 psi, entre otras. Aunque la resistencia cambie, la deformación unitaria última que puede sufrir el concreto antes de fallar por aplastamiento es igual a 0.003. Esto se demuestra en la siguiente imagen (McCormack y Brown, 2018).

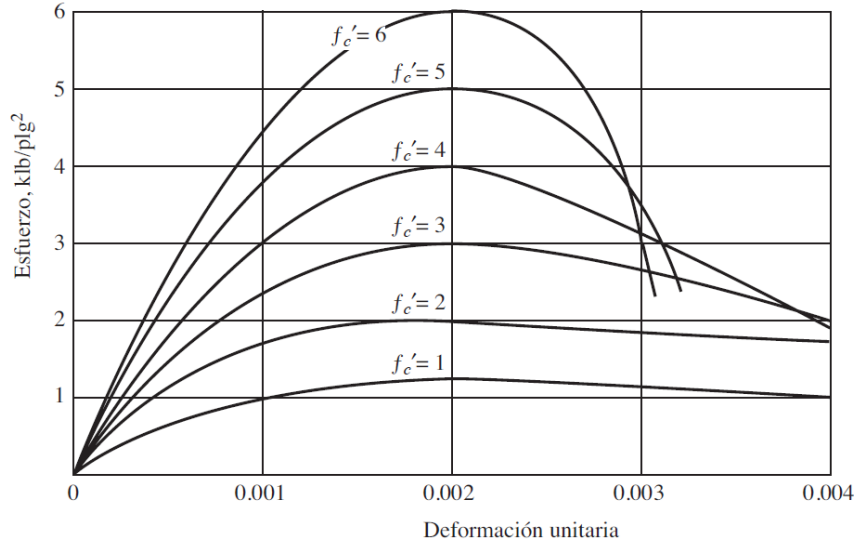


Figura 22: Diferentes curvas de esfuerzo - deformación para diferentes resistencias últimas a compresión a los 28 días

Dicho valor será sumamente necesario para realizar futuros cálculos. Adicionalmente, la gráfica demuestra que entre más alta sea la resistencia, el concreto es más frágil.

- b Resistencia a corte: La resistencia a corte para el concreto es difícil de calcular y medir adecuadamente. De hecho, recientemente se realizaron cambios en el código ACI 318 -

19 para atender nuevos descubrimientos. Ahora se deben seguir nuevas fórmulas para el chequeo de resistencia a corte en una dirección. Estas aplican exclusivamente para elementos no pretensados. Sin embargo, para manejar estos niveles de incertidumbre el código escoge ser conservador y propone soluciones y fórmulas seguras que se verán en el diseño de elementos a cortante (McCormack y Brown, 2018).

- c Resistencia a tensión: La resistencia a la tensión del concreto se representa generalmente como una pequeña fracción de la resistencia total que tiene el concreto a compresión. En promedio, la resistencia a tensión se encuentra entre un 8 y 12 % de la resistencia a compresión. Sin embargo para el diseño estructural esta resistencia se desprecia por completo (McCormack y Brown, 2018).

2. Ventajas del concreto reforzado

1. La relación resistencia a compresión - costo es relativamente elevada.
2. El concreto reforzado presenta excelentes propiedades contra el fuego y agua.
3. Las estructuras de concreto reforzado presentan una alta rigidez.
4. Las estructuras de concreto reforzado presentan un bajo mantenimiento.
5. La vida de las estructuras de concreto reforzado es longeva comparada contra la de otras estructuras. Esto se debe a que la resistencia del concreto aumenta a lo largo de los años.
6. Es el material idóneo para elementos como zapatas, muros de sótanos, pilotes, entre otros.
7. Presenta una alta versatilidad de formas.
8. El concreto aprovecha recursos naturales locales como grava y arena, componentes necesarios para la mezcla.
9. La instalación no necesita personal altamente calificado para realizarla. (McCormack y Brown, 2018)

3. Desventajas del concreto reforzado

1. Como se explicó previamente, la resistencia a tensión del concreto es baja.
2. Es necesario utilizar encofrados, apuntalamientos, obras falsas, etc. para la construcción de los edificios. Según McCormack, "el costo de la obra falsa llega a ser de uno a dos tercios de una estructura de concreto reforzado" (McCormack y Brown, 2018). Esto también indica un incremento en el tiempo de construcción de la obra.
3. Las estructuras de concreto son pesadas.
4. Los miembros pueden llegar a ser voluminosos. Esto puede afectar el espacio libre disponible en una edificación.

5. Se debe tener especial cuidado al trabajar el concreto *in situ* porque existe una alta variabilidad del material dependiendo de las proporciones del material y la calidad propia de los materiales. (McCormack y Brown, 2018)

E. Conceptos sísmicos relevantes

Guatemala es un país altamente sísmico. En el territorio nacional ocurre una convergencia de tres placas tectónicas diferentes: la placa de Cocos, la placa del Caribe y la placa de Norteamérica (Corzo, 2014).

Este movimiento genera esfuerzos concentrados en las fronteras de las placas. Dichas fronteras funcionan como grandes resortes que acumulan energía hasta que ceden y ocasionan los terremotos. La interacción entre la placa del Caribe y Cocos genera un fenómeno de subducción, ocasionando los terremotos de la costa sur del país. Mientras que la placa del Caribe y la de Norteamérica provocan un efecto de transcurrencia. Generando así la famosa falla del Motagua - Polochic, causante del terrible terremoto del 76 (Corzo, 2014).

Los sismos presentan diferentes magnitudes. Estas generalmente describen la cantidad de energía liberada al momento en que se mueven las placas. Sin embargo, desde un punto de vista estructural es más importante el concepto de la intensidad. Esta describe la percepción que tienen las personas del fenómeno y también las sollicitaciones que reciben las estructuras. Por ejemplo, es posible que un sismo libere una mayor cantidad de energía que otro, pero si está más cerca del epicentro, entonces recibirá mayores sollicitaciones que otro más alejado y de mayor magnitud (Corzo, 2014).

F. Software de análisis y diseño

1. CSI Brdige

El programa CSI Bridge es de la casa "Computer and Structures and Inc.". Esta casa es responsable de otros softwares famosos como "SAP2000", un programa de modelado de elementos finitos; "ETABS", un programa de diseño estructural especializado en el diseño de edificios; y "SAFE", un programa para el diseño de losas.

Este programa basa su análisis en "SAPFire Analysis Engine". El cual permite el análisis de tanto eigen vectores como vectores Ritz. El programa cuenta con una interfaz versátil y paramétrica. La cual es útil para el modelado en 2D y 3D.

A su vez, es capaz de implementar cargas móviles y diferentes carriles. De tal manera que es posible modelar la orientación de los carros en el programa al igual que el ancho máximo en el que se podrían mover los vehículos dentro del carril para hacer un análisis más exacto. También permite la creación de construcciones por etapas por medio de la creación de diferentes horarios y secuencias. También es posible determinar cargas como el "creep".

Una gran ventaja que provee el software es la cantidad de software de diseño que tiene. Contiene diversos softwares para el diseño de los elementos estructurales de acero o concreto.

También provee diferentes códigos para la implementación del espectro, donde incluso se presenta el código guatemalteco AGIES.

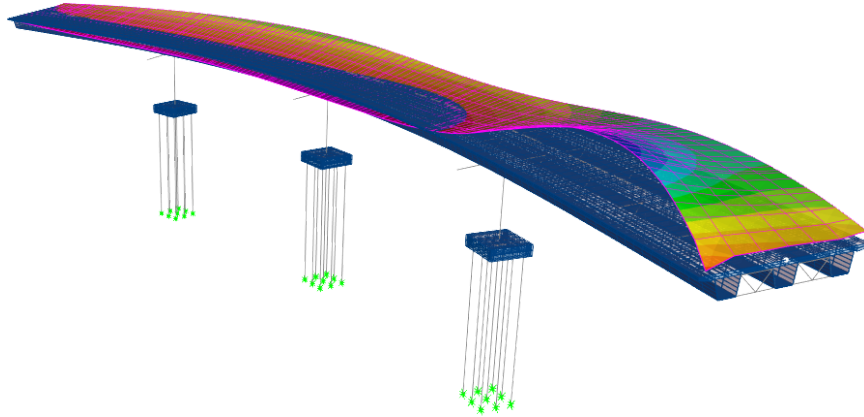


Figura 23: Modelo de un puente realizado en CSI Bridge

2. RM Bridge Advanced

Este programa es de la casa Bentley y se centra en el análisis, diseño y modelado de diferentes tipos de puentes. Es adecuado para analizar puentes de concreto, madera y acero en diferentes presentaciones como puentes de armadura, puentes de arco, entre otros. Es capaz de analizar los puentes con 20 códigos de diseño internacionales. El software es increíblemente versátil por el alto número de análisis que puede realizar, por ejemplo:

- Análisis estático
- Linear dinámico
- Interacción suelo - estructura
- Análisis no lineares
- Análisis por elementos finitos
- Método "pushover"
- Análisis de tiempo - historia
- Análisis para trenes de alta velocidad (Bentley, [2016](#))

A continuación se exponen todas las habilidades que tiene el programa:

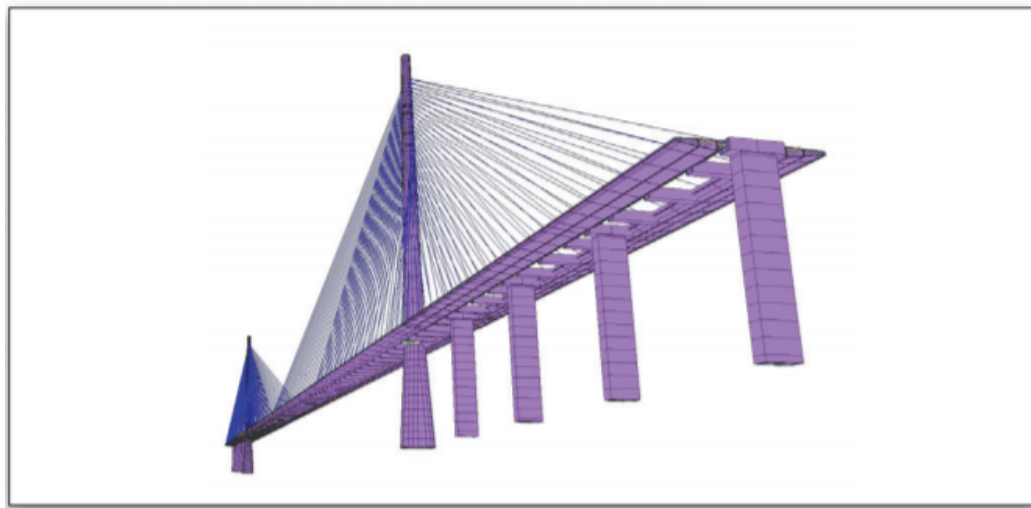
- a Generalidades: El software es capaz de analizar, diseñar y determinar la capacidad de carga para puentes ya existentes o nuevos. Como se mencionó previamente, es posible utilizar hasta 20 diferentes códigos de diseño.

- b Análisis de cargas sísmicas: Es posible definir la aceleración sísmica y llevar a cabo diferentes tipos de tareas para un mejor diseño sismo resistente.
- c Geometría de las calles y topografía: Es posible extraer información de topografía directamente de otros programas de Bentley al igual que importar información relevante relacionada a las carreteras y el terreno.
- d Análisis de elementos finitos: Este software es capaz de analizar el modelo por medio de elementos finitos al igual que la forma tradicional, la teoría clásica de las vigas.
- e Integración multidisciplinaria: Se puede transmitir la información a diferentes equipos en la elaboración del proyecto y colaborar en tiempo real para minimizar los riesgos en la construcción.
- f Diseño y análisis de puentes de arco, suspendidos y atirantados: Es posible diseñar y analizar cualquier tipo de puente manejando incluso los puentes más complicados.
- g Diseño y análisis de puentes de concreto: Realiza un proceso de modelado, análisis, revisión por código, genera reportes de diseño, y crea dibujos automáticamente.
- h Diseño y análisis de puentes de acero: Modela, analiza, diseña y optimiza los perfiles de acero utilizando técnicas de elementos finitos y de respuesta del espectro sísmico.
- i Diseño a análisis de superestructuras y subestructuras: Es capaz de realizar un modelado geométrico y luego un análisis para estas partes de los puentes de forma unificada.
- j Diseño de puentes para trenes de alta velocidad: Realiza un proceso de modelado, análisis, revisión por código, genera reportes de diseño, y crea dibujos automáticamente.
- k Evaluación de diferentes procesos constructivos: El software es capaz de "construir" el puente mientras se modela para proveer información más exacta durante el proceso constructivo. Algunos de los procesos incluidos son: método de fundición *in situ*, método de voladizo, entre otros.
- l Generación de documentación Genera modelos en 3D y dibujos en 2D para secciones, elevaciones y detalles.
- m Análisis estático, dinámico y de estabilidad: Analiza puentes utilizando un espectro genérico de diseño, y puede hacer análisis de segundo orden.
- n Análisis de viento: Calcula análisis aerodinámicos para puentes o torres para eliminar los presos del túnel de viento en el diseño preliminar y puede combinar análisis de viento y sismo.
- ñ Secuencia y fases de construcción: investiga las partes de la construcción para identificar problemas antes de la construcción.
- o Visualizador de puentes: Se genera una visualización automática de la superestructura y subestructura. También se pueden ver vistas en perfil, elevación, sección en estilos sólidos y transparentes para explorar áreas complejas. (Bentley, 2016)

Los requisitos demandados para una computadora son los siguientes:

- Procesador: 2.0 GHz de Intel o AMD o más
- Sistema operativo: Windows
- RAM: 1 GB de memoria RAM como mínimo, pero se recomienda 4 GB de RAM.
- Espacio en el disco duro: Aproximadamente 1.4 GB de espacio libre.
- Gráficos y pantalla: se necesita una memoria gráfica dedicada con un monitor de con la siguiente resolución: 1280 x 768. (Bentley, 2016)

Por último, se muestra una imagen de un puente atirantado producido en dicho programa.



Stonecutters Bridge by Ove Arup, Hong Kong.

Figura 24: Puente: "Stonecutters" en Hong Kong, modelado en RM Bridge Advanced

3. Mathcad y Excel

La idea general es utilizar estos programas para el diseño de los elementos, creando así memorias de cálculo. Dependiendo del tamaño de los datos a manejar se puede optar uno, o el otro. En fin, el uso de los programas dependerá del elemento a analizar.

G. Geometría requerida para las pasarelas

1. Altura mínima

La altura mínima del puente está dado por la Norma "AASHTO A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 7th Edition, 2018". Según esta, la altura libre sobre una carretera debe ser 14 pies. Sin embargo en esta norma y también en la Norma del diseño de puentes peatonales según la AASHTO requieren un pie más para prevenir colisiones con

vehículos. De tal forma que la altura total de la pasarela debe ser igual a 15 pies, lo cual es aproximadamente igual a 4.60 metros (ipv Delft, 2015). A pesar de las recomendaciones anteriores, en Guatemala el Ministerio de Comunicaciones solicita un gálibo mínimo de 5.5 metros libres por cuestiones de transporte de maquinaria pesada.

2. Ancho del puente

El ancho del puente depende del objetivo del mismo. Es decir, si se planea que una o dos personas transiten al lado simultáneamente o bien si planea que circulen bicicletas en la pasarela. Se recomienda como mínimo un espaciamiento entre barandillas igual a 1.5 metros, pero 1.8 metros proporciona un ambiente más cómodo (ipv Delft, 2015). A continuación se muestran los espaciamientos para diferentes tipos de peatones:

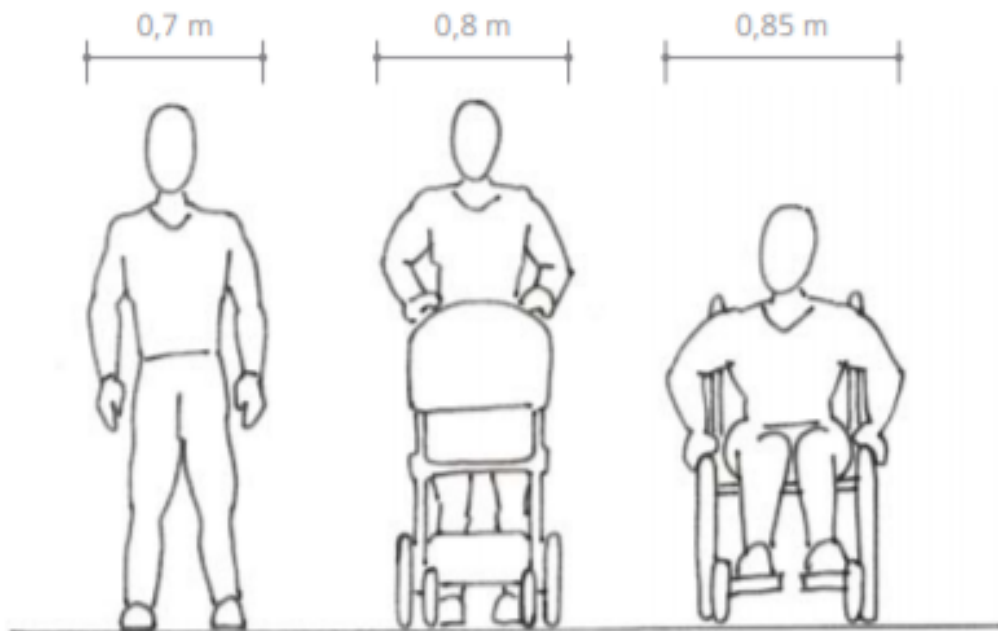


Figura 25: Espaciamiento para diferentes tipos de peatones

(ipv Delft, 2015)

Si el puente está planeado para la circulación de bicicletas, se debe considerar un espaciamiento mínimo de 2.40 metros para dos ciclistas al lado simultáneamente en la pasarela. Sin embargo, para tramos donde se considera un tránsito individual, el espaciamiento debe ser igual a 1.40 metros. Se considera un espaciamiento mayor porque las bicicletas circulan a una velocidad más alta que el peatón, en algunas ocasiones los ciclistas tienden a balancearse sobre su eje, y por medidas de seguridad (ipv Delft, 2015). A continuación se muestran unos espaciamientos como ejemplos:

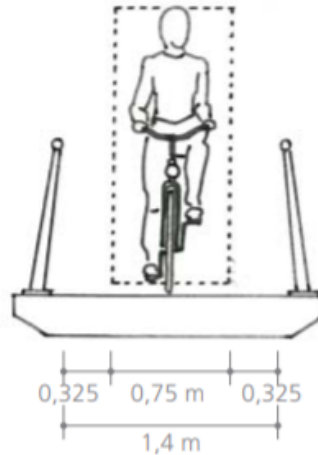


Figura 26: Espaciamiento para diferentes puentes peatonales con una bicicleta

(ipv Delft, 2015)

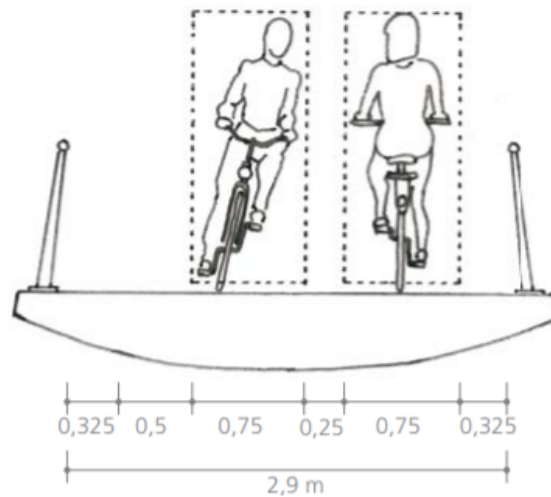


Figura 27: Espaciamiento para diferentes puentes peatonales con dos bicicletas

(ipv Delft, 2015)

3. Altura de las barandillas

La altura para las barandillas depende de la elevación sobre el terreno. Si esta elevación es mayor que un metro, entonces las barandillas deben ser de 1.20 metros de alto. Otro valor recomendado para dicho uso es 1.30 metros. La barandilla para las gradas puede tener una altura de mínimo 0.85 metros. El ingeniero debe tener criterio al momento de diseñar las barandillas y detectar si se encuentra en una zona educativa. En tal caso, Se recomienda colocar soportes verticales en lugar de horizontales para que los niños no la escalen. A su

vez, las aberturas en las barandillas debe impedir que sea traspasada por una esfera de 0.50 metros de diámetro. El espaciamiento entre las mismas debe ser menor que 0.10 metros (ipv Delft, 2015). A continuación, se ejemplifican las características:

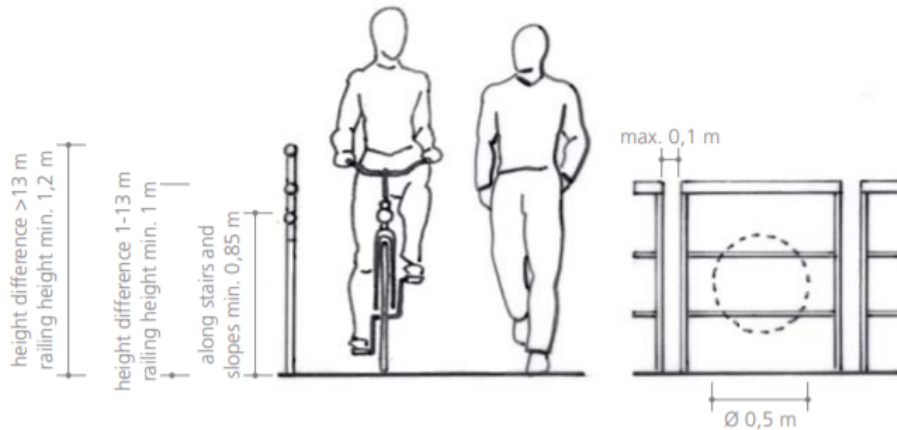


Figura 28: Características geométricas para las barandillas

(ipv Delft, 2015)

La AASHTO especifica que la altura mínima para las barandillas peatonales es de 42 in, aproximadamente 110 centímetros independientemente de la altura del puente. El espaciamiento entre las mismas debe ser inferior que 6 pulgadas, aproximadamente 15 cm (AASHTO, 2009).

4. Gradass

No se recomienda una serie de gradass seguidass de 4 metros o más. Como la altura del puente debe ser 4.60 metros como mínimo, se debe colocar un descanso de aproximadamente 1.20 x 1.20 metros para brindarle mayor comodidad al usuario (ipv Delft, 2015). La guía ecuatoriana NTE INEN 2249 comparte las dimensiones para las escaleras con un espacio libre entre los pasamanos de 1.20 metros que la guía holandesa (SEN, 2016). Por otra parte, la República Dominicana (decreto No. 361-15) prefiere que la separación libre en gradass de uso público sea de 1.40 metros (DGRS, 2015).

Dimensiones para huella y contrahuella

Tanto la normativa ecuatoriana y el decreto dominicano convergen en las siguientes dimensiones para la huella y contrahuella promedio para las gradass:

- Huella: 28 cm a 30 cm
- Contrahuella: aproximadamente 16 cm a 18 cm

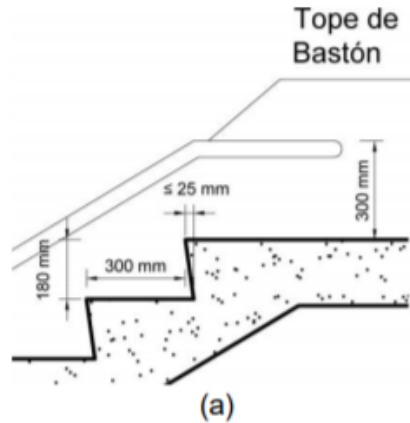


Figura 29: Ejemplo dimensiones de gradas

(DGRS, 2015)

A su vez, ambas normativas presentan fórmulas que relacionan la contrahuella y huella en las escaleras. No obstante, es más común utilizar las medidas previamente descritas.

- Norma ecuatoriana:

$$60 \text{ cm} \leq 2 \cdot a + b \leq 66 \text{ cm} \quad (11)$$

- Norma dominicana:

$$60 \text{ cm} \leq 2 \cdot a + b \leq 64 \text{ cm} \quad (12)$$

- Donde: a = huella y b = contrahuella.

H. Torre

Las torres afectarán directamente la cantidad de materiales de todo el puente, las fuerzas de los cables y la compresión de la plataforma transitable. Los puentes atirantados generalmente requieren una torra más alta que los puentes suspendidos (Pousette, 2001). Por esta razón, las torres de concreto pueden llegar a presentar un ahorro de hasta el 40% de los costos de la torre. Pueden ser de concreto reforzado o preesforzado (Troitsky, 1988).

Se recomienda utilizar apoyos empotrados para las bases, especialmente cuando se utiliza el concreto reforzado como material estructural, para reducir costos de colocación. Sin embargo, si el suelo resulta desfavorable, se puede colocar como articulado longitudinalmente en la base. Esto, como se mencionó previamente, puede llegar a ser más caro considerando también el tipo de cimentación en el proyecto. Se debería optar en lugar de zapatas el uso de pilotes u otros elementos afines (Troitsky, 1988).

1. Relación torre-luz

La altura de una torre de un puente atirantado está dada por la ecuación (13), donde la altura está intrínsecamente relacionada a la cantidad de cables, la distancia y el ángulo de los mismos (Troitsky, 1988).

$$h = n \cdot a \cdot \tan(\alpha) \quad (13)$$

Donde:

- α = ángulo de inclinación de los cables
- n = cantidad de cables
- a = tamaño del panel

De tal forma que existen algunas relaciones entre la longitud del puente y la altura de la torre que pueden brindar una solución más económica que otras. Por ejemplo, para los puentes con tres tramos, la relación largo a alto es aproximadamente igual a 5. Por lo tanto, la altura de la torre debe ser igual al 20 % - 60 % de la longitud del tramo principal (Pousette, 2001). No obstante, la relación entre el tramo intermedio (principal) y el tramo inicial o final es de 0.4 a 0.5 para brindar menores costos (Klonaris, 2020).

Para los puentes con una sola torre, la relación entre la altura de la torre y el largo de la torre es igual a 0.35 – 0.45. A su vez el ángulo óptimo de los cables debe ser superior que 25° (Pousette, 2001). Se recomienda que la longitud de cada tramo no sea igual para que exista una mayor rigidez en el sistema. Las torres generalmente son esbeltas, y por lo tanto se debe considerar efectos de segundo orden (Klonaris, 2020).

I. Cables

1. Clasificación

Comúnmente se clasifica como cables a elementos de acero capaces de resistir a tensión pero sin capacidad de resistir a compresión. Sin embargo existe una clasificación importante para poder entender una diferencia clave entre los puentes suspendidos y puentes atirantados.

- Cables (Cables) : pueden estar compuestas de una o más cuerdas (ropes) estructurales trenzadas o en forma paralela.
- Hilo o torrones (strand) : es un ensamblaje de alambres de forma helicoidal, exceptuando los alambres paralelos, alrededor de un cable central producidos según la norma ASTM A-586 o la ASTM A460. Este puede utilizarse como un elemento estructural individual o como un componente de un elemento estructural.

- Cuerda (rope): está compuesta por hilos arreglados como un espiral alrededor de otro hilo ubicado en el centro. La cuerda generalmente tiene una mayor capacidad de curvatura y por lo tanto se utiliza en situaciones donde sea relevante en el diseño. Deben obedecer los parámetros de la Norma ASTM A-603.

(Troitsky, 1988)

En los puentes atirantados generalmente se utilizan los hilos o torrones en lugar que las cuerdas por las siguientes razones:

- El hilo tiene mayor fuerza de ruptura que la cuerda
- El módulo de elasticidad es mayor.
- Presenta una menor curvatura que la cuerda.
- Según las especificaciones de las normas ASTM, se presenta una mayor capacidad de corrosión.

(Troitsky, 1988)

Los tipos de hilos se clasifican en enrollado helicoidalmente, trenzado, y paralelos. Generalmente, los cables en estructuras helicoidales se producen con hilos de 1/2-4 in con una resistencia de ruptura entre 15 - 925 toneladas. Además, el factor de seguridad para estos es generalmente 2.2 o 2.5 (Troitsky, 1988).

2. Ángulo óptimo

Para los puentes atirantados se presenta un ángulo óptimo en el cual se reducen significativamente las deformaciones. A continuación se muestra una gráfica relacionando las deformaciones y los ángulos.

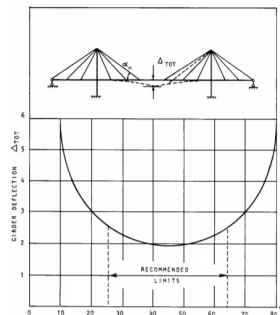


Figura 30: Ángulo óptimo para puentes atirantados

(Troitsky, 1988)

Como se puede observar, el ángulo óptimo según Troitsky es de 45° (Troitsky, 1988).

A su vez, un espaciamiento óptimo entre cables es de 6.2 m a 9.2 metros. Esto permite que la estructura cargue mayores momentos, y se reducen las fuerzas en los anclajes al igual que los momentos. La erección del puente llega a ser simplificada y facilita el reemplazo de los cables en caso de mantenimiento (Troitsky, 1988).

3. Configuración de cables

A pesar que exista un ángulo óptimo, es posible configurar los cables de maneras diferentes para presentar diversas soluciones estéticas dependiendo del diseño arquitectónico (Michel, 2001). Generalmente se presentan tres diferentes modelos: arpa, abanico y semi abanico, como se ve a continuación (Gimsing y col., 2012).

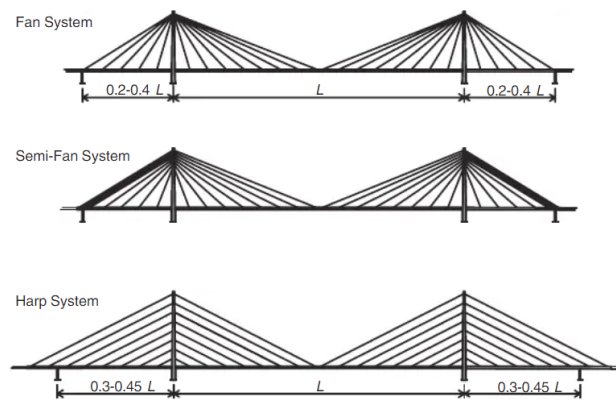


Figura 31: Tipos de puentes atirantados según la configuración de los cables

(Gimsing y col., 2012)

Dependiendo de la configuración de los cables, se afectará directamente diferentes parámetros del puente.

- **Fuerzas en el deck:** El patrón de arpa no es recomendado en grandes longitudes de puentes ya que induce altos esfuerzos axiales en el deck. Esto es lógico dado que el ángulo del cable tiende a ser igual a 45° , por lo tanto, se genera la misma fuerza horizontal como la fuerza vertical. Mientras que otras configuraciones pueden variar el ángulo, haciéndolo más pequeño. De tal manera que se reduce la fuerza horizontal. Este incremento de fuerzas puede indicar una mayor cantidad de acero requerida.
- **Momentos en el deck:** Al momento de tensar los cables, la carga muerta se reduce considerablemente. De tal forma que los momentos debido a esta carga son pequeños. Como se mencionó previamente, un espaciado entre 6 a 9 metros garantiza soluciones económicas. No obstante, es importante considerar el primer cable de la torre dado

que sí puede llegar a influenciar los momentos en la torre. Generalmente los momentos son mayores en la mitad de los tramos y pegado a la columna.

- Momentos en las torres: Dependiendo de la configuración de las cargas, así será el momento flexor máximo presentado en las torres dado que puede presentarse alguna carga asimétrica. Sin embargo, usualmente se presentan mayores momentos en el deck y mayores cargas axiales en las torres.
- Deformaciones : Al igual que los momentos, un correcto espaciamiento influye más en las deformaciones que el tipo de arreglo. Sin embargo, el patrón de ventilador tiene menores deflexiones para cargas asimétricas.

(Castellanos, 2007)

4. Módulo de elasticidad

Siempre y cuando el cable esté inclinado, este tendrá una deformación lateral no deseada para este tipo de puentes dado que las cargas se transmiten de forma axial a los cables. Si se presenta una deformación lateral en los mismos, existe una reducción en el módulo de Young del cable, reduciendo así la capacidad. Esta deformación no es visible lateralmente por la esbeltez de los cables, sin embargo, es posible visualizarla desde su eje axial. Para los puentes atirantados, esta deformación lateral es o debería ser igual a un 1.00 %. Por tal razón, generalmente los cables presentan un módulo de elasticidad igual a 205 MPa (Gimsing y col., 2012).

A su vez, el módulo de elasticidad para los cables puede variar dependiendo de la magnitud y duración de la carga aplicada. El módulo de elasticidad es directamente proporcional a la carga, entre más elevada sea la carga, mayor será el módulo de elasticidad. Este factor (rigidez) es importante dado que la rigidez del puente depende de las rigideces de los cables. Es por tal razón importante definir el módulo de elasticidad ideal para el cable. Este dependerá de los factores previamente descritos (Troitsky, 1988). El cable al estar sometido bajo su propio peso sufrirá una deflexión que afecta dicho módulo (Gutiérrez, 2016), dicha fórmula se presenta a continuación:

$$E_i = \frac{E_e}{1 + \left[\frac{(\gamma \cdot L)^2}{12 \cdot \sigma^3} \right] \cdot E_e} \quad (14)$$

Donde:

- E_i = módulo de elasticidad para cables con deflexiones laterales
- E_e = módulo de elasticidad para cables sin deflexiones laterales
- γ = peso específico del cable
- L = proyección horizontal de la longitud total de un cable
- σ = esfuerzo axial del cable

- γ = peso específico del cable

Al asumir valores para un hilo o cable típico ($E_e = 10,800 \text{ ton/in}^2$ y $\gamma = 1.37 \cdot 10^{-4} \text{ ton/in}^3$) y reemplazar dichos datos en la ecuación (14), se puede obtener la siguiente gráfica. Es posible observar que entre menor sea la fuerza o esfuerzo en el cable y mayor su longitud, menor será el módulo elástico (Troitsky, 1988).

La norma AASHTO LRFD 2017 describe de manera diferente estos efectos, según las siguientes fórmulas. La primera es para la catenaria instantánea y la segunda para la catenaria inducida por las cargas. Esta última se debe considerar iterativamente.

$$E_{MOD} = E \left[1 + \frac{EAW^2(\cos(\alpha))^5}{12H^3} \right]^{-1} \quad (15)$$

$$E_{MOD} = E \left[1 + \frac{(H_1 + H_2)EAW^2(\cos(\alpha))^5}{24H_1^2H_2^2} \right]^{-1} \quad (16)$$

A su vez, la norma estipula que se debe revisar el modelo si llegara a fallar un cable.

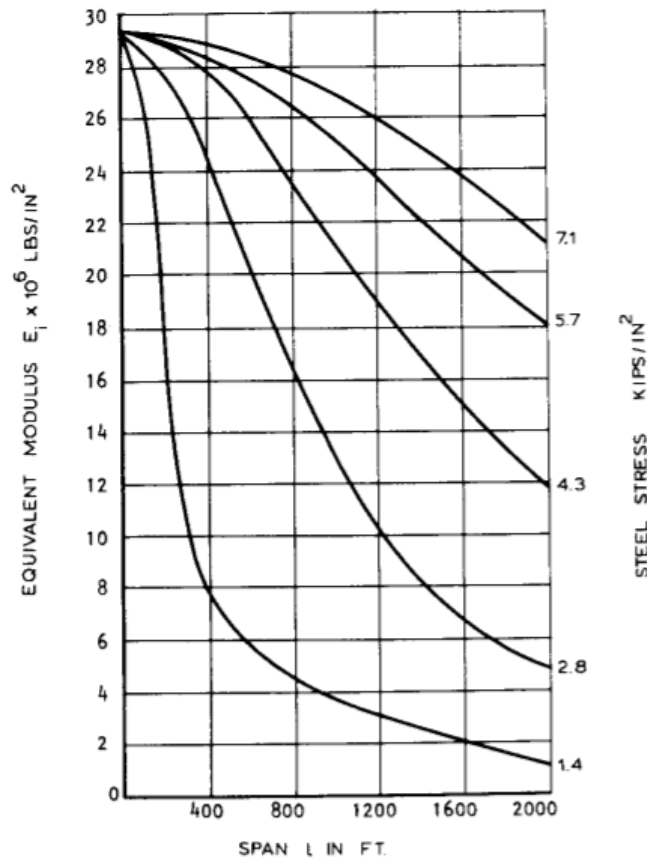


Figura 32: Relación entre el módulo de elasticidad real, esfuerzo y la proyección horizontal de la longitud de un cable

(Troitsky, 1988)

Para puentes vehiculares se debe considerar los efectos del cambio en la magnitud debido a las cargas vivas y sus efectos representados en el fenómeno de la fatiga. Sin embargo, para puentes peatonales, como la adición de la carga viva no genera un cambio drásticamente significativo, se puede obviar según la norma "LRFD Guide Specifications for the Design of Pedestrian Bridges". No obstante, para un diseño por cargas de viento, sí se debe considerar ya que la misma norma indica que el viento sí puede causar fatiga en los cables. Es impresionante que también pide que se calcule los efectos de las ráfagas de viento generadas por vehículos si dado puente se llegará a construir sobre carreteras. A su vez, siempre se pide que los cables estén tensados incluso con la menor configuración de cargas. (AASHTO, 2009).

5. Catálogo de sistemas de presfuerzo

Para los torones se propone cables DYNa Grip de la casa Dywidag. Esta es una casa líder en Europa. Estos presentan protección contra rayos UV y la intemperie. Por tal razón cumplen con la norma ISO 12944 contra la corrosión. A su vez, estos presentan la gran ventaja que los torrones pueden ser intercambiables. De tal forma que si uno es lastimado, se puede reemplazar fácilmente. El equipo utilizado para su instalación es liviano y no es necesario agregar más formaletas para su colocación. A continuación se muestra un esquema de los torones y anclajes (DSI, 2007).

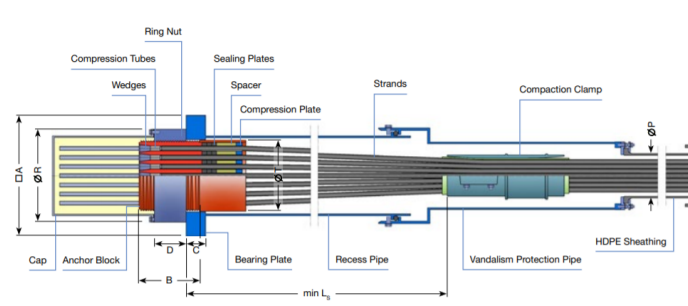


Figura 33: Anclaje torones en losa DYNa Grip

(DSI, 2007)

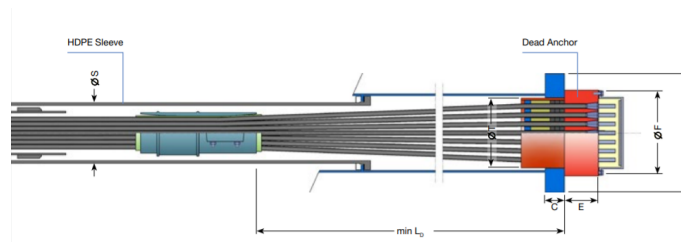


Figura 34: Anclaje torones en torres DYNa Grip

(DSI, 2007)

Cable type*		DG-P4	DG-P7	DG-P12	DG-P19	DG-P31
No. of strands		4	7	12	19	31
Forces [kN]**						
Ultimate load at 100% GUTS		1,116	1,953	3,348	5,301	8,649
Service load at 50% GUTS for stay cables		558	977	1,674	2,651	4,325
Service load at 60% GUTS for extradosed tendons		670	1,172	2,009	3,181	5,189
Dimensions [mm]						
Bearing plate***	□ A	190	250	300	370	460
Bearing plate***	C	20	25	30	35	40
Bearing plate opening	∅ T	112	145	183	219	287
Thread****	B	160	170	200	220	230
Ring nut	D	50	50	90	110	120
Ring nut	∅ R	150	210	244	287	350
Dead anchor	E	50	90	120	120	135
Dead anchor	∅ F	150	190	215	261	324
Distance of compaction clamp, stressing end	min L ₁	520	650	880	1,080	1,350
Distance of compaction clamp, dead end	min L ₂	430	540	770	970	1,240
HDPE sheathing	∅ P	63	90	110	125	160
HDPE transition tube	∅ S	110	140	200	225	250

* larger sizes on special request
** local design guidelines must be taken into account
*** dimensions correspond to concrete strength $\geq 35\text{MPa}$ (cylinder) at 45% GUTS according to PTI anchorage zone design
**** standard length, changeable on special request
Subject to modification

Figura 35: Propiedades torones DYNa Grip

(DSI, 2007)

DG-P37	DG-P43	DG-P55	DG-P61	DG-P73	DG-P85	DG-P91	DG-P109	DG-P127
37	43	55	61	73	85	91	109	127
10,323	11,997	15,345	17,019	20,367	23,715	25,389	30,411	35,433
5,162	5,999	7,673	8,510	10,184	11,858	12,695	15,206	17,717
6,194	7,198	9,207	10,211	12,220	14,229	15,233	18,247	21,260
500	600	600	640	715	780	780	855	910
45	55	60	65	70	75	80	85	90
293	329	341	371	403	429	455	479	531
240	250	270	275	290	300	310	340	350
130	140	160	165	180	190	200	230	240
378	420	440	480	536	554	600	636	700
135	150	170	170	185	190	195	210	220
354	398	420	450	490	522	550	586	645
1,500	1,690	1,750	1,920	2,070	2,170	2,340	3,020	3,390
1,390	1,580	1,640	1,810	1,960	2,050	2,230	2,910	3,280
180	180	200	225	250	280	280	315	315
250	315	315	315	355	355	355	450	450

Figura 36: Propiedades torones (continuación) DYNa Grip

(DSI, 2007)

J. Consideraciones de diseño AASHTO LRFD 2017

1. Esfuerzo de compresión

El esfuerzo de compresión para el concreto de peso normal en puentes tiene como límite inferior 2.4 ksi y como límite superior 10 ksi. Este último puede ser utilizado en casos excepcionales. Para concretos de peso liviano, se debe especificar además del esfuerzo de compresión las propiedades físicas. A continuación, se muestran los diferentes tipos de concreto y sus usos específicos:

- Clase A: este tipo generalmente se usa para cualquier tipo de elemento estructural a menos que dicho elemento este expuesto a agua de mar u otra condición perjudicial.
- Clase B: generalmente se utiliza para zapatas, muros de gravedad, pedestales y muelles grandes.

- Clase C: se usa para secciones delgadas, con un espesor menor que 4 pulgadas.
- Clase P: se usa cuando el concreto requerido supera un f'_c de 4 ksi. A su vez, para concreto preesforzado, generalmente se debe utilizar un agregado de 3/4 de pulgada.
- Clase S: se usa para concreto debajo de agua.

Las clases de concreto A, A(AE) y P usadas en zonas con agua de mar deben tener una relación agua:cemento menor que 0.45.

2. Módulo de Young, Poisson y de Ruptura

El módulo de Young debe calcularse según la siguiente fórmula si no se tiene suficiente información:

$$E_c = 120,000K_1w_c^2f'_c{}^{0.33} \quad (17)$$

Donde:

- K_1 = factor de corrección, cuando no se puede demostrar lo contrario por pruebas de laboratorio, se tomará como 1
- w_c = peso del concreto (kcf)
- f'_c = fuerza compresiva del concreto (ksi)

(AASHTO, 2017)

Por otra parte, el módulo de Poisson se tomará como 0.2.

El módulo de ruptura se tomará como:

$$f_r = 0.24\lambda\sqrt{f'_c} \quad (18)$$

- $\lambda = 1$, para concreto de peso normal
- f'_c = fuerza compresiva del concreto (ksi)

(AASHTO, 2017)

3. Propiedades del acero de refuerzo

El acero de refuerzo debe ser como mínimo 60 ksi. Sino, debe existir consentimiento por medio del dueño del proyecto para usar aceros con esfuerzos de fluencia inferiores. El módulo de Young será asumido como 29,000 ksi para aceros con un esfuerzo de fluencia hasta de 100 ksi (AASHTO, 2017).

4. Propiedades del acero de presfuerzo

El acero de presfuerzo puede presentarse como sin recubrimiento, torrones de siete hilos, sin recubrimiento o deformado, o como barras de alta resistencia y debe cumplir con varias normas ASTM (AASHTO A416/A416M, AASHTO M 722/A722M). Los requisitos del acero se resumen en la siguiente tabla (AASHTO, 2017)..

Material	Grade or Type	Diameter (in.)	Tensile Strength, f_{pu} (ksi)	Yield Strength, f_{py} (ksi)
Strand	270 ksi	0.375 to 0.6	270	90% of f_{pu}
Bar	Type 1, Plain	0.75 to 1.375	150	85% of f_{pu}
	Type 2, Deformed	0.625 to 2.5	150	80% of f_{pu}

Figura 37: Propiedades del acero de refuerzo

(AASHTO, 2017)

Por otra parte su módulo de Young sería de 28,500 ksi para los hilos y 30,000 para las barras (AASHTO, 2017).

5. Metodologías de diseño

Los elementos estructurales pueden diseñarse convencionalmente por medio del método convencional o de Bernoulli. Se puede diseñar así para límites de servicio y fatiga. Sin embargo, para límites de resistencia o límites extremos, se debe clasificar las zonas de los elementos en "B"(diseño convencional) o "D", diseño considerando discontinuidades de esfuerzos. A continuación se muestra una figura para saber distinguir el tipo de región en base a la carga aplicada, donde se muestra que las regiones "D"son todas aquellas limitadas por el peralte efectivo a la izquierda y derecha si es permitido cuando ocurre una carga puntual o un cambio en geometría. Generalmente para las zonas "D"se debe usar el método "strut and tie"(AASHTO, 2017).

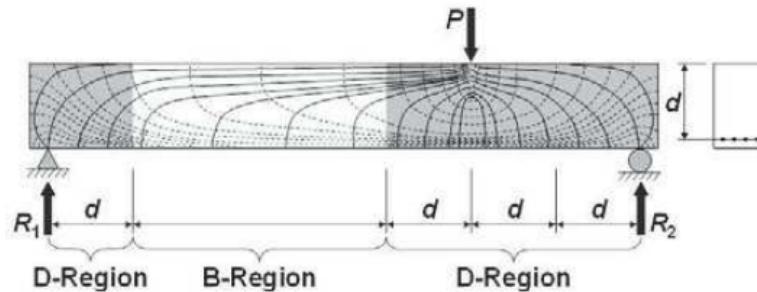


Figura 38: Comparación gráfica entre regiones "D" y "B"

(AASHTO, 2017)

6. Estado límite de servicio

Para el límite de servicio se debe considerar agrietamiento, deformación y esfuerzos en el concreto (AASHTO, 2017).

7. Estado de límite de resistencia

Para los estados de límite de resistencia se debe considerar resistencia y estabilidad. A continuación se describen los factores ϕ que deben usarse para reducir la resistencia de los elementos (AASHTO, 2017).

- Para secciones controladas por tensión (concreto reforzado y post tensado): $\phi = 0.90$
- Para corte y torsión: $\phi = 0.90$
- Para secciones controladas por compresión (estribos o espirales): $\phi = 0.75$
- Para aplastamiento $\phi = 0.75$
- Es posible utilizar secciones en transición, según la siguiente fórmula para miembros presforzados:

$$0.75 \leq \phi = 0.75 + \frac{0.25(\epsilon_t - \epsilon_{cl})}{(\epsilon_{tl} - \epsilon_{cl})} \leq 1.0 \quad (19)$$

Para miembros no presforzados, se utiliza la siguiente fórmula:

$$0.75 \leq \phi = 0.75 + \frac{0.15(\epsilon_t - \epsilon_{cl})}{(\epsilon_{tl} - \epsilon_{cl})} \leq 0.90 \quad (20)$$

Donde:

- ϵ_t = deformación del acero en tensión en capacidad nominal
- $\epsilon_{cl} = 0.002$ para acero grado 60 ksi
- $\epsilon_{tl} = 0.005$ para acero grado 60 ksi

(AASHTO, 2017)

8. Resistencia a flexión

La resistencia del concreto a flexión se expresa por medio de la siguiente ecuación

$$M_r = \phi M_n \quad (21)$$

Donde:

- M_r = capacidad disminuida (kip in)

- ϕ = factor phi de flexión
- M_n = capacidad factorada (kip in)

(AASHTO, 2017)

Para secciones con aletas, la capacidad nominal de tensión se presenta a continuación. Sin embargo, esta se pueda adaptar para utilizarse en secciones rectangulares.

$$M_n = A_{ps}f_{ps}(d_p - a/2) + A_s f_s (d_s - a/2) - A'_s f'_s (d'_s - a/2) + \alpha_1 f'_c (b - b_w) h_f (a/2 - h_f/2) \quad (22)$$

Donde:

- A_{ps} = área the acero preesforzado (in^2)
- f_{ps} = esfuerzo promedio en acero preesforzado (ksi)
- d_p = distancia entre la fibra extrema en compresión y el centroide del acero de preesfuerzo (in)
- A_s = área de acero no preesforzado (in^2)
- f_s = esfuerzo de acero no preesforzado (ksi)
- d_s = distancia entre la fibra extrema en compresión y el centroide del acero de no preesforzado (in)
- A'_s = área de acero no preesforzado en zona de compresión (in^2)
- f'_s = esfuerzo de acero no preesforzado en zona de compresión (ksi)
- d'_s = distancia entre la fibra extrema en compresión y el centroide del acero de no preesforzado en zona de compresión (in)
- α_1 = factor de bloque, 0.85
- b = ancho en compresión, se debe verificar el ancho efectivo (in)
- b_w = ancho del alma (in)
- h_f = espesor de la aleta (in)
- a = profundidad equivalente de la zona en compresión (in)

(AASHTO, 2017)

A su vez, la distancia del centroide a la fibra extrema en compresión " c'' " se puede calcular a partir de las siguientes ecuaciones dependiendo si la sección es rectangular o con aletas. La primera ecuación a continuación demuestra el ζ "para secciones con aletas y la segunda para secciones rectangulares.

$$c = \frac{A_{ps}f_{ps} + A_s f_s - A'_s f'_s - \alpha_1 f'_c (b - b_w) h_f}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b_w + k A_{ps} f_{pu} / d_p} \quad (23)$$

$$c = \frac{A_{ps}f_{ps} + A_s f_s - A'_s f'_s}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b_w + k A_{ps} f_{pu} / d_p} \quad (24)$$

En donde:

- A_{ps} = área del acero de preesfuerzo (in^2)
- f_{pu} = esfuerzo de tensión del acero de preesfuerzo (ksi)
- f_{py} = esfuerzo de fluencia del acero de preesfuerzo (ksi)
- A_s = área del acero no preesforzado (in^2)
- f_s = esfuerzo de fluencia del acero no preesforzado (ksi)
- f'_s = esfuerzo en el refuerzo no preesforzado en tensión en la resistencia nominal a flexión (ksi)
- b = ancho de la cara en compresión (in)
- b_w = ancho del alma o de la sección circular de un miembro (in)
- h_f = profundidad de la zona de compresión de la aleta (in)
- d_p = distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del acero preesforzado (in)
- c = distancia de la fibra extrema en compresión al eje neutro (in)
- α_1 = factor de esfuerzo igual a 0.85
- β_1 = factor de esfuerzo igual a 0.85 para concreto 4ksi, pero decrecerá 0.05 para cada 1000 psi añadidos con un límite inferior de 0.65

El área mínima de acero debe ser suficiente para cumplir con el valor máximo de las siguientes condiciones:

1.33 veces el momento factorado de la condición de resistencia I, de la Tabla 21 (25)

$$M_{cr} = \gamma_3 [(\gamma_1 f_r + \gamma_2 f_{cpe}) S_c - M_{drc} (\frac{S_c}{S_{nc}} - 1)] \quad (26)$$

(AASHTO, 2017)

Donde:

- M_{cr} = momento de agrietamiento (kip in)

- f_r = módulo de ruptura, ver ecuación (18)
- f_{cpe} = esfuerzo de compresión en el concreto debido a cargas (ksi) efectivas preesforzadas en el extremo de la sección
- M_{drc} = momento debido a la carga total muerta (ksi)
- S_c = módulo de sección en secciones compuestas en la fibra extrema donde ocurren los esfuerzo de tensión (in^3)
- S_{nc} = módulo de sección en secciones monolíticas o secciones no compuestas en la fibra extrema donde ocurren los esfuerzo de tensión (in^3)
- $\gamma_1 = 1.6$
- $\gamma_2 = 1.0$
- $\gamma_3 = 0.67$

(AASHTO, 2017)

Para el tema de las deflexiones, es recomendable ejecutar un análisis complejo ayudado por una computadora. En especial para este tipo de puentes debido a la gran cantidad de cables que maneja. Sin embargo, el código permite usar la ecuación 5.6.3.5.2-1 para calcular deformaciones instantáneas (AASHTO, 2017).

9. Miembros en compresión

Se deben considerar las siguientes condiciones: excentricidades, cargas axiales, momentos de inercia diferentes, grados de libertad, deflexiones, duración de las cargas y preesfuerzo. El área longitudinal máxima está dada por las siguientes condiciones para esfuerzo no presforzado:

$$\frac{A_s}{A_g} + \frac{A_{ps}f_{pu}}{A_g f_y} \leq 0.08$$

(AASHTO, 2017)

Sin embargo, si la carga permanente no factorada no supera $0.4A_g f'c$, el acero máximo puede no ser mayor que:

$$\frac{A_s}{A_g} + \frac{A_{ps}f_{pu}}{A_g f_y} \leq 0.015$$

Donde:

- A_s = área de acero no presforzado (in^2)
- A_g = área bruta de la sección (in^2)
- A_{ps} = área de acero presforzado (in^2)
- f_{pu} = esfuerzo especificado para el acero de preesfuerzo (ksi)
- f_y = esfuerzo especificado para el acero no presforzado (ksi)

(AASHTO, 2017)

El acero mínimo deberá ser una barra número 5 por esquina, o seis número 5 para secciones circulares. La resistencia nominal a compresión para miembros no presforzados cuadrados se da según la siguiente fórmula:

$$P_n = 0.80[k_c f'_c (A_g - A_{st} - A_{ps} + f_y A_{st} - A_{ps}(f_{pe} - E_p \epsilon_{cu}))] \quad (27)$$

Nota: se debe cambiar 0.80 por 0.85 para secciones circulares. A su vez, esta resistencia nominal debe reducirse y ser menor que la resistencia demandada.

Donde:

- $k_c = 0.85$
- A_{st} = área de acero no presforzado (in^2)
- A_g = área bruta de la sección (in^2)
- A_{ps} = área de acero presforzado (in^2)
- f_{pu} = esfuerzo especificado para el acero de preesfuerzo (ksi)
- f_y = esfuerzo especificado para el acero no presforzado (ksi)
- f'_c = resistencia a compresión del concreto (ksi)
- P_n = capacidad nominal (kip)
- ϵ_{cu} = deformación máxima del concreto
- f_{pe} = esfuerzo efectivo luego de las pérdidas (ksi)

(AASHTO, 2017)

10. Flexión biaxial

Dependiendo de la magnitud de la carga axial, así dependerá el diseño biaxial. Si la carga axial mayorada es mayor o igual que $0.10\phi f'_c A_g$, se debe usar la siguiente ecuación:

$$\frac{1}{P_{rxy}} = \frac{1}{P_{rx}} + \frac{1}{P_{ry}} - \frac{1}{\phi P_0} \quad (28)$$

(AASHTO, 2017)

Sin embargo, si la carga axial mayorada es menor que $0.10\phi f'_c A_g$, se debe usar la siguiente ecuación:

$$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \leq 1.0 \quad (29)$$

En donde:

- ϕ = factor de reducción correspondiente
- P_{rxy} = resistencia de axial reducida al haber flexión en ambos sentidos (kip)
- P_{rx} = resistencia axial reducida si hay una excentricidad en "y" (kip)
- P_{ry} = resistencia axial reducida si hay una excentricidad en "x" (kip)
- P_u = carga axial mayorada (kip)
- M_{ux} = momento factorado en "x" (kip in)
- M_{uy} = momento factorado en "y" (kip in)
- M_{rx} = momento disminuido resistente en "x" (kip in)
- M_{ry} = momento disminuido resistente en "y" (kip in)
- P_0 = capacidad nominal, es la ecuación (27) sin 0.80 o 0.85 multiplicando (kip)

(AASHTO, 2017)

11. Aplastamiento

La capacidad nominal de aplastamiento es parecida a la propuesta por el ACI 318-14 para edificios, a continuación se muestra la ecuación:

$$P_n = 0.85 f'_c A_1 m \quad (30)$$

(AASHTO, 2017)

Donde "m" es un factor de modificación que depende de la distribución de esfuerzos en la zona de apoyo. Si la zona de apoyo tiene esfuerzos uniformes, se considera como la ecuación (31). Sino, se considera como la ecuación (32). Sin embargo, si la columna tiene la misma dimensión de la zapata (improbable), "m" es igual a uno (AASHTO, 2017).

$$m = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2.0 \quad (31)$$

(AASHTO, 2017)

$$m = 0.75 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.50 \quad (32)$$

(AASHTO, 2017)

Donde:

- P_n = capacidad nominal ante el aplastamiento (kip)
- A_1 = área de la columna (in^2)
- A_2 = área geoméricamente similar y concéntrica a A_1 ubicada en un plano imaginario con una relación 2:1 hasta que tope con el borde de la zapata (in^2)

(AASHTO, 2017)

12. Tensión

Para los elementos a tensión, se considerará que solamente los elementos de acero pueden resistir dicho esfuerzo. Si existe una zona de tensión con momentos combinados, se deberá considerar de manera similar a la compresión en las ecuaciones (28) y (29) (AASHTO, 2017).

13. Torsión

Los efectos de torsión deben ser investigados cuando se cumpla la siguiente condición.

$$T_u \geq 0.25\phi T_{cr} \quad (33)$$

(AASHTO, 2017)

El valor de T_{cr} puede variar dependiendo si la sección a tratar es sólida o hueca. De tal forma que la ecuación (34) muestra el criterio para secciones sólidas y la ecuación (35) es para secciones huecas (AASHTO, 2017).

$$T_{cr} = 0.126K\lambda\sqrt{f'_c}\frac{A_{cp}^2}{p_c} \quad (34)$$

$$T_{cr} = 0.126K\lambda\sqrt{f'_c}2A_0b_e \quad (35)$$

Donde:

- $K = \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0.126\lambda\sqrt{f'_c}}} \leq 2.0$
- T_u = torsión mayorada (kip in)
- T_{cr} = momento de agrietamiento de torsión (kip in)
- A_0 = área confinada por el camino del flujo cortante (in^2)
- A_{cp} = área delimitada por el perímetro exterior de la sección transversal de concreto (in^2)
- p_c = longitud del perímetro exterior de la sección transversal de concreto (in)
- f'_c = resistencia a compresión del concreto (ksi)
- f_{pc} = resistencia a compresión del concreto luego de pérdidas de preesfuerzo (ksi)
- b_e = ancho efectivo de la trayectoria del flujo cortante que considera el espesor mínimo en el exterior de las almas o patines para las secciones tipo cajón (in)
- ϕ = factor de reducción correspondiente
- λ = para este caso, 1

(AASHTO, 2017)

Al cumplirse la condición, se debe calcular la resistencia torsional de la sección, como se muestra a continuación:

$$T_n = \frac{2A_0A_t f_y \cot \theta}{s} \quad (36)$$

En donde:

- T_n = torsión nominal (kip in)
- A_0 = área confinada por el camino del flujo cortante (in^2)

- A_t = área de un miembro confinado de torsión en miembros sólidos, o el área total para secciones huecas en la parte exterior del alma y de los patines (in^2)
- s = longitud del perímetro exterior de la sección transversal de concreto (in^2)

(AASHTO, 2017)

Cuando la torsión es requerida, cada sección deberá cumplir con una capacidad de tensión de acero longitudinal en la zona de tensión en el fenómeno de la flexión según la siguiente ecuación:

$$A_{ps}f_{ps} + A_gf_y \geq \frac{|M_u|}{d_v\phi_f} + 0.5\frac{N_u}{\phi_c} + (|\frac{V_u}{\phi_v} - V_p| - 0.5V_s) \cot \theta \quad (37)$$

Donde:

- V_s = resistencia a cortante otorgada por el refuerzo transversal, no debe ser mayor que $\frac{V_u}{\phi_v}$ (kip)
- θ = ángulo de inclinación de los esfuerzos de compresión en grados según el artículo 5.7.3.4 (grados)
- ϕ_f, ϕ_v, ϕ_c = factores phi de reducción de resistencia para momento, corte y axial, respectivamente.

(AASHTO, 2017)

14. Corte

Es necesario considerar acero por refuerzo a cortante cuando ocurra lo siguiente excepto para zapatas y losas:

$$V_u \leq 0.5\phi(V_c + V_p) \quad (38)$$

- V_u = fuerza de corte mayorada
- V_c = resistencia que aporta el concreto al corte
- V_p = componente de la fuerza preesforzada en la dirección de la fuerza cortante
- ϕ = el valor phi correspondiente según lo descrito previamente

(AASHTO, 2017)

El acero requerido puede ser suministrado por estribos perpendiculares al sentido longitudinal de los elementos, espirales, estribos inclinados, tendones preesforzados, etc. De tal forma que la resistencia a cortante se debe determinar como la menor de las siguientes ecuaciones:

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (39)$$

$$V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p \quad (40)$$

En donde:

- $V_c = 0.0316\beta\lambda\sqrt{f'_c}b_v d_v$ corresponde a la resistencia que soporta el concreto (kip)
- $V_s = \frac{A_v f_y d_v \cot \theta}{s}$ corresponde a la resistencia que aporta el acero al tener estribos perpendiculares al sentido longitudinal al elemento. (kip)
- $\theta = 45$ deg para zapatas en este proyecto
- $\theta = 29 + 3500\epsilon_s$ para los demás elementos
- $\beta = 2.0$ para zapatas en este proyecto
- $\beta = \frac{48}{1+750\epsilon_s}$ para los demás elementos
- ϵ_s es la deformación neta longitudinal en el centroide del refuerzo a tensión
- $d_v = \frac{M_n}{A_s f_y + A_{ps} f_{ps}}$ el peralte efectivo de corte, no debe ser menor que 0.72 h (in)
- $b_v =$ ancho efectivo limitado por el peralte efectivo d_v (in)
- $s =$ espaciamiento del refuerzo transversal (in)
- $A_v =$ área del refuerzo a cortante (in^2)
- $V_p =$ componente de la fuerza de preesfuerzo (kip)
- $\lambda = 1$ para los concretos con peso normal

(AASHTO, 2017)

A su vez, es importante conocer el espaciamiento máximo y área mínima que debe llevar una sección considerando el criterio de cortante. El área mínima se presenta a continuación:

$$A_v = 0.0316\lambda\sqrt{f'_c}\frac{b_v s}{f_y} \quad (41)$$

Mientras que el espaciamiento máximo se debe limitar según lo siguiente, dependiendo del esfuerzo cortante en el concreto:

Si $v_u < 0.125f'_c$ entonces se escoge la ecuación (42). Si $v_u \geq 0.125f'_c$ entonces se escoge la ecuación (43).

$$s_{max} = 0.8d_v \leq 24.0 \text{ in} \quad (42)$$

$$s_{max} = 0.4d_v \leq 12.0 \text{ in} \quad (43)$$

En donde:

- $v_u = \frac{|V_u - \phi V_p|}{\phi b_v d_v}$ (ksi)

(AASHTO, 2017)

15. Acero por temperatura y contracción

El área de acero por temperatura y contracción por pie lineal debe obedecer la siguiente ecuación si el miembro está expuesto al sol y cambios de temperatura.

$$0.11in^2 \leq \frac{1.30bh}{2(b+h)f_y} \leq 0.60in^2 \quad (44)$$

(AASHTO, 2017)

En donde:

- A_s = área mínima por refuerzo de temperatura en cada dirección in^2
- b = ancho de menor dimensión de la sección (in)
- h = menor espesor requerido (in)
- f_y = esfuerzo a fluencia del acero de refuerzo (ksi)

(AASHTO, 2017)

16. Limitaciones para el acero presforzado

El esfuerzo del acero debido al presforzado o por el límite de servicio bi deberá exceder el recomendado por el fabricante y el dado por la siguiente tabla:

Condition	Tendon Type		
	Plain High-Strength Bars	Low Relaxation Strand	Deformed High-Strength Bars
Pretensioning			
Immediately prior to transfer (f_{pi})	0.70 f_{pu}	0.75 f_{ps}	—
At service limit state after all losses (f_{ps})	0.80 f_{ps}	0.80 f_{ps}	0.80 f_{ps}
Post-Tensioning			
Prior to seating—short-term f_{pi} may be allowed	0.90 f_{ps}	0.90 f_{ps}	0.90 f_{ps}
At anchorages and couplers immediately after anchor set	0.70 f_{ps}	0.70 f_{ps}	0.70 f_{ps}
Elsewhere along length of member away from anchorages and couplers immediately after anchor set	0.70 f_{ps}	0.74 f_{ps}	0.70 f_{ps}
At service limit state after losses (f_{ps})	0.80 f_{ps}	0.80 f_{ps}	0.80 f_{ps}

Figura 39: Límites de esfuerzo para acero de preesfuerzo

(AASHTO, 2017)

17. Limitaciones para el esfuerzo del concreto

El esfuerzo compresivo para los componentes del concreto presforzado y post-tensado deberá ser de $0.65f'_{ci}$. Para el esfuerzo a tensión, se utilizará la siguiente tabla para limitar los esfuerzos.

Bridge Type	Location	Stress Limit
Other Than Segmentally Constructed Bridges	In precompressed tensile zone without bonded reinforcement	N/A
	In areas other than the precompressed tensile zone and without bonded reinforcement	$0.0948\lambda\sqrt{f'_{ci}} \leq 0.2$ (ksi)
	In areas with bonded reinforcement (reinforcing bars or prestressing steel) sufficient to resist the tensile force in the concrete computed assuming an uncracked section, where reinforcement is proportioned using a stress of $0.5f_s$, not to exceed 30.0 ksi.	$0.24\lambda\sqrt{f'_{ci}}$ (ksi)
	For handling stresses in prestressed piles	$0.158\lambda\sqrt{f'_{ci}}$ (ksi)
Segmentally Constructed Bridges	Longitudinal Stresses through Joints in the Precompressed Tensile Zone	
	Joints with minimum bonded auxiliary reinforcement through the joints, which is sufficient to carry the calculated tensile force at a stress of $0.5f_s$; with internal tendons or external tendons	$0.0948\lambda\sqrt{f'_{ci}}$ (ksi)
	Joints without the minimum bonded auxiliary reinforcement through the joints	No tension
	Transverse Stresses	
For any type of joint	$0.0948\lambda\sqrt{f'_{ci}}$ (ksi)	
Stresses in Other Areas		
For areas without bonded nonprestressed reinforcement	No tension	
In areas with bonded reinforcement (reinforcing bars or prestressing steel) sufficient to resist the tensile force in the concrete computed assuming an uncracked section, where reinforcement is proportioned using a stress of $0.5f_s$, not to exceed 30.0 ksi.	$0.19\lambda\sqrt{f'_{ci}}$ (ksi)	

Figura 40: Limitaciones para el esfuerzo en compresión en el concreto para concreto presforzado

(AASHTO, 2017)

(AASHTO, 2017)

Esfuerzos en estado límite de servicio luego de pérdidas

La compresión deberá ser revisada utilizando la Combinación I de servicio de la Tabla 21. Los límites para el esfuerzo para el concreto de peso normal se presenta a continuación:

Location	Stress Limit
<ul style="list-style-type: none"> Due to the sum of effective prestress and permanent loads 	$0.45f'_c$ (ksi)
<ul style="list-style-type: none"> Due to the sum of effective prestress, permanent loads, and transient loads as well as during shipping and handling 	$0.60 \phi_w f'_c$ (ksi)

Figura 41: Limitaciones para el esfuerzo en compresión en el concreto para concreto presforzado luego de pérdidas

(AASHTO, 2017)

El factor de reducción ϕ_w deberá ser igual a 1 si la razón de esbeltez entre el alma y el patín es inferior a 15. Sino deberá reducirse este factor. Para la tensión, esta deberá estar limitada según la siguiente tabla.

Bridge Type	Location	Stress Limit
Other Than Segmentally Constructed Bridges These limits may be used for normal weight concrete with concrete compressive strengths for use in design up to 15.0 ksi and lightweight concrete up to 10.0 ksi.	Tension in the Precompressed Tensile Zone, Assuming Uncracked Sections	
	<ul style="list-style-type: none"> For components with bonded prestressing tendons or reinforcement that are subjected to not worse than moderate corrosion conditions 	$0.19\lambda\sqrt{f'_c} \leq 0.6$ (ksi)
	<ul style="list-style-type: none"> For components with bonded prestressing tendons or reinforcement that are subjected to severe corrosive conditions For components with unbonded prestressing tendons 	$0.0948\lambda\sqrt{f'_c} \leq 0.3$ (ksi) No tension
Segmentally Constructed Bridges These limits may be used for normal weight concrete with concrete compressive strengths for use in design up to 15.0 ksi and lightweight concrete up to 10.0 ksi.	Longitudinal Stresses through Joints in the Precompressed Tensile Zone	
	<ul style="list-style-type: none"> Joints with minimum bonded auxiliary reinforcement through the joints sufficient to carry the calculated longitudinal tensile force at a stress of 0.5 f_y; internal tendons or external tendons Joints without the minimum bonded auxiliary reinforcement through joints 	$0.0948\lambda\sqrt{f'_c} \leq 0.3$ (ksi) No tension
	Transverse Stresses	
	<ul style="list-style-type: none"> Tension in the transverse direction in precompressed tensile zone 	$0.0948\lambda\sqrt{f'_c} \leq 0.3$ (ksi)
	Stresses in Other Areas	
	<ul style="list-style-type: none"> For areas without bonded reinforcement In areas with bonded reinforcement sufficient to resist the tensile force in the concrete computed assuming an uncracked section, where reinforcement is proportioned using a stress of 0.5 f_y, not to exceed 30.0 ksi 	No tension $0.19\lambda\sqrt{f'_c}$ (ksi)

Figura 42: Limitaciones para el esfuerzo en tensión en el concreto para concreto presforzado luego de pérdidas

(AASHTO, 2017)

18. Pérdidas de presfuerzo

Pérdidas totales de presfuerzo

Generalmente la fuerza del anclaje total se pierde eventualmente por medio de diferentes procesos. A esto se le conoce como las pérdidas totales de presfuerzo. Las siguientes ecuaciones aplican solamente para concreto de peso normal con un f'_c menor o igual que 15.0 ksi para miembros construidos y presforzados en una única etapa (AASHTO, 2017).

Para miembros pretensados:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT} \quad (45)$$

Para miembros postensados:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT} \quad (46)$$

En donde:

- Δf_{pT} = pérdidas totales (ksi)
- Δf_{pF} = pérdidas por fricción (ksi)
- Δf_{pA} = pérdidas por el set del anclaje (ksi) (puede ser un 3 % del original)
- Δf_{pES} = suma de todas las pérdidas o ganancias debido al acortamiento o estiramiento elástico en el momento de aplicar el preesfuerzo o cargas externas (ksi)
- Δf_{pLT} = pérdidas a largo tiempo, debido a la deformación de concreto y la relajación del acero (ksi)

(AASHTO, 2017)

Pérdidas instantáneas

Las pérdidas instantáneas son debido al set del anclaje, fricción, estiramiento o acortamiento elástico. Por lo tanto, para el set del anclaje, se deberá contar con un gato que presente mayores fuerzas de tensado que la requerida. Esta pérdida generalmente se debe por el movimiento de los torones, sin embargo, raramente se desplazan más de 3/8 de pulgada. Dicho valor dependerá del equipo (AASHTO, 2017).

La fricción puede considerarse individualmente para miembros pretensados o postensados. Para los miembros envueltos pretensados, se debe considerar pérdidas en los elementos de agarre. Para los miembros postensados, las pérdidas internas de los tendones y la pared del ducto se puede considerar como:

$$\Delta f_{pF} = f_{pj}(1 - e^{-(Kx+\mu\alpha)}) \quad (47)$$

(AASHTO, 2017)

Mientras que para las pérdidas entre los tendones externos a lo largo de un tubo desviador se considerarán como:

$$\Delta f_{pF} = f_{pj}(1 - e^{-\mu(\alpha+0.04)}) \quad (48)$$

(AASHTO, 2017)

Donde:

- f_{pj} = esfuerzo en el acero el momento de la elevación (ksi)
- x = longitud del tendón desde la zona de tensado hasta el punto de análisis (ft)
- K = coeficiente de fricción oscilante (por pie de tendón), dicho valor debería proveerse en los documentos de compra. No obstante, 0.0002 es un valor recomendado.
- μ = factor de fricción, dicho valor debería proveerse en los documentos de compra. No obstante, 0.25 es un valor recomendado.
- $\alpha = \Sigma \sqrt{\Delta\alpha_v^2 + \Delta\alpha_h^2}$ suma del valor absoluto del cambio angular (vertical y horizontal) del camino del preesfuerzo del acero (rad).
- e = número de Euler

(AASHTO, 2017)

Otra forma de pérdidas instantáneas es por el acortamiento o estiramiento de los miembros. Estos cambios ocurren en cualquier momento de la aplicación de la carga (AASHTO, 2017). Esta se puede considerar conforme la siguiente ecuación para miembros pretensados:

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ct}} f_{cgp} \quad (49)$$

En donde:

- f_{cgp} = esfuerzo del concreto en el centro de gravedad de los tendones debido a la fuerza de presforzado luego de su aplicación (ksi)
- E_p = módulo de elasticidad del acero de presfuerzo (ksi)
- E_{ct} = módulo de elasticidad del concreto luego de la aplicación de la carga (ksi)

(AASHTO, 2017)

Finalmente, las pérdidas totales elásticas, independientemente si son de pérdidas o ganancias, se puede considerar como la suma de los efectos del presforzado y las cargas aplicadas (AASHTO, 2017).

Para los miembros postensados, se puede tomar las pérdidas por acortamiento o estiramiento elástico como:

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \quad (50)$$

Donde:

- N = número de tendones idénticos presforzados
- f_{cgp} = la suma de los esfuerzos del concreto en el centro de gravedad de los tendones presforzados luego del tensado en las secciones del momento máximo (ksi).

(AASHTO, 2017)

Por último, si una estructura llegara a tener simultáneamente cartas de pretensado y postensado, entonces ambos efectos serán considerados (AASHTO, 2017).

Pérdidas aproximadas a largo plazo

Para miembros prefabricados, los miembros pretensados sujetos a cargas y condiciones ambientales normales, con peso de concreto normal, con barras o torones con relajaciones de bajas propiedades se podrán calcular según la siguiente fórmula:

$$\Delta f_{pLT} = 10.0 \frac{f_{pi} A_{ps}}{A_g} \gamma_h \gamma_{st} + 12.0 \gamma_h \gamma_{st} + \Delta f_{pR} \quad (51)$$

En donde:

- f_{pi} = esfuerzo de presforzado en el acero justo antes del tensado (ksi)
- H = porcentaje promedio anual de humedad relativa (%)
- $\gamma_h = 1.7 - 0.01H$ = factor de corrección por la humedad relativa del aire
- $\gamma_{st} = \frac{5}{1+c_{ci}}$ = factor de corrección para una resistencia específica del concreto al momento del tensado
- Δf_{pR} = es un estimado de la pérdida de relajación considerando 2.4 ksi para un torón de relajación baja y en relación con las recomendaciones para otros tipos de torones.

(AASHTO, 2017)

Cálculos refinados de pérdidas a largo tiempo

Para miembros presforzados no segmentales, se deben encontrar valores de pérdidas a largo plazo más exactas según esta sección (AASHTO, 2017).

$$\Delta f_{pLT} = (\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR}\Delta f_{pR1})_{id} + (\Delta f_{pSD} + \Delta f_{pCD}\Delta f_{pR2} - \Delta f_{pSS})_{df} \quad (52)$$

En donde:

- Δf_{pSR} = pérdidas debido a la contracción de la viga de concreto durante la aplicación de la carga y el posicionamiento de la losa (ksi).
- Δf_{pCR} = pérdidas de presfuerzo debido a deformación a largo plazo durante la aplicación de la carga y el posicionamiento de la losa (ksi).
- Δf_{pR1} = pérdidas de presfuerzo debido a la relajación de los torones durante la aplicación de la carga y el posicionamiento de la losa (ksi).
- Δf_{pR2} = pérdidas de presfuerzo debido a la relajación de los torones en la sección compuesta durante la aplicación de la carga y el posicionamiento de la losa (ksi).
- Δf_{pSD} = pérdidas de presfuerzo debido a la contracción de la viga de concreto entre el tiempo de la ubicación de la losa y el tiempo final (ksi).
- Δf_{pCD} = pérdidas de presfuerzo debido a deformación a largo plazo durante el posicionamiento de la losa y el tiempo final (ksi).
- Δf_{pSS} = ganancia del presfuerzo debido a la contracción de la losa en la sección compuesta (ksi).
- $(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR}\Delta f_{pR1})_{id}$ = suma de las pérdidas a largo plazo durante la aplicación de la carga y el posicionamiento de la losa (ksi).
- $(\Delta f_{pSD} + \Delta f_{pCD}\Delta f_{pR2} - \Delta f_{pSS})_{df}$ = suma de las pérdidas a largo plazo luego del posicionamiento de la losa (ksi).

(AASHTO, 2017)

19. Consideraciones sísmicas

Las consideraciones sísmicas del capítulo 5 de la AASHTO aplican exclusivamente a condiciones de estado límite de evento extremo. Para la zona sísmica 3 y 4, una columna debe tener una relación ancho contra superior a 2.5. El refuerzo longitudinal deberá estar entre $0.01A_g \leq A_s \leq 0.04A_g$. A su vez, los factores de resistencia para la columna para flexión deberán ser iguales a 0.90 para flexión. Para el espaciamiento de refuerzo transversal, si se desea proponer confinamiento, la separación debe ser la menor de: 4 in o un cuarto de la dimensión mínima del miembro. Deberá existir estas zonas de confinamiento en conexiones y 18 in a partir de la conexión o un sexto de la altura de la columna (AASHTO, 2017).

20. Recubrimientos

Los recubrimientos son espacios entre el final de una viga y el acero de refuerzo para los elementos reforzados. Estos varían dependiendo del tipo de elemento estructural y del ambiente al que estará expuesto. Generalmente, si un ambiente es más agresivo y puede lastimar al refuerzo, el recubrimiento es mucho mayor (AASHTO, 2017). A continuación, se muestra una tabla mostrando una figura con los diferentes espaciamientos según la norma en cuestión:

Table 5.10.1-1—Cover for Unprotected Main Reinforcing Steel (in.)

Situation	Cover (in.)
Direct exposure to salt water	4.0
Cast against earth	3.0
Coastal	3.0
Exposure to deicing salts	2.5
Deck surfaces subject to tire stud or chain wear	2.5
Exterior other than above	2.0
Interior other than above	
• Up to No. 11 bar	1.5
• No. 14 and No. 18 bars	2.0
Bottom of cast-in-place slabs	
• Up to No. 11 bar	1.0
• No. 14 and No. 18 bars	2.0
Precast soffit form panels	0.8
Precast reinforced piles	
• Noncorrosive environments	2.0
• Corrosive environments	3.0
Precast prestressed piles	2.0
Cast-in-place piles	
• Noncorrosive environments	2.0
• Corrosive environments	
○ General	3.0
○ Protected	3.0
• Shells	2.0
• Auger-cast, tremie concrete, or slurry construction	3.0
Precast concrete box culverts	
• Top slabs used as a driving surface	2.5
• Top slabs with less than 2.0 ft of fill not used as a driving surface	2.0 1.0
• All other members	

Figura 43: Recubrimientos libres según la AASHTO LRFD 2017

(AASHTO, 2017)

K. Análisis FODA

El análisis FODA, o por sus siglas en inglés SWOT, representa un análisis centrado en las fortalezas (strengths), oportunidades (opportunities), debilidades (weaknesses) y amenazas (threats). Este análisis se base en evaluar los factores fuertes y débiles desde una perspectiva interna o externa. También es una herramienta que permite realizar una perspectiva general de la situación estratégica de una organización o entidad. A su vez, dicho análisis concluye en un ajuste necesario para alcanzar las oportunidades o reducir la vulnerabilidad ante las amenazas (Sarli y col., 2015).

A continuación se describen brevemente cada componente de la matriz:

- Fortalezas: una fortaleza es alguna función que se realiza correctamente. Otras fortalezas pueden ser los recursos valiosos o únicos que tiene una empresa o entidad.
- Debilidades: una debilidad es simplemente algo que genera vulnerabilidad. O bien, las debilidades son procesos o funciones que se realizan de forma ineficiente.
- Oportunidades: las oportunidades son cosas de carácter externo a la empresa, organización, entidad que podría representar crecimiento o mejoría.
- Amenazas: por otra parte, las amenazas son antagónicas a las oportunidades, dado que representan factores externos que representan decrecimiento o problemas.

(Sarli y col., 2015)

El análisis FODA se puede utilizar en las siguientes ocasiones:

- 1 Explorar posibilidades para nuevas soluciones o iniciativas ante los problemas
- 2 Permite tomar las mejores decisiones sobre un camino en específico.
- 3 Ayuda a determinar si un cambio es posible, encontrando prioridades.
- 4 Ajustar los planes a medio término. Las oportunidades pueden abrir nuevos senderos mientras las amenazas pueden cerrarlos.

(Sarli y col., 2015)

A. Comparación entre el software "RM Bridge Advanced" y "CSI Bridge"

RM Bridge Advanced, ver. 11.08

A continuación se muestra el análisis FODA para este programa:

Fortalezas

- 1 La integración del software dentro del sistema 4D: El software está construido dentro del modelado considerando el proceso constructivo. Por lo tanto, obliga a un análisis dentro de fases a lo largo del tiempo. Por ejemplo, se pueden imponer las cargas durante diferentes etapas de la vida del puente. Dicha herramienta es útil para que el diseñador ordene adecuadamente sus ideas y localice algún problema antes de tiempo. También obliga a las personas a colocar la edad del concreto en la cuál se realizará la nueva etapa del puente.
- 2 Varios análisis: Existe una gran variedad de análisis disponibles para la versión completa. Estos incluyen análisis del túnel de viento, diferentes métodos para modelar el sismo (método pushover, análisis de tiempo - historia, método modal espectral, etc.), análisis de construcción 4D, etc.
- 3 Tipos de puentes: Permite realizar cualquier tipo de puentes, ya sean puentes atirantados, suspendidos, de arco, etc. con diferentes tipos de material y con cualquier tipo de geometría.
- 4 Tendones: Tiene un gran sistema para introducir tendones si se desea hacer viga preesforzadas. Estas se pueden integrar en la sección y se puede graficar su ubicación tanto

a lo largo de la viga, como transversalmente. Además de la gráfica de la geometría, automáticamente puede graficar la cantidad de fuerza necesaria que tendrá cada tendón dentro de las diferentes etapas constructivas.

- 5 Códigos: Contiene una cantidad notable de códigos y normas importantes de diferentes países.
- 6 Efectos de largo tiempo: Tiene una gran facilidad para determinar los efectos del creep y asentamientos, debido a que el programa lo calcula automáticamente.
- 7 Metodología BIM: Tiene una integración de metodología BIM con otros softwares de la casa Bentley. Esto permite gestionar de mejor manera los proyectos.
- 8 Informes: Se pueden generar informes en 2D de los análisis estructurales, fuerzas internas, deformaciones, planificación, horarios, etc.

Oportunidades

- 1 Campañas de educación: Se recomienda que se realicen campañas de educación para que los usuarios conozcan el software y cómo utilizarlo. Estas también se podrían realizar ampliando la biblioteca de videos en "youtube" o actualizando los tutoriales que tienen incluidos en el programa. En especial, explotar las funciones únicas que tiene el programa. Otra idea relacionada a este tema sería el de actualizar los manuales y ejemplos educativos que tiene el programa a la versión del mismo.
- 2 Mejorar la interfaz del usuario: Se considera que si se mejora la interfaz del usuario, mejorará la experiencia y se podrá utilizar de mejor manera el programa. Se podría mejorar permitiendo al usuario seleccionar el nodo gráfica o manualmente, sin la necesidad de conocer los números de los nodos.
- 3 Versión estudiantil: La versión estudiantil tiene unas funciones limitadas. Se razona que sería una buena idea permitir que el estudiante pueda utilizar unas de estas funciones, como el análisis del túnel de viento, aunque sea por unas veces para poder conocer las opciones más avanzadas y únicas que tiene el problema.
- 4 Programa novedoso: Al aprender a usar este programa, sería fácil identificarse del resto de ingenieros debido a que es un programa nuevo con diversas herramientas especializadas.

Debilidades

- 1 Interfaz: La interfaz del programa es complicada, no amigable con el usuario y poco natural. Por ejemplo, para unir diferentes elementos o utilizarlos para realizar diferentes análisis, se debe conocer el número de los nodos o de los elementos. Este es un problema grave, debido a que los modelos pueden llegar a tener cientos o miles de nodos. Por lo tanto, esta metodología es poco práctica y se debe manejar un mayor orden en el diseño. Esto puede ocasionar errores también si se llegan a confundir los números.

- 2 Procedimientos: La mayoría de los procesos son innecesariamente largos. Esto también es un problema dado que entre más largos sean los procesos, es más probable que el usuario cometa algún tipo de error.
- 3 Errores: Muy seguidamente ocurrió el mismo error en el programa durante el proceso de aprendizaje. Este simplemente no carga el programa y la pantalla se llega a quedar en blanco, por lo tanto, no se puede seleccionar ninguna opción y es necesario "matar" el programa.

Amenazas

- 1 Falta de publicidad: Este es un software poco conocido en el mercado. Se considera que esto es perjudicial porque entre más personas conozcan el programa, se formará una comunidad alrededor del mismo.
- 2 Actualización del material educativo: Existe poco material educativo para aprender a usar el programa. Además, alguna información, como videos del canal de "Bentley" o manuales dentro del programa son de versiones anteriores y difíciles de leer dado que en lugar de proporcionar instrucciones claras, a veces faltan íconos de botones o la explicación carece de imágenes y por lo tanto es difícil entender cómo se realizan las acciones.
- 3 Competencia: Existen varios softwares de análisis estructural que se pueden utilizar para el diseño de puentes (CSI Bridge, SAP2000, MIDAS, Structural Bridge de Autodesk, etc.). Por lo tanto, es importante que el software pueda competir contra los otros mediante herramientas básicas y luego pueda distinguirse por medio de opciones especiales. Lamentablemente, existen otros softwares que son más prácticos y fáciles de aprender, por lo tanto, este programa debe mejorar la interacción con el usuario para ser más competitivo.

CSI Bridge, ver. 23.1.0

A continuación se presenta el análisis del programa de la casa "Computers and Structures, Inc.":

Fortalezas:

- 1 Interfaz amigable: La interfaz de CSI Bridge es similar a la interfaz de los otros programas de la casa "Computers and Structures Inc.". Esto significa que es más fácil para las personas aprender a usar el programa debido a que generalmente los programas SAP2000 y ETABS son introducidos tempranamente en la carrera de ingeniería civil. No obstante, aunque no se tenga experiencia previa con programas de la misma casa, es fácil de modelar el puente. Existe una interfaz donde el usuario puede dibujar y seleccionar los nodos y/o elementos que desee para realizar diferentes actividades desde la pantalla con el ratón. A su vez, tiene herramientas excelentes para replicar y mover los elementos. Y está estructurado de tal manera que si se sigue el orden de las pestañas del programa, se puede modelar la estructura.

- 2 Software conocido: Una fortaleza que tiene este programa es su renombre. La mayoría de los ingenieros que diseñan puentes en Guatemala utilizan este software.
- 3 Facilidad de uso: No solo la interfaz del programa es amigable, sino que el programa es fácil de usar. Esto significa, por ejemplo, que tiene funciones o herramientas integradas que facilitan su uso. Por ejemplo, es fácil la generación de cargas e integración de cargas, la implementación del sismo dentro del modelo, la creación de las secciones transversales o "deck" en este caso al igual que el resto de elementos estructurales como cables, es fácil la publicación y visualización de resultados, etc.
- 4 Tipos de puentes: Al igual que el programa de la casa Bentley, este software permite la creación de todos los tipos de puentes. Esto es una gran ventaja debido a que no todos los softwares son capaces de realizar esto. A su vez, el programa trae plantillas de cada tipo de puente (arco, suspendido, atirantado, etc.) para facilitar el modelado al usuario.
- 5 Análisis: Existe una amplia variedad de análisis disponibles en el programa. Por ejemplo, para generar las cargas durante el proceso constructivo, es posible generar un itinerario agrupando elementos por grupos. Luego esto se considera como una combinación de carga. De tal manera que se puede visualizar como varían las cargas mientras se construye el puente. También permite diferentes análisis sísmicos, diferentes tipos de cargas, la creación rápida y fácil de carriles para considerar la línea de influencia que estos generan en el puente, etc. A su vez, el software realiza análisis mediante elementos finitos.
- 6 Librería de códigos: La librería de códigos de esta casa es muy amplia, incluso más amplia que la del programa anterior. Ambos presentan el código de la AASHTO LRFD 2017, pero, por ejemplo, para definir el sismo, CSI Bridge sí tiene integrado el espectro de las normas guatemaltecas (AGIES).
- 7 Animaciones: El programa es capaz de generar diferentes animaciones. Esto es útil por diferentes razones. Primero, permite identificar si el software se mueve según lo previsto de acuerdo a una carga. Esto es muy común para el sismo. También sirve para lograr vender una idea. Es llamativo mostrar cómo irá avanzando un proyecto en el tiempo.
- 8 Sistema educativo: Al igual que el programa anterior, este cuenta con una ayuda para enseñarle al usuario a usar el programa. Este se llama: "Bridge Modeler Wizard", que indica paso a paso las condiciones que deben cumplirse para el diseño de un puente.

Oportunidades:

- 1 Metodología BIM: Se considera que la mejor oportunidad que podría tener este software es enlazarlo con la metodología BIM. Esta permitiría optimizar tiempo y generar modelos compartidos que eviten la creación de problemas para presentar un modelo más integral. Actualmente ETABS ya se puede comunicar con otros programas como AutoCAD y Revit, y en SAP2000 también se puede comunicar con archivos de AutoCAD. De hecho, existen unos plugins como CSIxCAD que permiten la comunicación entre una aplicación CAD y ETABS, SAP2000, e SAFE. Por lo que podría existir una posibilidad de que se replicara esto en CSI Bridge.

- 2 Software común: Al ser un software común, sería una ventaja saber utilizarlo debido a que los ingenieros reconocerían que se maneja dicho programa. Es una ventaja competitiva reconocible al momento de optar por un trabajo en esta disciplina.
- 3 Generación de planos: Esta oportunidad va de la mano con la primera. Si se pudieran generar archivos dwg u otro tipo de archivo, podría ayudar a optimizar el diseño considerablemente al ahorrar tiempo y evitar errores.

Debilidades:

- 1 Falta de publicación de documentos o informes: A diferencia del programa anterior, no existe una herramienta para publicar la planificación de los elementos estructurales y generar informes detallados y editables.
- 2 Capacidad de la computadora: Es necesario tener una computadora con tarjeta gráfica dedicada y al menos 8 GB de RAM para la facilidad de uso.

Amenazas:

- 1 Otros softwares: Las amenazas que tiene este software es la competencia. Existen otros buenos programas que podrían llegar a ser más prácticos y populares. A su vez, ya hay softwares con la metodología BIM integrada. De tal manera podría comenzar a perder terreno, especialmente si se considera que el BIM es el futuro de la construcción.

Conclusión: De acuerdo con el análisis previamente realizado, se decide utilizar CSI Bridge por su facilidad de diseño y excelente interfaz con el usuario. Este programa es realmente práctico para hacer diferentes modelos de puentes.

1. Ejemplo comparativo

A continuación se comparará la generación de secciones para el diseño de los puentes. Es importante mencionar que a pesar que las secciones se pueden generar en ambos programas individualmente, CSI Bridge tiene la opción de generar un deck. Este incluye además de la sección transversal, las condiciones de apoyo y la colocación de diafragmas en todo un eje longitudinal seleccionado.

El programa RM Bridge Advanced contiene una herramienta que permite al usuario dibujar una sección transversal usando líneas guías. No obstante, ya tiene un set de secciones básicas predefinidas, como un rectángulo o un círculo. Sin embargo, para generar secciones más completas solo se puede realizar mediante el dibujo. La interfaz de este uso se muestra a continuación en la Figura 44. Luego de generar la sección, el programa pide que se genere un set de puntos de referencia. Estos pueden ser para colocar apoyos, esfuerzos, puntos donde habrán torones para vigas presforzadas, etc. Luego ya se genera el punto asignándolo a un set previamente definido. Esto quiere decir que no todos los nodos pueden servir como apoyos o como para obtener esfuerzos para el diseño de la sección.

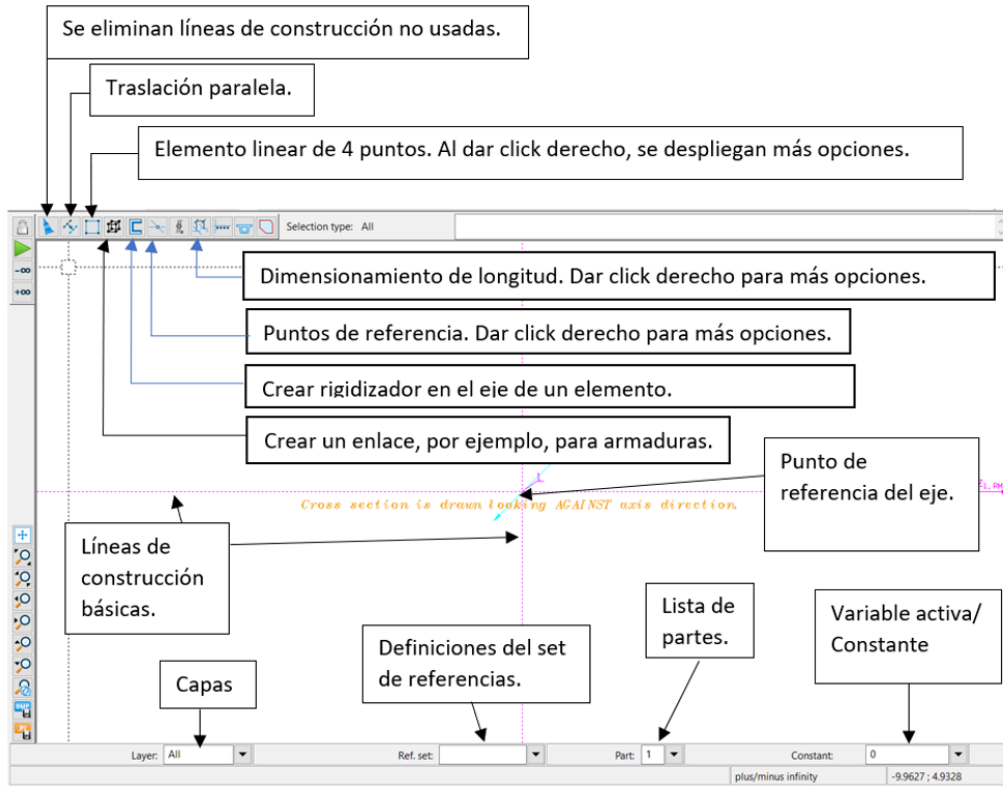


Figura 44: Menú para la creación de secciones en RM Bridge Advanced

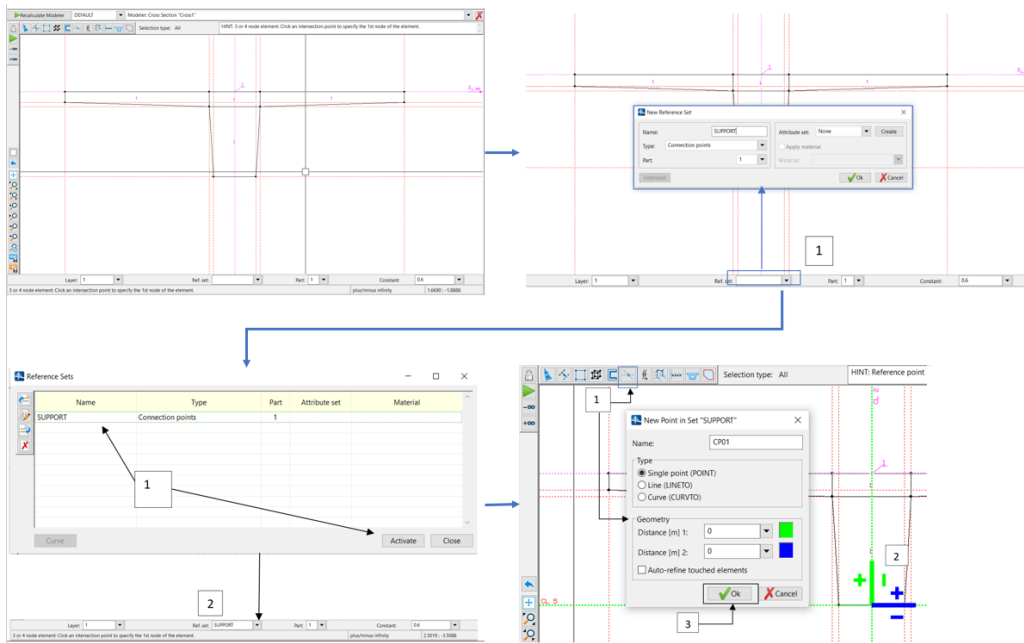


Figura 45: Creación de sets de referencia y puntos para RM Bridge Advanced

El programa CSI Bridge contiene también un set predefinido de secciones clasificadas por

materiales para el diseño de los elementos. A su vez, contiene una herramienta similar a la del otro programa para diseñar secciones más complejas que se llama Section designer, y su interfaz se muestra en las siguientes figuras 46 y 47. Esta permite al usuario generar secciones también con líneas guías o bien, brindando más facilidad, utilizando diferentes polígonos. Algo interesante de esta herramienta es que contiene un módulo para obtener el diagrama de interacción de para poder diseñar el elemento a flexocompresión (si fuera concreto). También contiene una curva esfuerzo-deformación para modificar los esfuerzos (si fuera acero). Esta herramienta del section designer, o las anteriores, no solicitan al usuario crear algún set para las condiciones de apoyo o esfuerzos. Las condiciones de apoyo se generan específicamente en los nodos de los elementos y los esfuerzos se despliegan automáticamente al analizar el archivo.

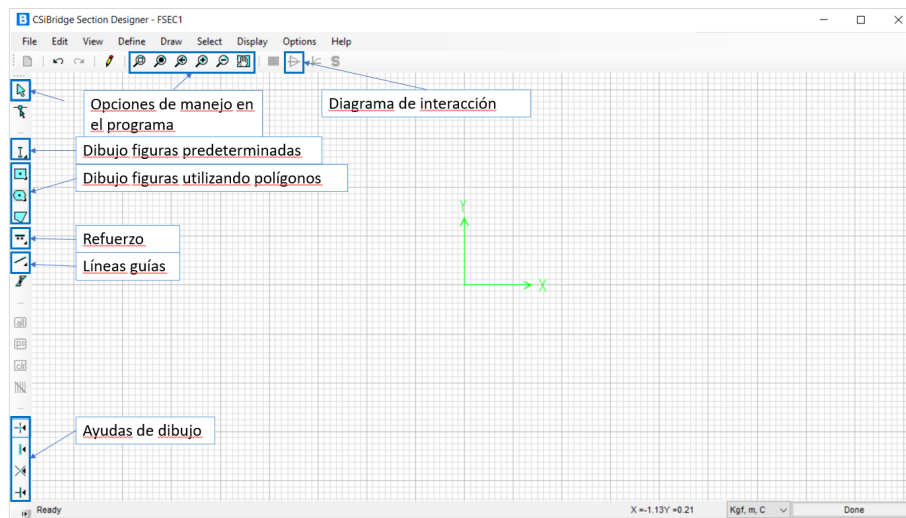


Figura 46: Menú de Section Designer de CSI Bridge

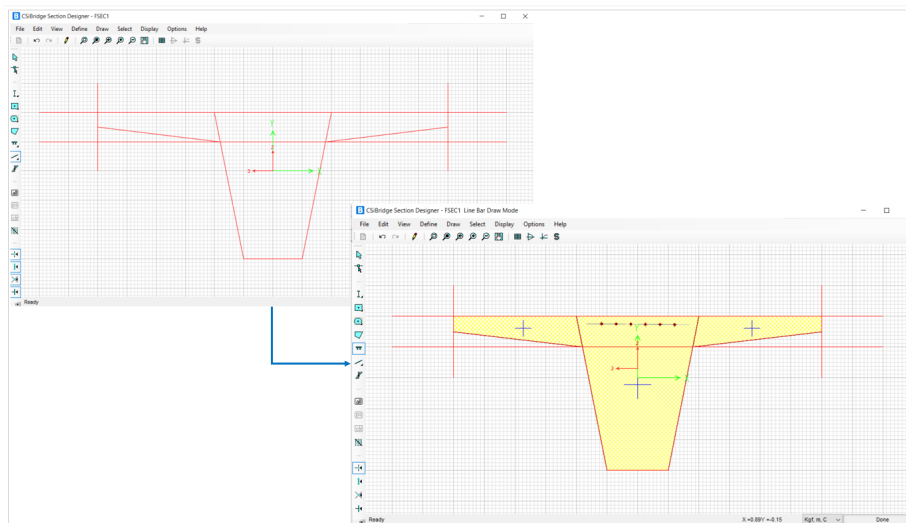


Figura 47: Ejemplo de sección utilizando Section Designer de CSI Bridge

B. Predimensionamiento del puente peatonal atirantado

El predimensionamiento del puente peatonal se encuentra en la parte de anexos. Con base en las cargas muertas y vivas y las combinaciones de resistencia se encontraron el tamaño recomendado para los cables.

El puente consta de 5 ejes transversales y tres ejes longitudinales. En su totalidad, consta de 90 metros de longitud. La torre principal se ubica a la mitad del puente, es decir en la progresiva de 45 m que le corresponde al eje 3. Estas son dos torres unidas por una viga en su parte superior con una altura total de 40 metros según lo recomendado en el marco teórico. De estas torres salen cables al deck. Existe un cable a cada 5 metros, tanto longitudinalmente como verticalmente. El deck está conformado por 4 vigas longitudinales, diafragmas a cada 5 metros y un losa de rodamiento. De tal manera que existe un diafragma cada vez que haya una conexión entre el deck y el cable.

A su vez, existen dos apoyos intermedios que corresponden a otros dos pilones. Estos apoyos se encuentran en los ejes 2 y 4. Esto se realizó para evitar la implementación de acero preesforzado en la superestructura, específicamente en las vigas presforzadas. Los cables del puente son un tipo de presfuerzo para reducir los esfuerzos de la superestructura. En los extremos se colocaron apoyos que restringieran el movimiento transversal, para representar topes sísmicos que comúnmente se usan. Más adelante se mostrarán los materiales, las secciones, y las cargas del modelo. A continuación se muestra un isométrico del modelo terminado.

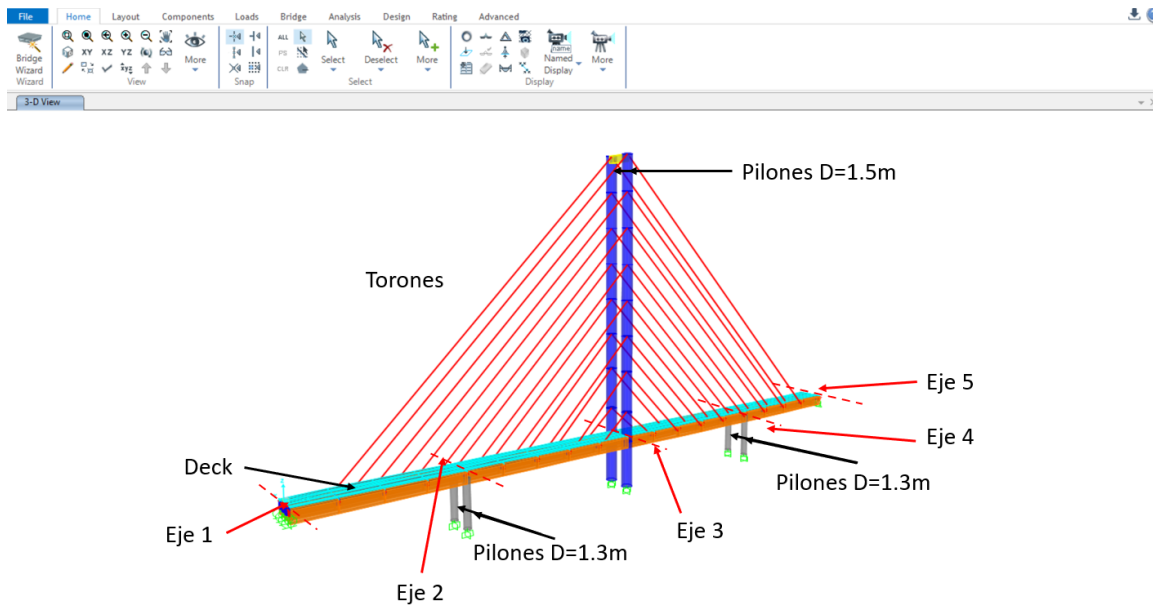
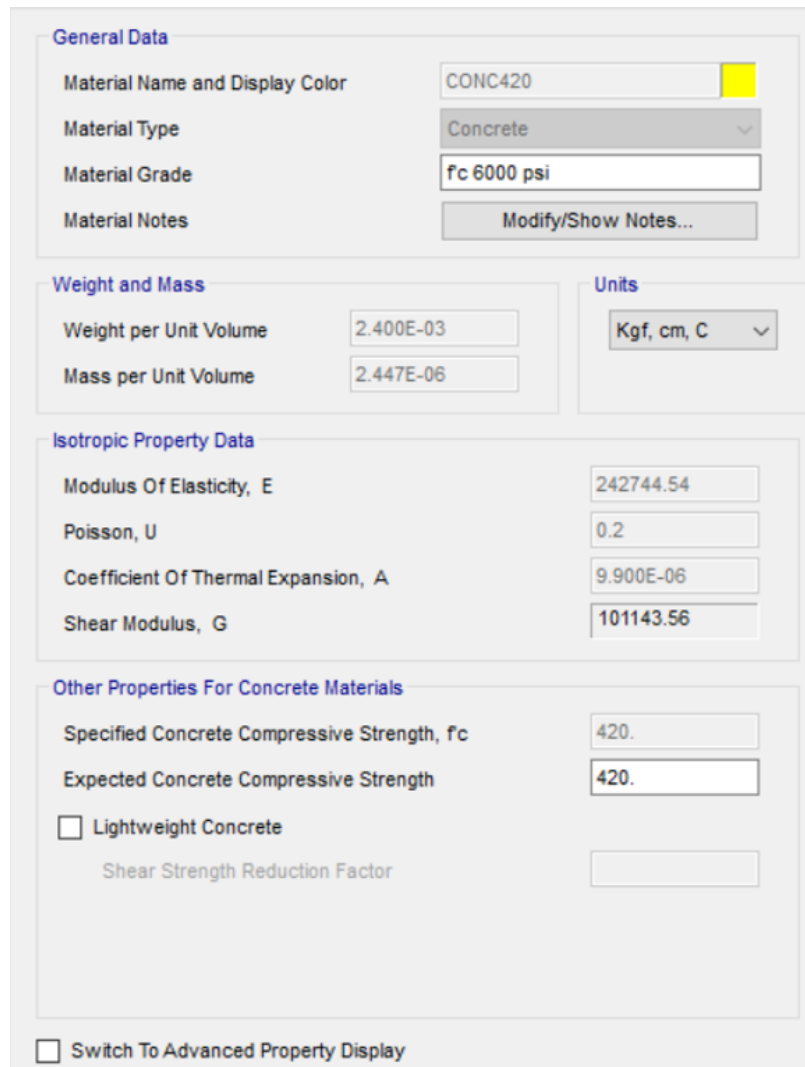


Figura 48: Isométrico del modelo del puente peatonal atirantado

C. Modelado del puente en el programa CSI Bridge

1. Definición de materiales y secciones

- Concreto: Para el concreto, como el puente estará ubicado en la Ciudad de Guatemala, no estará afectado por efectos corrosivos de sales de mar. No obstante, según se espera por las cargas elevadas en el deck que se proponga una diferencia diferente a 4,000 psi. Por tal motivo se propone un concreto tipo P, según la Figura 1. Este será el concreto utilizado para toda la estructura. A continuación, se muestra su definición en el programa "CSI Bridge":



General Data	
Material Name and Display Color	CONC420
Material Type	Concrete
Material Grade	f'c 6000 psi
Material Notes	Modify/Show Notes...

Weight and Mass		Units
Weight per Unit Volume	2.400E-03	Kgf, cm, C
Mass per Unit Volume	2.447E-06	

Isotropic Property Data	
Modulus Of Elasticity, E	242744.54
Poisson, U	0.2
Coefficient Of Thermal Expansion, A	9.900E-06
Shear Modulus, G	101143.56

Other Properties For Concrete Materials	
Specified Concrete Compressive Strength, f'c	420.
Expected Concrete Compressive Strength	420.
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduction Factor	

Switch To Advanced Property Display

Figura 49: Propiedades del concreto P

- Acero de refuerzo: es necesario usar varillas de refuerzo corrugadas. Es posible utilizar acero definido por la norma ASTM A615/615M o ASTM A706/A706M. En este caso, se utiliza el acero según la norma ASTM A615 con un esfuerzo a la fluencia de 60,000 psi o 420 MPa. A continuación, se muestra el material definido en el programa.

General Data	
Material Name and Display Color	A615Gr60
Material Type	Rebar
Material Grade	Grade 60
Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight and Mass	
Weight per Unit Volume	2.836E-04
Mass per Unit Volume	7.345E-07
Units	
	Kip, in, F
Uniaxial Property Data	
Modulus Of Elasticity, E	29000.
Poisson, U	0.3
Coefficient Of Thermal Expansion, A	6.500E-06
Shear Modulus, G	
Other Properties For Rebar Materials	
Minimum Yield Stress, Fy	60.
Minimum Tensile Stress, Fu	90.
Expected Yield Stress, Fye	66.
Expected Tensile Stress, Fue	99.
<input type="checkbox"/> Switch To Advanced Property Display	
OK Cancel	

Figura 50: Propiedades del acero de refuerzo

- Torones: la normativa AASHTO LRFD 2017 permite el uso de cables según la norma ASTM A586. Generalmente, los torones, presentan una resistencia última de 270 ksi. La AASHTO indica que la resistencia a la fluencia es el 90 % de la resistencia última (243 ksi). Por otra parte, el módulo de elasticidad general es de 28,500 ksi. No obstante, este dato varía según lo descrito en la sección de cables del marco teórico. El módulo generalmente disminuye entre mayor sea los efectos de catenaria y entre menor sea el esfuerzo axial que sufra cada cable. A continuación, se muestra el material en el modelo. A su vez, para los cables se utilizó el catálogo proporcionado por DYWIDAG (ver Figura 35). Por último, se debe considerar los efectos de la catenaria en el cable, según la ecuación (14). La reducción del módulo de elasticidad debido a la catenaria se encuentra mencionado en la sección de Anexos.

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: A416Gr270-DG.P4

Material Type: Tendon

Material Grade: Grade 270

Material Notes:

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 2723.139

Mass per Unit Volume: 277.6829

Units: Kgf, m, C

Uniaxial Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 1.997E+10

Poisson, U: 0.

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 1.170E-05

Shear Modulus, G:

Other Properties For Tendon Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 1.708E+08

Minimum Tensile Stress, Fu: 1.898E+08

Switch To Advanced Property Display

Figura 51: Propiedades de los torones DGP4 de la casa DYWIDAG

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: A416Gr270-DG.P7

Material Type: Tendon

Material Grade: Grade 270

Material Notes:

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 2723.139

Mass per Unit Volume: 277.6829

Units: Kgf, m, C

Uniaxial Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 1.997E+10

Poisson, U: 0.

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 1.170E-05

Shear Modulus, G:

Other Properties For Tendon Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 1.708E+08

Minimum Tensile Stress, Fu: 1.898E+08

Switch To Advanced Property Display

Figura 52: Propiedades de los torones DGP7 de la casa DYWIDAG

2. Cargas y combinaciones de carga

- Cargas muertas: Las cargas muertas comprenden todo el peso de la estructura. La Figura 10 determina el peso específico que deben tener los materiales. A su vez, el

peso de los torones se pueden obtener de mejor manera por medio de los catálogos suministrados por los distribuidores.

- Cargas muertas sobrepuestas: para el puente, las cargas muertas sobrepuestas se pueden considerar como las barandas. El peso de estas fue planteado en la Figura 10. Este peso se representa como una carga lineal de color celeste según las figuras 54 y 55.

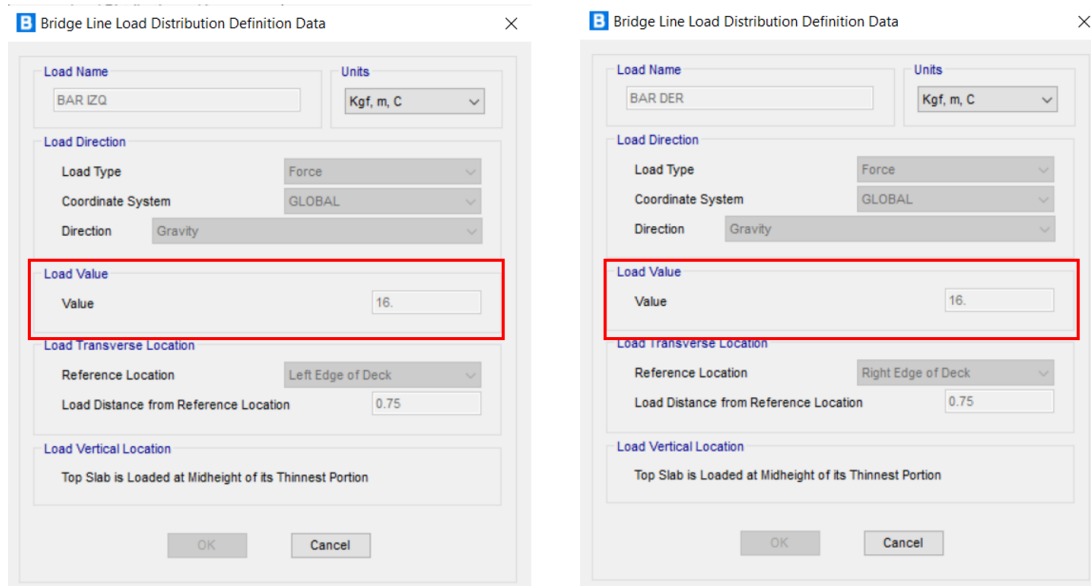


Figura 53: Peso barandales en kgf

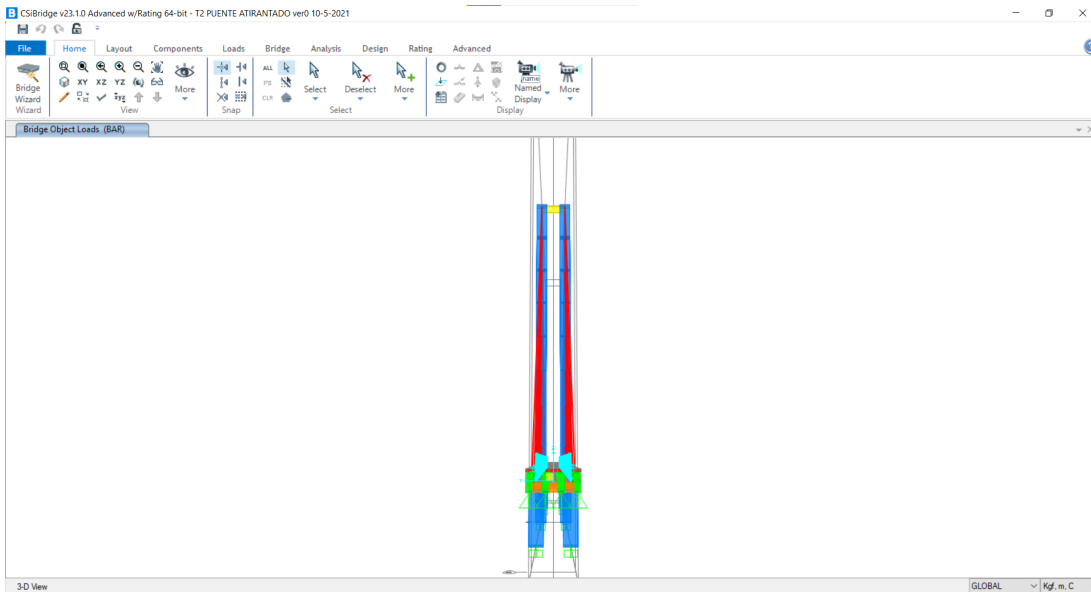


Figura 54: Aplicación de la carga de barandales: vista transversal

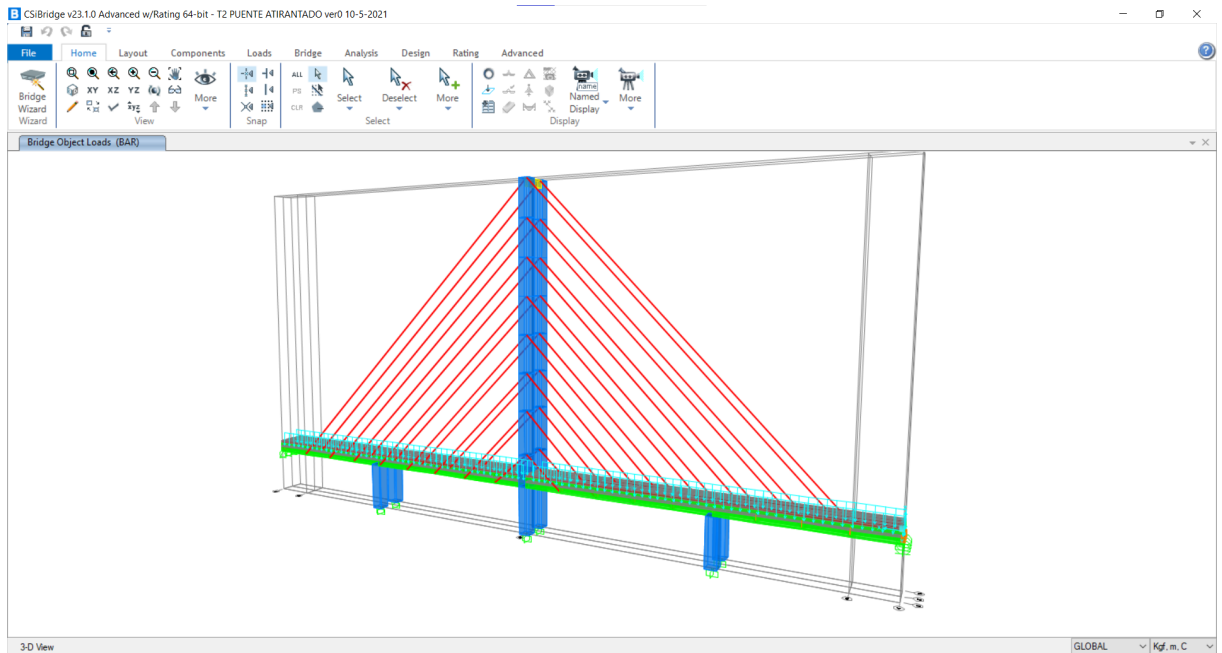


Figura 55: Aplicación de la carga de barandales: vista 3D

- Cargas vivas: La carga viva para los puentes peatonales se describe como una carga uniformemente distribuida con una magnitud de 440 kg/m² según la normativa AASHTO. Esta carga se representa como una carga uniformemente distribuida de color magenta aplicada sobre todo el deck del puente según las figuras 56 y 57.

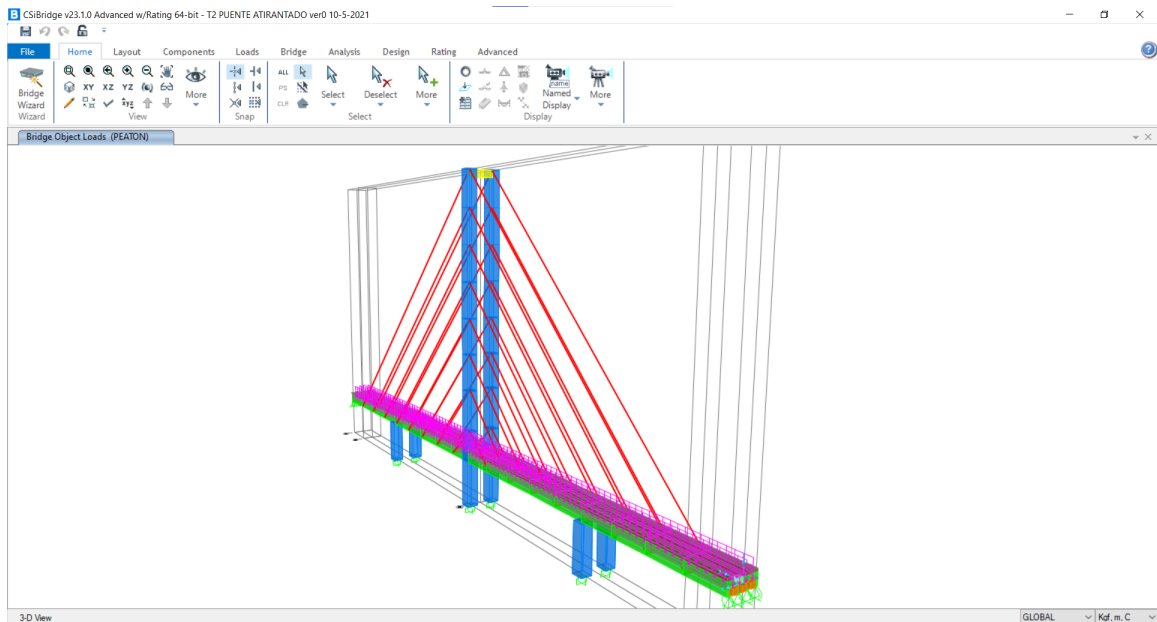


Figura 56: Aplicación de la carga viva peatonal: vista 3D

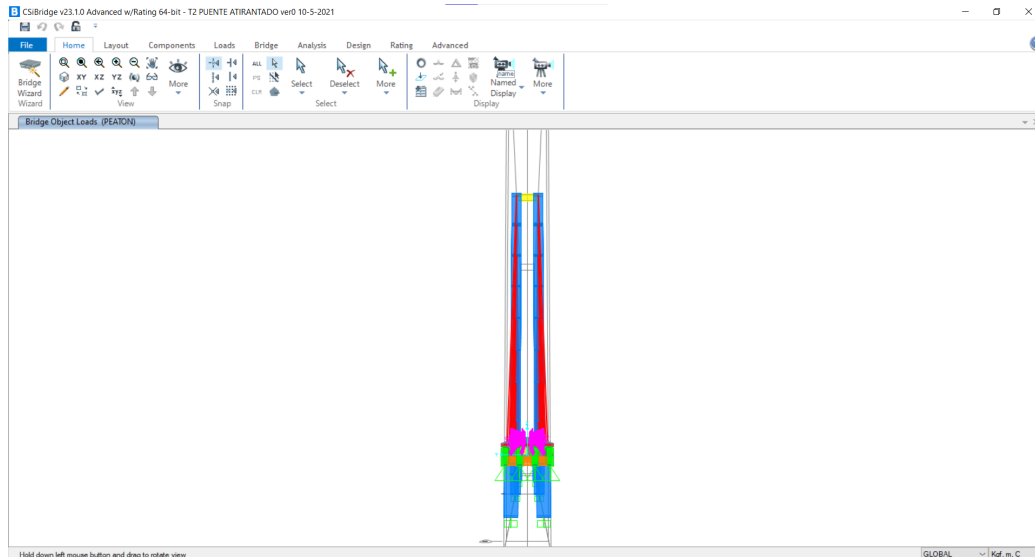


Figura 57: Aplicación de la carga viva peatonal: vista transversal

- Carga de colisión: Las cargas de colisión se consideran cuando el puente puede estar sujeto a golpes de vehículos o bien de barcos. Para este caso se consideró la colisión de un vehículo. La AASHTO propone una magnitud de 600 kip ubicada a 5ft de altura para representar la colisión vehicular. Como el puente tiene tres ejes que contienen pilones y a la vez el puente es simétrico, se hicieron dos patrones de cargas de colisión. Un patrón de carga se ubica en el pilón del eje 2, de tal manera que es equivalente evaluar el mismo patrón de colisión en el eje 4, y otro en un pilón del eje 3. La carga, según la AASHTO, se puede ubicar a 15° del eje de longitudinal de la carretera. No obstante, se optó por ubicar la carga en dirección transversal del deck debido a que en esa dirección circulan los carros y por lo tanto existe una mayor probabilidad de colisión en esa dirección.

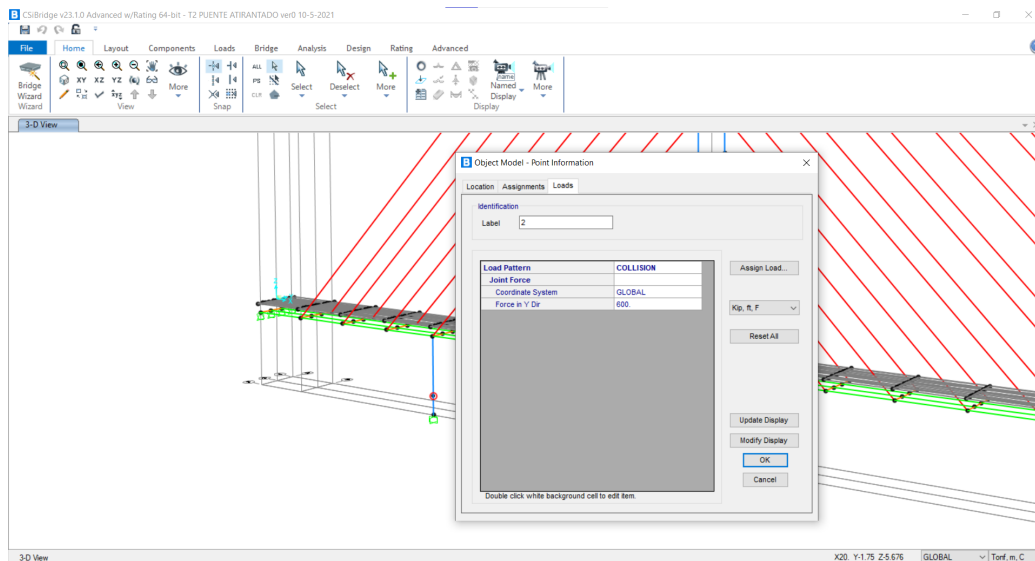


Figura 58: Aplicación de la carga de colisión: eje 2

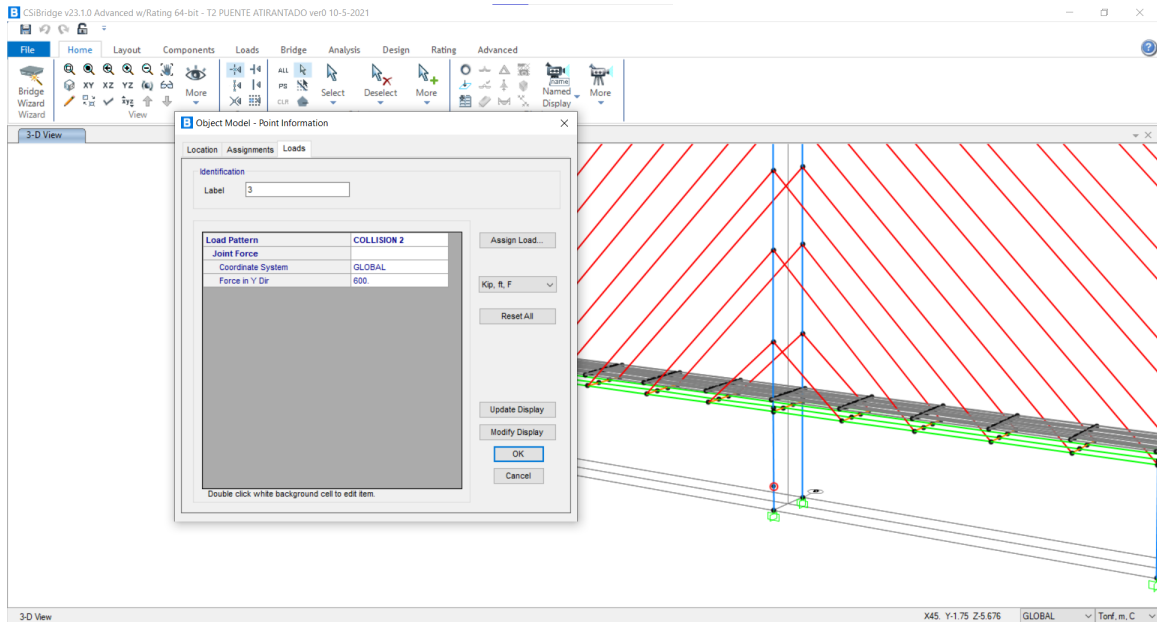


Figura 59: Aplicación de la carga de colisión: eje 3

- Carga sísmica: Por último, la carga sísmica se debe al movimiento de las placas tectónicas en el territorio nacional. La introducción del sismo se explica en la siguiente sección.
- Carga de tensado: Es necesario indicarle al programa qué carga se desea que tengan los cables de los torones. Esto es importante porque sino los cables no trabajan adecuadamente en el sistema estructural y tampoco se consideran en el análisis por medio del programa. Por lo mismo, es importante realizar el predimensionamiento para poder acertar con la carga de tensado.

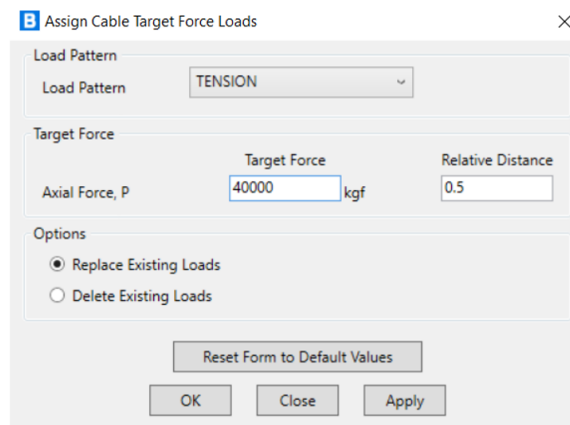


Figura 60: Aplicación de tensado

Introducción del sismo según AASHTO LRFD 2017

El puente estará ubicado en la Ciudad de Guatemala. No obstante, el código AASHTO LRFD 2017 no contiene parámetros sísmicos para Guatemala. De tal manera que para esta parte, es necesario obtener datos del país por medio de las normativas nacionales, AGIES. A su vez, se propone utilizar un suelo tipo C, asumiendo que se dispone de un estudio de suelos indicado que en el sitio se tiene dicho tipo de suelo. Utilizando esta información, se obtienen los siguientes parámetros sísmicos según la Figura 11. Luego de utilizar los parámetros guatemaltecos, se seguirá la metodología de la AASHTO.

Parámetros sísmico del AGIES:

- $S_{cr} = 1.53g$
- $S_{1r} = 0.68g$
- $T_L = 2.69s$

A su vez, según el AGIES NSE I, la pasarela puede considerarse como una obra utilitaria debido a que es una obra que no tiene instalaciones de estar y se puede considerar como una obra auxiliar de infraestructura. De tal manera que el $Kd = 0.66$, según la Figura 12 y es posible seleccionar un sismo ordinario. A su vez, también es necesario utilizar la ecuación (4) para poder encontrar la aceleración pico del suelo. Con base en la información planteada, es posible definir el espectro de diseño según la normativa AASHTO LRFD, como se presenta a continuación. El cálculo para encontrar el espectro se encuentra en la sección de Anexos.

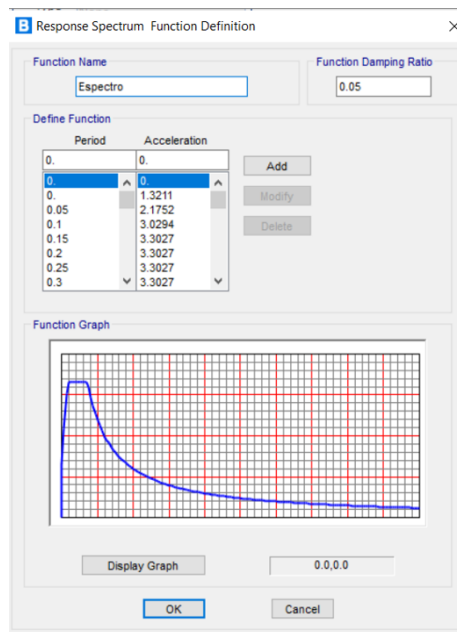


Figura 61: Espectro de diseño según AASHTO LRFD 2017

Combinaciones de carga

El código especifica tres diferentes tipos de combinaciones de carga que se deben considerar. La primera es de resistencia, que es para el funcionamiento normal de la estructura. La segunda es de eventos extremos, considera cargas accidentales como el sismo o las cargas de colisión. Y por último, se presentan las combinaciones de servicio que se utilizan principalmente para la revisión de deflexiones y para el control de agrietamiento. Las combinaciones de carga se describen en la Figura 21. A continuación se muestran las combinaciones de carga definidas en el modelo:

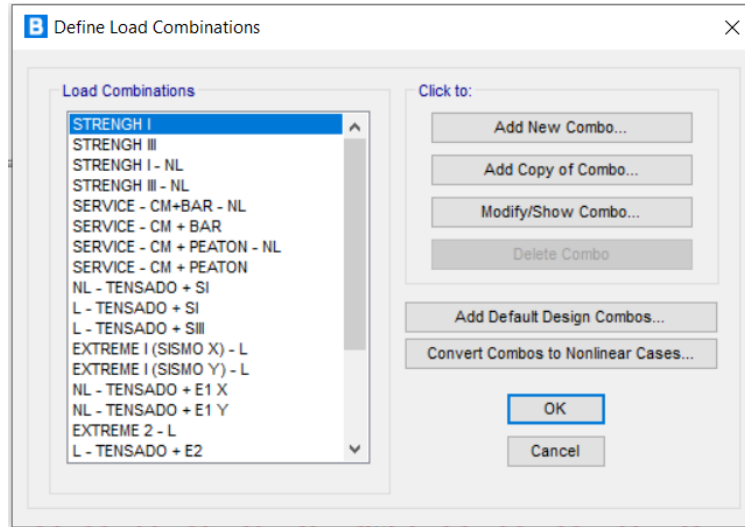


Figura 62: Combinaciones de carga: parte 1

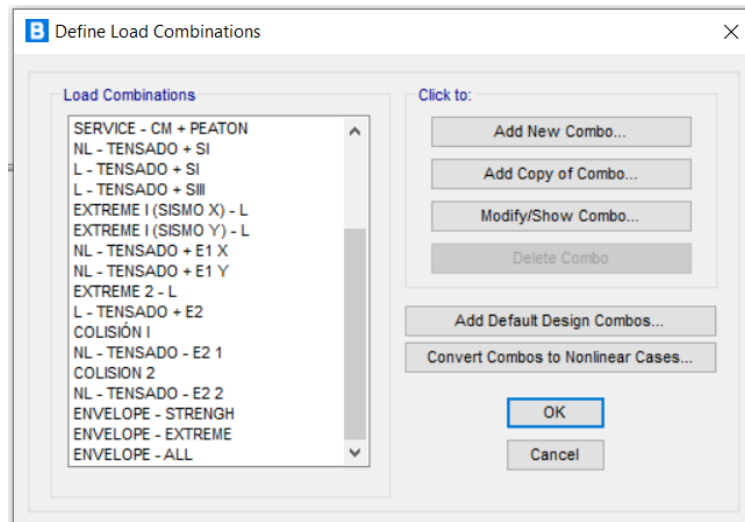


Figura 63: Combinaciones de carga: parte 2

Para este modelo se insertaron cargas no lineales debido al comportamiento no lineal de los cables. Por otra parte, se incluyeron combinaciones de carga envolventes tanto para las

combinaciones de resistencia, como para las combinaciones de eventos extremos, como todas las combinaciones de carga.

3. Modelado de elementos

A continuación se muestran los elementos modelados utilizando el programa CSI Bridge. Estos incluyen los torones, el deck, los diafragmas y el pilón.

El deck está conformado por 4 vigas de 1.4 m x 0.55 m, una losa de 0.15 m de espesor y por diafragmas de 0.6 m x 0.4 m ubicados a cada 5 m. A continuación se muestra la configuración del deck.

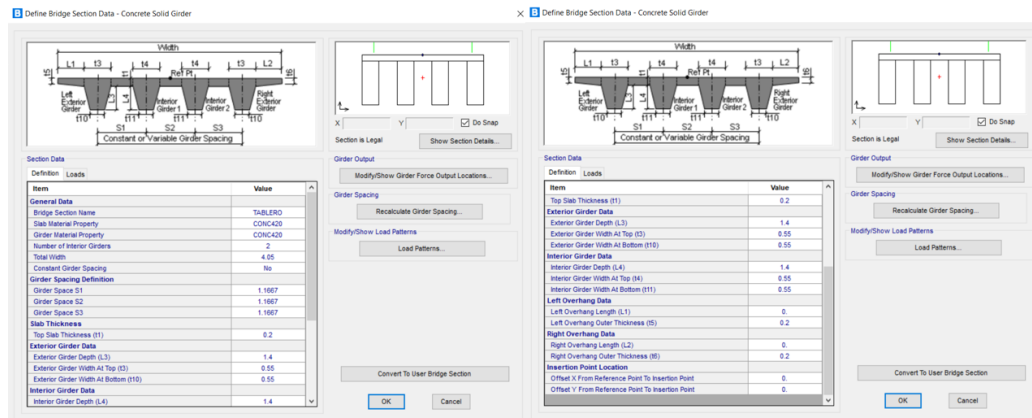


Figura 64: Configuración del Deck1

A continuación se muestran las vigas que componen al deck:

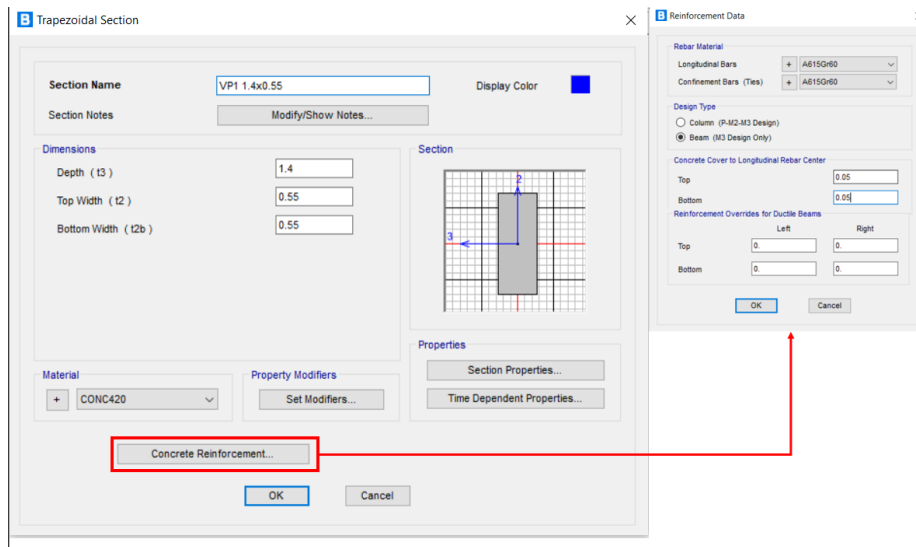


Figura 65: Definición del elemento estructural: Viga principal 1 1.4x0.55m

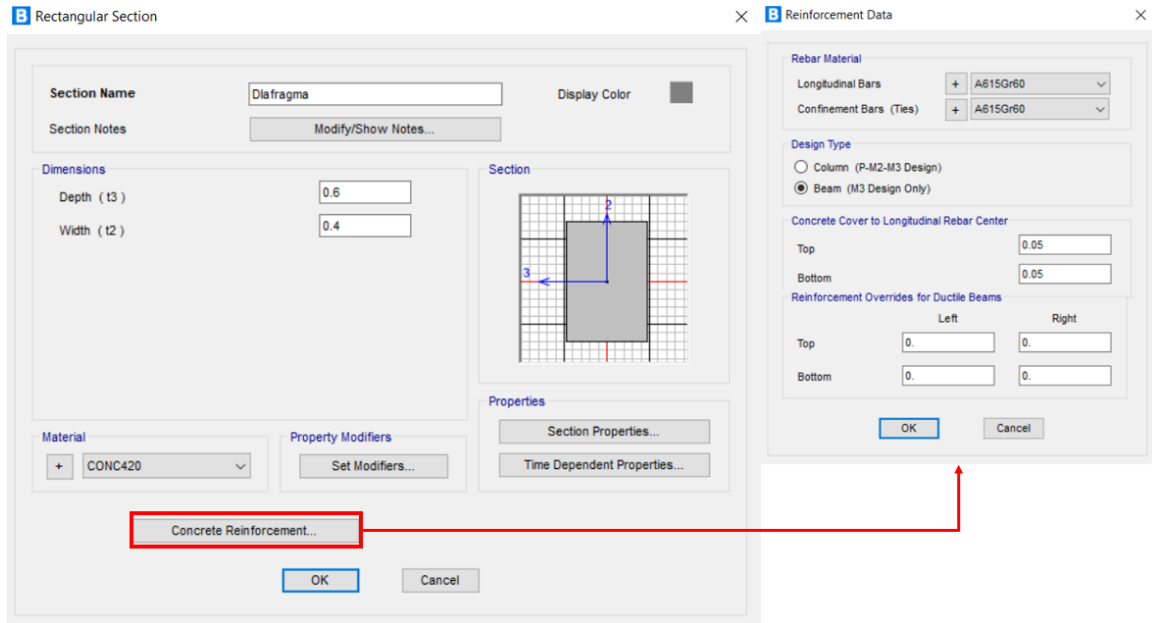


Figura 66: Definición del elemento estructural: Diafragma 0.6x0.4 m

Existen dos tipos de pilones en el puente. Los pilones en los ejes 2 y 4 tienen un diámetro de 1.3 metros de longitud. Mientras que el pilón en el eje 3 tiene un diámetro de 1.5 metros.

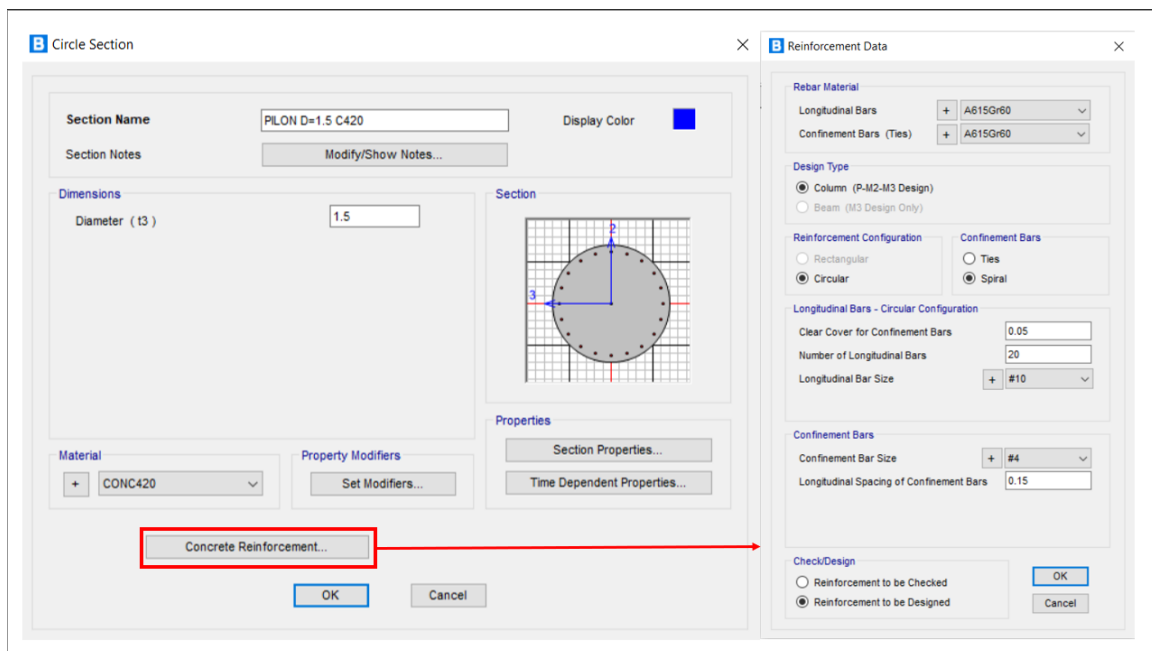


Figura 67: Definición del elemento estructural: Pilón 1, D=1.5m

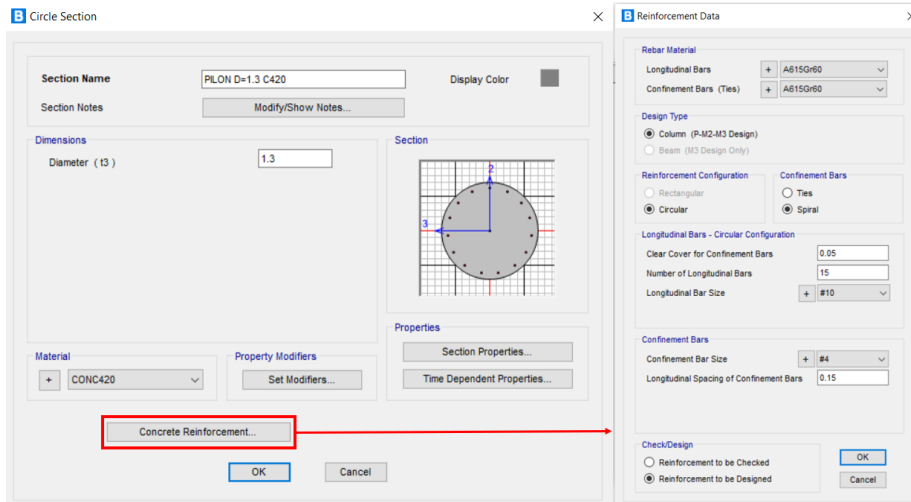


Figura 68: Definición del elemento estructural: Pilón 2, D=1.3m

4. Condiciones de frontera

Las condiciones de frontera dependen del eje:

- 1 Eje 1 y eje 5: Estos ejes representan los estribos de entrada y de salida del puente. No obstante, se representan en el modelo como apoyos rígidos en los nodos que restringen el movimiento tanto verticalmente como en el sentido transversal del deck. Esto representa el efecto de los topes sísmicos.

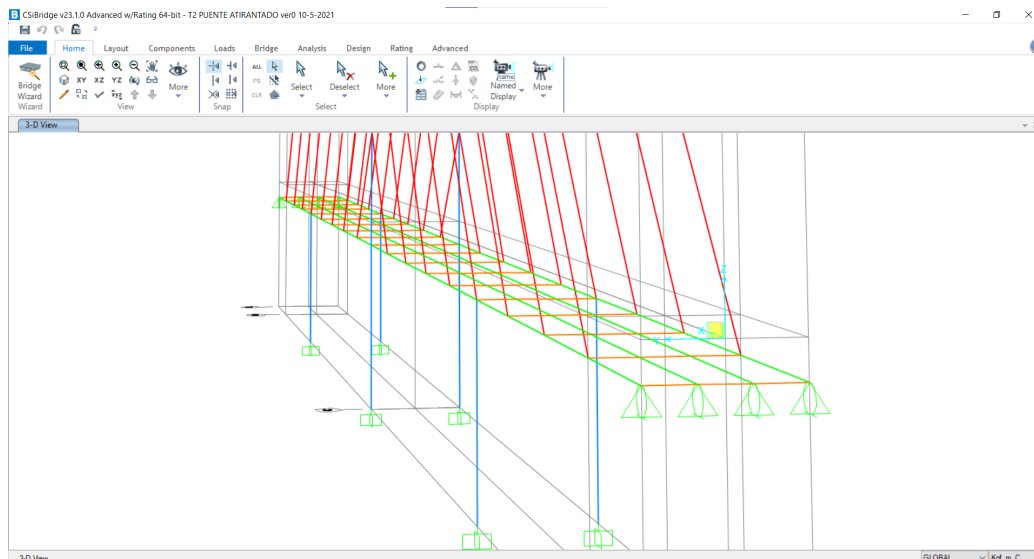


Figura 69: Condiciones de frontera ejes 1 y 5

- 2 Eje 2 y eje 4: ambos ejes cuentan con dos pilones que están completamente empotrados en la base.

3 Eje 3: este es el eje que cuenta con las torres. Claramente debe estar empotrado al igual que los ejes 2 y 4.

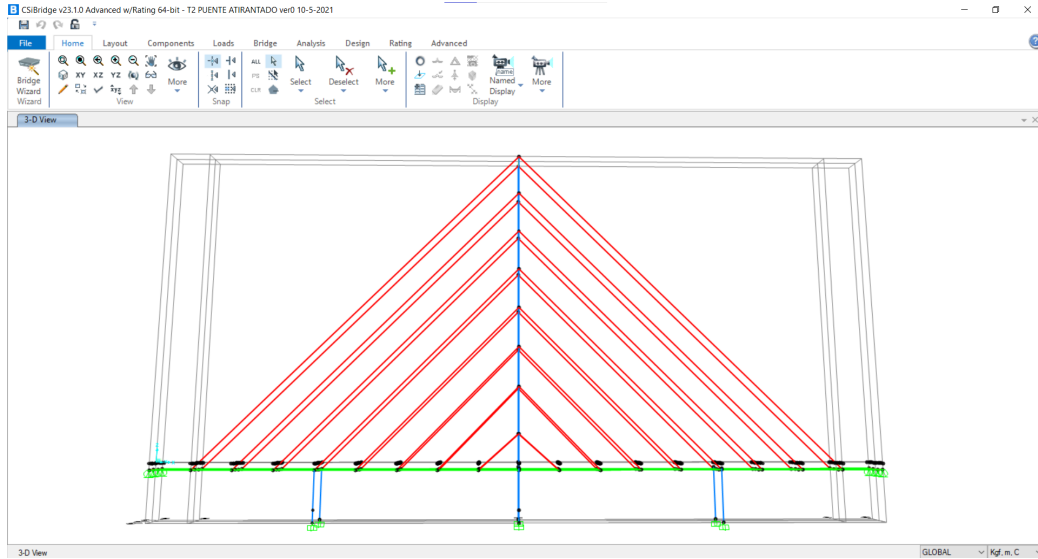


Figura 70: Condiciones de frontera ejes 2, 3 y 4

5. Resultados del análisis

A continuación se muestran los resultados más relevantes del modelo del puente en CSi Bridge. Se muestran las deformaciones máximas, las reacciones de la base, algunas solicitaciones para las vigas y para el pilón y los esfuerzos axiales que sufren las vigas al momento de los sismos.

Deformaciones

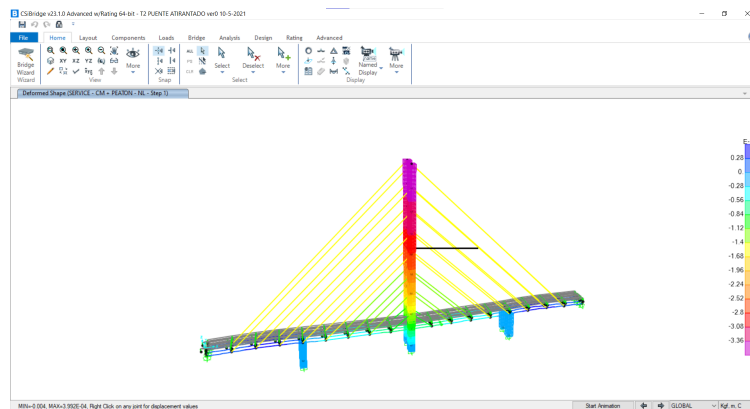


Figura 71: Deformación según combinación de servicio I

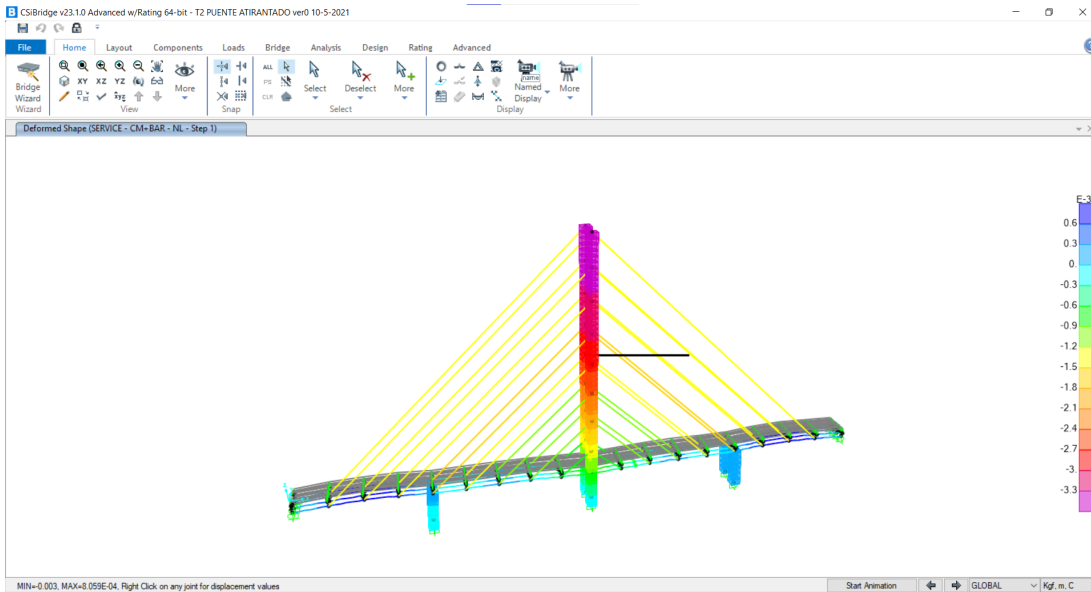


Figura 72: Deformación según combinación de servicio II

Interpretación: Como se puede apreciar con las figuras 71 y 72, las deformaciones en las luces son extremadamente bajas debido al aporte del tensado de los cables. Las deformaciones máximas son $-0.3 \cdot 10^{-3}$ m o -0.03 cm. Esta deformación es menor a la limitada por el código de la AASHTO. Donde la deformación es más notable es en las torres por el efecto de los cables, obteniendo una deformación de incluso $-3.36 \cdot 10^{-3}$ m o -0.336 cm.

Reacciones en la base

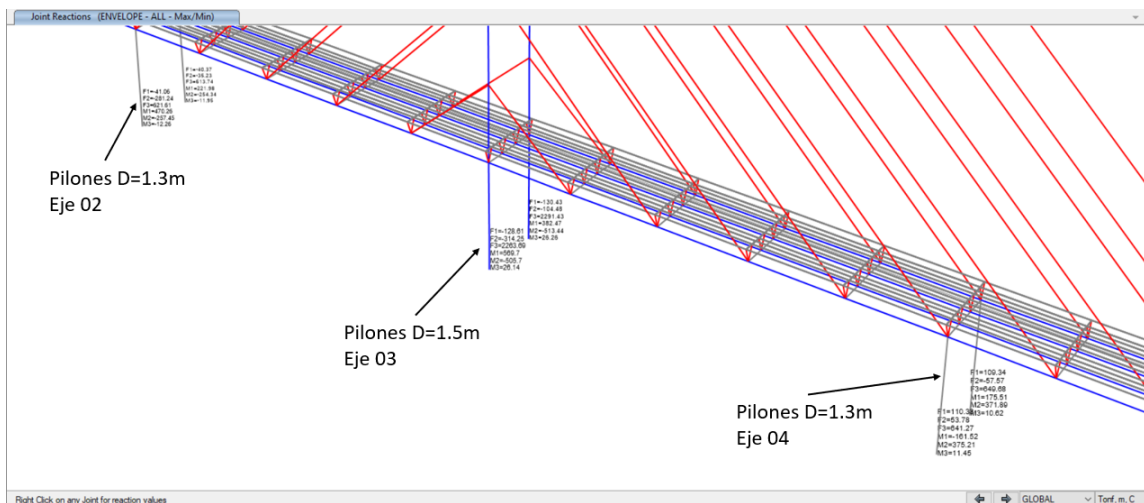


Figura 73: Reacción en la base de los pilones según la envolvente en toneladas - metros

Interpretación: Las reacciones en las bases de los pilones son diferentes debido a que unos tienen aplicado la carga de colisión por el vehículo y otros no. De tal manera que para

dimensionar los pilones de los ejes 2 y 4, se utilizarán los valores más altos. No obstante, el armado de los pilones del eje 3 será diferente puesto que tiene una mayor carga axial y momento.

Fuerzas y esfuerzos internos últimos

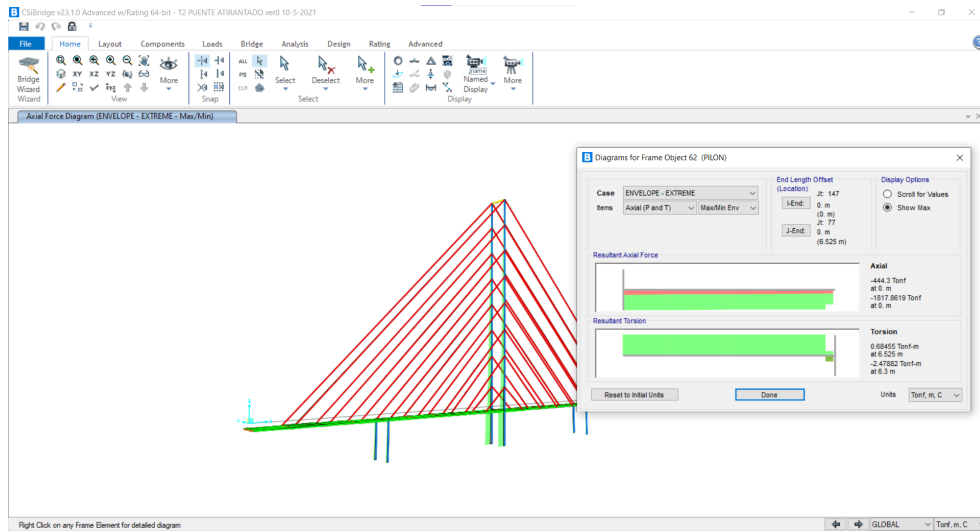


Figura 74: Carga axial para el pilón según la envolvente

Interpretación: Como se puede apreciar en las imágenes [73](#) y [74](#), el pilón del eje 3 nunca llega a tener una carga axial negativa. Esto se debe en parte al aporte de los pilones de los ejes 2 y 4 y por la carga de los cables. Este resultado es conveniente para el diseño de la zapata.

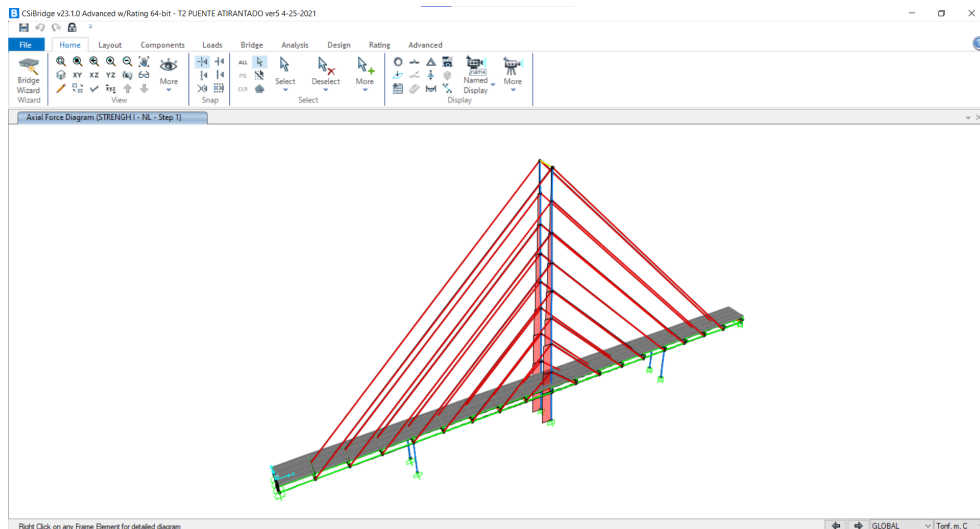


Figura 75: Modelo según la combinación de resistencia I

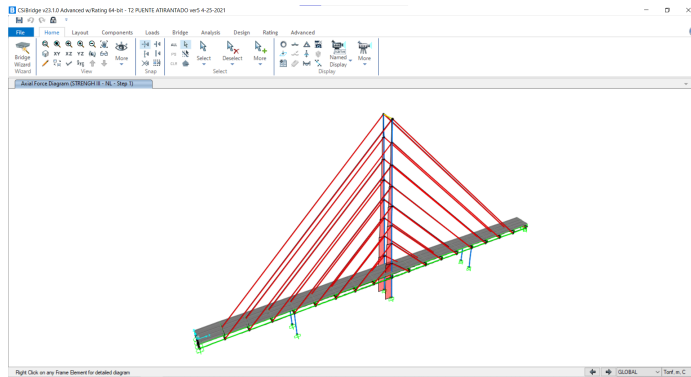


Figura 76: Modelo según la combinación de resistencia III

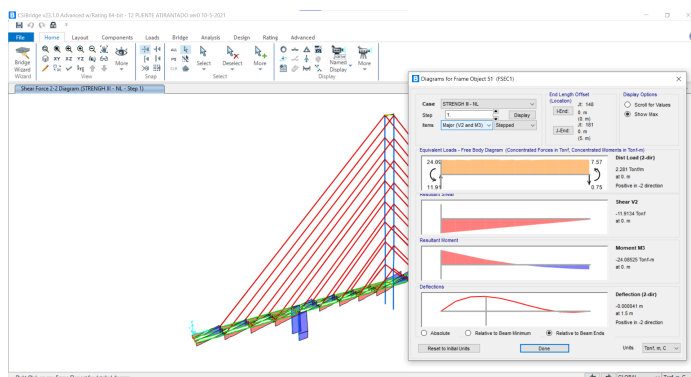


Figura 77: Efecto de los cables sobre las solicitaciones estructurales de las vigas, combinación de envoltura de resistencia

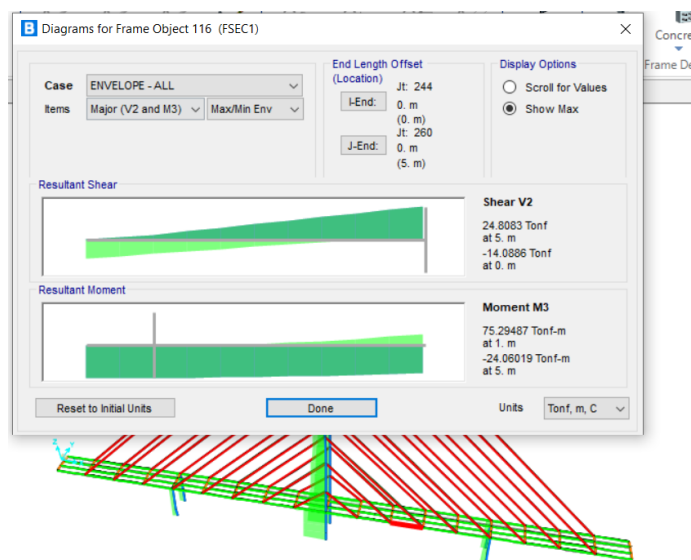


Figura 78: Solicitaciones estructurales para las vigas según la envoltura total

Interpretación: Al tensar los cables, las cargas que tiene el modelo en las losas y vigas son bajas. Los momentos y los cortantes se reducen considerablemente teniendo en cuenta las luces de 25 metros que llega a tener. Por ejemplo, el cortante de 11 toneladas de la figura 77 es bajo teniendo en cuenta la magnitud de las cargas y las longitudes libres entre apoyos. A su vez, el elemento que se llega a cargar más es el pilón, debido al efecto de los cables.

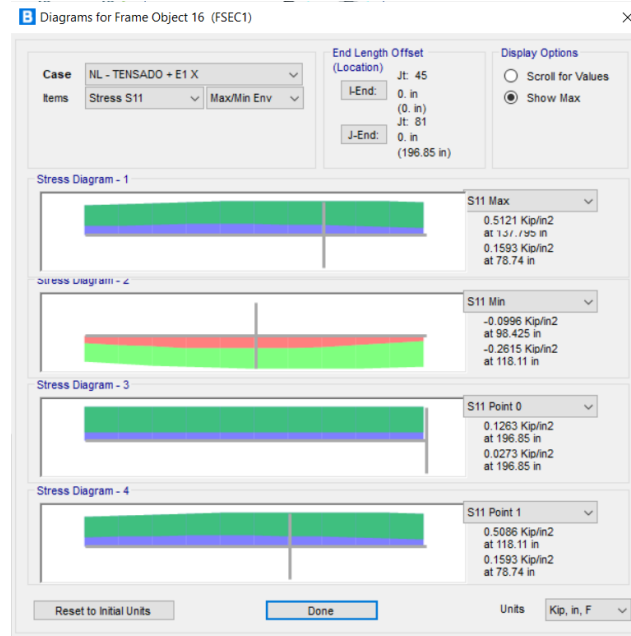


Figura 79: Esfuerzos axiales en las vigas longitudinales según combinación extrema I, sismo en dirección x

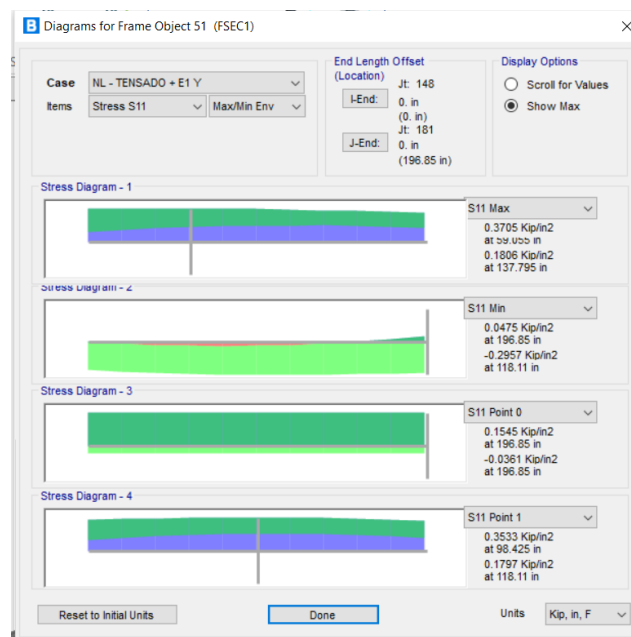


Figura 80: Esfuerzos axiales en las vigas longitudinales según combinación extrema I, sismo en dirección y

Interpretación: Debido al efecto sísmico, fue necesario agregar dos pilones adicionales por los esfuerzos a tensión que llegó a generar el sismo, según lo indicado en las figuras 79 y 80. Esto se debe a que según la figura 40, el esfuerzo del concreto debe limitarse a $0.24\lambda\sqrt{f'c}$, que para un concreto 6 ksi, esto debe ser $0.24 * (1) * \sqrt{6\text{ksi}} = 0.588\text{ksi}$. Lo cual es mayor que las solicitaciones presentadas en las figuras 79 y 80.

D. Diseño de los elementos según AASHTO LRFD

1. Diseño de los cables

El diseño de los cables está planteado en el predimensionamiento. Considerando las cargas muertas y vivas de los mismos, se tomaron los cables según el manual de Dywidag. Tomando esto en cuenta se realizó una fuerza de tensado que fue introducida al modelo.

2. Diseño de las vigas

Para el diseño de las vigas se consideraron las siguientes secciones:

- Viga cabezal: Tiene unas dimensiones de 1.20 x 0.60 m. Esta tiene un concreto 6 ksi. La sección se ubica en los tres pilones transversalmente, es decir sobre el eje 2, 3 y 4 para apoyar las vigas principales y transmitir las cargas hacia la cimentación. A su vez, esta viga forma un marco con los pilones y por lo tanto ayuda a proporcionar rigidez ante los movimientos las cargas laterales tales como el sismo o la carga de colisión.
- Diafragma: Los diafragmas tienen una sección de 0.60 x 0.40 m con un concreto 6 ksi. Las secciones se ubican transversalmente al deck. De hecho, están ubicadas a cada 5 metros, que coinciden asimismo con la ubicación de los cables o torones del puente atirantado. La función de los diafragmas es brindar estabilidad al sistema y generalizar las deformaciones en el deck para que este trabaje de manera conjunta.
- Viga conectora: La viga conectora tiene las siguientes dimensiones: 1.00 x 0.60 m. Al igual que los otros elementos, tiene un concreto 6 ksi. La viga está ubicada en el eje 3, en la parte superior de los pilones, por encima del deck. Esta viga sirve para unir ambos pilones en su parte superior. Al igual que las vigas cabezales, genera una especie de marco en con los pilones para soportar fuerzas laterales como el sismo.
- Vigas principales: Las vigas principales tienen las siguientes dimensiones: 1.40 x 0.55. Estas tienen la función de soportar la superficie donde caminarán los peatones. Estas vigas son parte de la superestructura y logran transmitir las cargas hacia la subestructura.

Para el diseño de las vigas se consideraron los siguientes efectos:

- Flexión: Para el diseño a flexión se consideraron los siguientes pasos para determinar la capacidad a flexión de las vigas (21). Para este caso se consideró solamente el diseño

de las vigas rectangulares, es decir, sin el aporte de las vigas "T". Algunas vigas tienen varillas #4 en el alma para proporcionar rigidez contra la torsión, no obstante, estas no se consideraron en el diseño a flexión. A continuación se enumeran los pasos elaborados para encontrar la capacidad a tensión de las vigas:

1. Luego de listar las propiedades geométricas (dimensiones) y mecánicas (resistencia a la compresión del concreto), se determinó el módulo de ruptura del concreto según la ecuación (18).
 2. Al tener el módulo de ruptura, se determinó el acero mínimo requerido para la viga según las siguientes ecuaciones (25) y (26).
 3. Luego de determinar la cantidad mínima de acero, se propuso una cantidad un poco mayor considerando la designación de las varillas y se calculó el momento resistente. Para este paso se consideró la reducción por el factor beta por ser un concreto 6ksi. También, para determinar la distancia de la fibra extrema en compresión al eje neutro, según la ecuación (24), se optó por despreciar el acero en la zona de compresión. Luego se comparó si la capacidad de la viga era superior a la demanda según la ecuación (21).
 4. Por último, se determinó si las varillas propuestas eran capaces de soportar los esfuerzos de tensión generados por los efectos sísmicos en la sección. Esto da por finalizado el diseño de las vigas a flexión. En la parte de anexos, es posible encontrar las hojas de cálculo para las vigas.
- Cortante: Para el diseño a cortante se tomaron los siguientes pasos para poder elaborar ambas ecuaciones de resistencia nominal a cortante según AASHTO LRFD 2017, las cuales están planteadas en el marco teórico (39) y (40):
 1. Se encontró el peralte efectivo permitido.
 2. Se determinaron las demandas últimas de cortante, axial y momento según el modelo del puente realizado en el programa de diseño estructural.
 3. Se determinó la deformación longitudinal que tiene el acero en la zona de tensión.
 4. Luego se determinó la resistencia del concreto.
 5. Caso seguido se determinó si era necesario que la sección llevara estribos. Aunque no fuera necesario que llevara estribos por cuestiones de resistencia, el código obliga al diseñador a colocar estribos a cada 4 pulgadas o 10 cm en países sísmicos en zonas de confinamiento de la sección para permitir la rotación de las vigas. Tomando esto en consideración se obtuvo la resistencia a cortante que aporta el acero.
 6. Por último, se determinó si el cortante nominal (el mínimo entre las ecuaciones: (39) y (40)) reducido por el factor phi, era superior al cortante último. De ser así, se da por concluido el diseño a cortante.
 7. En la sección de anexos se pueden encontrar las hojas de cálculo para el diseño a cortante de las vigas.

3. Diseño del pilón

El diseño del pilón consta de dos partes: un diseño de flexocompresión y un diseño a cortante. Para el diseño se tomaron en cuenta dos secciones:

- Pilon eje 3: El pilón en el eje 3 tiene un diámetro de 1.5m. Por cada eje hay dos pilones. Estos son claves para la estructura debido a que son los pilones que conectan a los cables del deck a los pilones. Estos pilones trabajan bajo cargas axiales grandes y también como sistema de resistencia lateral en caso de sismo y/o colisión.
- Pilon eje 2 y 4: Estos pilones tienen un diámetro de 1.3 metros y como la vez pasada, siempre hay dos pilones por eje. Estos pilones sí llegan a soportar fuerzas axiales pero no tan grandes como las del pilón del eje 3. También sirven como sistema de resistencia lateral pero primordialmente para las cargas de colisiones.

Para el diseño de los pilones se tomaron en cuenta los diferentes efectos:

- Flexocompresión: Luego de realizar el modelo, se descubrió que los pilones no tenían fuerzas de tensión, solamente de compresión. De tal manera que el pilón nunca sufre arrancamiento. Para el diseño de estos elementos se toma realizó un diagrama de interacción. Los pasos se muestran a continuación;
 1. Primero se listaron las propiedades geométricas y mecánicas del elemento.
 2. Luego se transformó la sección circular a una cuadrada para poder hacer el diagrama de interacción.
 3. Como tercer paso se propuso una cantidad de acero. Se revisó que esta cuantía fuera menor al máximo propuesto por el código y a una cantidad mucho menor por motivos constructivos.
 4. Como cuarto paso se calculó la carga a compresión máxima permitida por el código.
 5. Luego se calculó el esfuerzo en cada fila de acero. Para esto fue necesario encontrar primero la deformación unitaria del acero. Luego se multiplicó por el módulo de Young asumiendo un modelo lineal plástico para el acero. De tal manera que luego que llegó a la fluencia, el esfuerzo se mantuvo constante. Con los esfuerzos de cada fila de acero, fue posible encontrar las fuerzas y momentos correspondientes.
 6. Como último paso se graficó el diagrama de interacción con las demandas. Al ser una sección circular, fue posible encontrar los efectos máximos al combinar los efectos en cada eje obteniendo una fuerza resultante. De tal manera que no fue necesario usar considerar modelos con flexión en ambos sentidos. Para el diagrama de interacción es necesario que todas las demandas queden dentro de la envolvente de la curva.

Las hojas de cálculo de flexocompresión para los pilotes se encuentran en la sección de anexos.

- Cortante: El diseño a cortante de un pilón es similar al diseño a cortante para las vigas. A continuación se listan los pasos para el diseño:

1. Se encontró el peralte efectivo permitido, el cual es diferente que para las secciones cuadradas.
2. Se determinaron las demandas últimas de cortante, axial y momento según el modelo del puente realizado en el programa de diseño estructural.
3. Se determinó la deformación longitudinal que tiene el acero en la zona de tensión.
4. Luego se determinó la resistencia del concreto.
5. Caso seguido se determinó si era necesario que la sección llevara estribos. Aunque no fuera necesario que llevara estribos por cuestiones de resistencia, el código obliga al diseñador a colocar estribos a cada 4 pulgadas o 10 cm en países sísmicos en zonas de confinamiento de la sección para permitir la rotación de los pilones. Estos elementos son los que tienen las mayores fuerzas de tensión debido a que funcionan como sistema de resistencia lateral. Tomando esto en consideración se obtuvo la resistencia a cortante que aporta el acero.
6. Por último, se determinó si el cortante nominal (el mínimo entre las ecuaciones: (39) y (40)) reducido por el factor phi, era superior al cortante último. De ser así, se da por concluido el diseño a cortante.
7. En la sección de anexos se pueden encontrar las hojas de cálculo para el diseño a cortante de los pilones.

4. Losa

La losa es el último componente del deck. Esta tiene un espesor de 15 cm y también es de concreto 6 ksi. Para el diseño de las losas se considero un diseño por flexión y un diseño por fraguado y temperatura:

- Flexión: El diseño a flexión de las losas es idéntico al diseño de flexión de las vigas. Como única diferencia se propone considerar también el acero en zona de compresión. A continuación se muestran los pasos:
 1. Luego de listar las propiedades geométricas y mecánicas, se determinó el módulo de ruptura del concreto según la ecuación (18).
 2. Al tener el módulo de ruptura, se determinó el acero mínimo requerido para la viga según las siguientes ecuaciones (25) y (26).
 3. Luego de determinar la cantidad mínima de acero, se propuso una cantidad un poco mayor considerando la designación de las varillas y se calculó el momento resistente. Para este paso se consideró la reducción por el factor beta por ser un concreto 6ksi. También, para determinar la distancia de la fibra extrema en compresión al eje neutro, según la ecuación (24), no se optó por despreciar el acero en la zona de compresión. Luego se comparó si la capacidad de la viga era superior a la demanda según la ecuación (21). Es posible encontrar la hoja de cálculo en la sección de anexos.
- Fraguado y temperatura: El diseño a temperatura generalmente depende de las propiedades geométricas del material. La ecuación (44) describe la fórmula para encontrar el área requerida. La hoja de cálculo se puede encontrar en la sección de anexos.

E. Planificación

Para la parte final, la elaboración de planos, se utilizó el programa Revit 2020, versión 20.2.12.1. Se realizó un modelo arquitectónico y estructural utilizando las geometrías y armados definidos en los pasos anteriores. A continuación se describen los armados finales:

- Viga conectora:
 - Dimensiones: 1.0 x 0.6 m
 - Refuerzo longitudinal: 6 varillas #10 en zona de tensión y 6 varillas #10 en zona de compresión.
 - Refuerzo transversal: Por temas sísmicos, varillas #4 a cada 10 cm en toda su longitud.
- Viga cabezal:
 - Dimensiones: 1.2 x 0.6 m
 - Refuerzo longitudinal: 6 varillas #10 en zona de tensión y 6 varillas #10 en zona de compresión.
 - Refuerzo transversal: Por temas sísmicos, estribos #4 a cada 10 cm en zonas de confinamiento. En las demás zonas, estribos #4 a cada 20 cm.
- Viga principal:
 - Dimensiones: 1.40 x 0.55 m
 - Refuerzo longitudinal: 5 varillas #10 en zona de tensión y 5 varillas #10 en zona de compresión.
 - Refuerzo transversal: Por temas sísmicos, estribos #4 a cada 10 cm en zonas de confinamiento. En las demás zonas, estribos #4 a cada 20 cm.
- Diafragma:
 - Dimensiones: 0.60 x 0.40 m
 - Refuerzo longitudinal: 6 varillas #10 en zona de tensión y 6 varillas #10 en zona de compresión.
 - Refuerzo transversal: Por temas sísmicos, estribos #4 a cada 10 cm en zonas de confinamiento. En las demás zonas, estribos #4 a cada 10 cm.
- Losa:
 - Dimensiones: espesor = 0.15 m
 - Refuerzo longitudinal: varillas #4 a cada 25 cm en ambos sentidos en zona superior y varillas #4 a cada 25 cm en ambos sentidos en zona inferior.
 - Refuerzo transversal: no es necesario.
- Pilón eje 3:
 - Dimensiones: diámetro = 1.5 m

- Refuerzo longitudinal: 28 varillas #10 en sentido longitudinal.
 - Refuerzo transversal: Zuncho #4 con un paso de 10 cm en zonas de confinamiento. En zonas de no confinamiento se propone a cada 20 cm.
- Pílon eje 2 y 4:
 - Dimensiones: diámetro = 1.3 m
 - Refuerzo longitudinal: 22 varillas #10 en sentido longitudinal.
 - Refuerzo transversal: Zuncho #4 con un paso de 10 cm en zonas de confinamiento. En zonas de no confinamiento se propone a cada 20 cm.
 - Cables: se proponen cables DWG7, según el manual de proporcionado del fabricante (ver Figura 35 y Figura 36).

Para realizar el modelo se siguieron los siguientes pasos:

1. Generación de grillas o ejes: Como primer paso se generó un grilla para ubicar las secciones. Se generaron 5 ejes número en el sentido transversal del puente y tres ejes letra. Los eje número se ubicaron en las fronteras del puente y en las ubicaciones de los pilones. Los ejes número se ubicaron de manera similar, un eje en el centro del puente y los otros dos en la ubicación de los pilones. Con esta grilla es posible ubicar diferentes elementos, por ejemplo, los pilones de 1.3 metros de diámetro (PL2) en la intersección de los ejes 2 y 4 con los ejes A y C. Esto se puede apreciar en la Figura 81

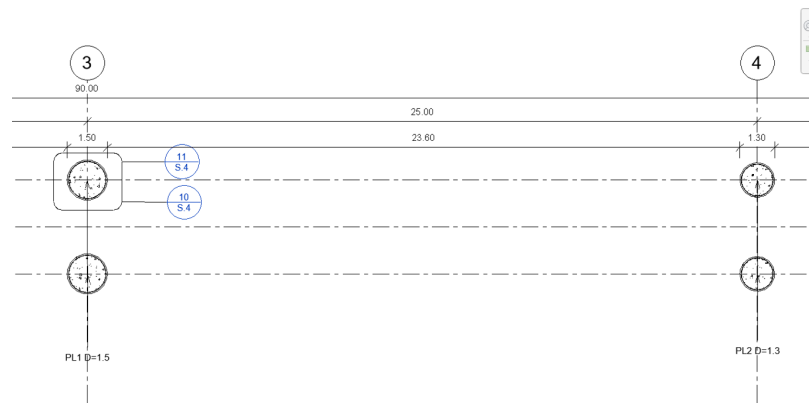


Figura 81: Creación de ejes letra y número para ubicar los pilones del eje 3 y 4

2. Generación de secciones: Luego de tener generada la grilla, se hicieron las secciones. Las secciones se realizaron según las medidas obtenidas del análisis para las vigas, pilones y losas. Para los cables se decidió usar un 3D Cable para su modelado. Esto se puede apreciar en la Figura 82

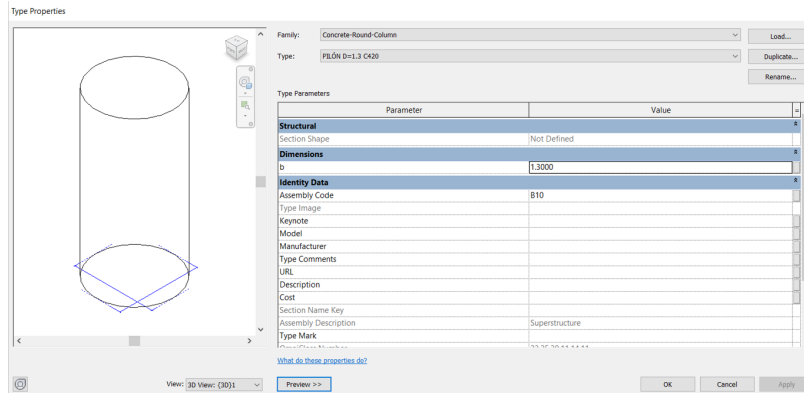


Figura 82: Creación de una sección transversal de concreto en Revit

3. Modelado: La parte del modelado consta de simplemente ubicar las secciones previamente creadas en la grilla existente. Esto se realizó para cada una de las vigas, pilones, losa y cables. Esto también aplicó para los barandales. El modelo final realizado en Revit puede observarse en la Figura [83](#)

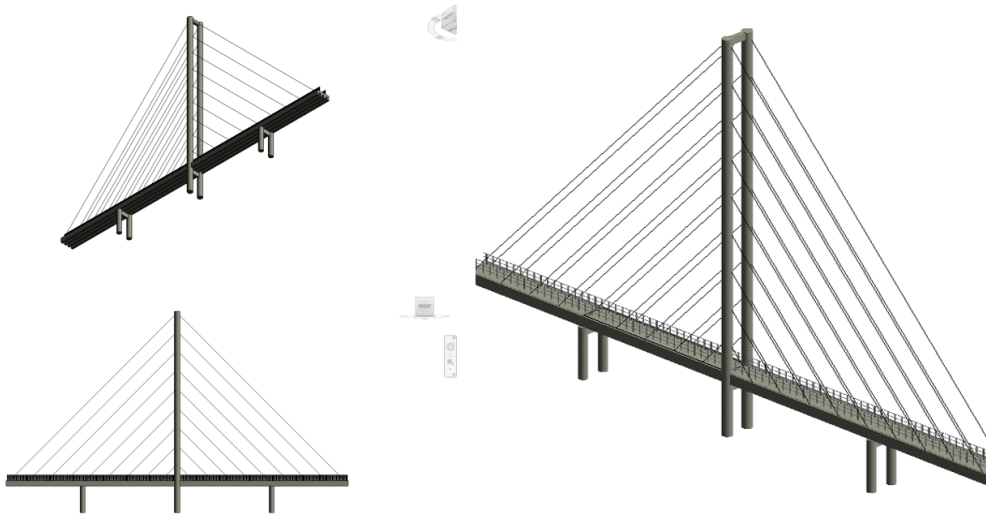


Figura 83: Modelado final del puente peatonal atirantado

4. Creación de refuerzo: Luego de tener el modelo creado, se prosiguió a realizar el refuerzo. Esto es posible dentro de la pestaña de "Estructura" en el módulo de "Refuerzo". Para generar el refuerzo dentro de un elemento de concreto en Revit se deben tener las siguientes consideraciones:
 - Se debe tener las familias correspondientes a las formas de cada refuerzo. Por ejemplo, es necesario tener una familia para estribos, otra para eslabones, varillas longitudinales, espirales, estribos circulares, etc.
 - Luego, dependiendo del tipo de elemento, se le puede asignar un recubrimiento a la sección. Los recubrimientos según AASHTO están definidos en la Figura [43](#)

- Posteriormente, se inserta el refuerzo dentro del elemento. El programa permite insertarlo de diferentes maneras, por ejemplo, paralelos o perpendiculares a la cara. Como Revit es un programa paramétrico, luego de insertar el refuerzo en una sección, es posible visualizar los cambios en otras vistas, por ejemplo en una 3D. Esto es útil para identificar zonas donde podría existir interferencia entre varillas. En la Figura 84 se puede apreciar una sección con refuerzo y cómo el mismo refuerzo está presente en ambos detalles debido a que es un software paramétrico.

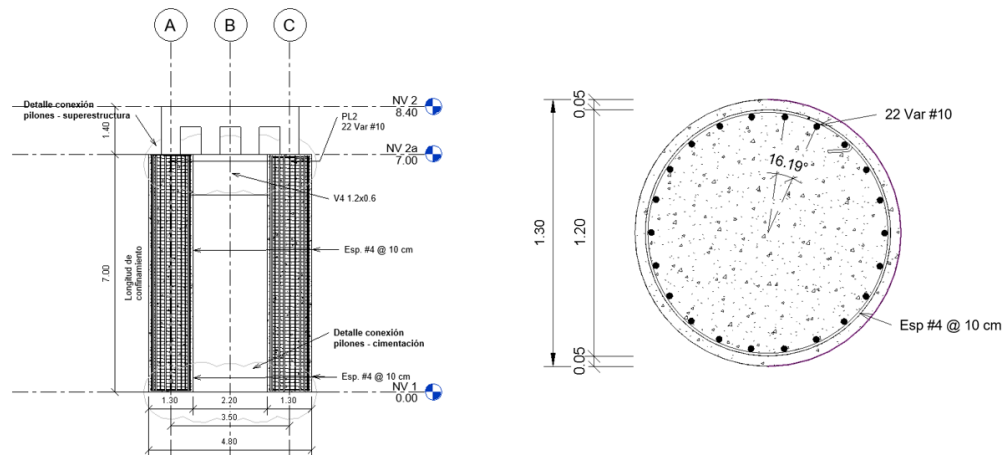


Figura 84: Generación de detalles de los pilones en los ejes 2 y 4

- Planificación: Luego de tener el puente con el refuerzo diseñado según las especificaciones AASHTO, es posible realizar los planos para transmitir la información. Para este proyecto de graduación, se crearon 4 planos para comunicar la información requerida.

F. Ejemplos de pasarelas en Guatemala

Para finalizar este proyecto, se decidió comparar los resultados obtenidos con algunas pasarelas en la ciudad capital. Específicamente, se decidió investigar si algunas pasarelas en Guatemala están diseñadas para soportar cargas de impacto vehicular.

Como se expuso previamente, la carga de impacto vehicular es equivalente a una fuerza de 600 kips ubicada a 5 ft de la base de la calle. Esto es equivalente a un momento de 3000 kip*ft, sin considerar los efectos de la combinación de carga. Para poder soportar este efecto, en el procedimiento se obtuvo una columna de 1.3 metros de diámetro con 22 varillas #10. No obstante a continuación se muestran unas columnas de menos de 50 cm de ancho y largo. Si bien estas son suficientes para soportar la carga gravitacional, no serían capaces de soportar una colisión con un vehículo. A continuación se muestran unas figuras con las pasarelas.



Figura 85: Pasarela verde 1



Figura 86: Dimensión de columna de concreto de pasarela verde1



Figura 87: Dimensión de columna de concreto de pasarela verde 2



Figura 88: Pasarela verde 2

Generalmente, las pasarelas más nuevas sí llegan a cumplir hasta cierto grado lo planteado por la norma. A continuación se muestra una base de concreto de 1.2 x 1.2 metros. Es posible que una columna como esta sí sea capaz de soportar el impacto.



Figura 89: Pasarela nueva



Figura 90: Dimensión de pedestal de concreto de pasarela

Incluso, algunas pasarelas viejas presentan otras condiciones adversas como refuerzo descubierto o incluso gradas rotas. Esto se puede apreciar en la siguiente imagen.



Figura 91: Gradas pasarela verde

Conclusiones

Se logró definir la geometría y el refuerzo de los diferentes componentes estructurales de un puente peatonal atirantado de 90 metros de longitud en la ciudad capital de Guatemala para satisfacer las solicitaciones de carga establecidas por las especificaciones AASHTO LRFD 2017.

Según el análisis FODA realizado para cada programa, fue más conveniente utilizar el programa "CSI Bridge, versión 23.1.0" debido a la facilidad del procedimiento del modelado. A su vez, este contiene la normativa guatemalteca, la cual es ley en el país, y por lo tanto es bastante útil su uso en el país.

Se logró identificar las cargas y combinaciones de cargas necesarias para diseñar el proyecto según la AASHTO LRFD 2017 y fue posible modelarlo utilizando el software seleccionado para obtener fuerzas internas, esfuerzos y deformaciones. A pesar que se acepte la normativa americana de diseño de estructuras de concreto (ACI 318) para diseñar puentes según el AGIES, existen ciertas cargas y combinaciones de carga que no se consideran en esa normativa y podrían brindar un diseño inseguro e incompleto. A su vez, las ecuaciones para el diseño a cortante, flexión, compresión, o factores ϕ , son diferentes para cada código. Por otra parte, la normativa AASHTO LRFD 2017 tampoco es suficiente para el diseño de puentes en otros países como Guatemala debido a que se requieren parámetros sísmicos locales, como la ordenada de aceleración en un segundo o de periodo corto. Por lo tanto se necesitan mezclar normativas.

El modelado de un puente considera diferentes perspectivas al diseño de una edificio. Por ejemplo, el predimensionamiento de los cables es esencial para encontrar la fuerza de tensado. Esto permite un diseño que logre optimizar las secciones transversales de algunos elementos. Por otra parte, los puentes son estructuras con muy baja redundancia. En este caso, si los pilones del eje 3 llegaran a fallar, seguramente colapsaría el puente. De tal manera que se debe tener un buen criterio para el diseño de estos elementos. En Guatemala, se propone este tipo de puentes para tramos largos debido a que los cables logran cumplir una función de apoyo en forma de resorte.

Fue posible diseñar y realizar planos para los elementos estructurales planteados. La combinación más crítica para la mayoría de los elementos fue el caso sísmico. Esto solamente enfatiza la importancia de la creación de diseños sísmo resistentes en el país. No obstante para los pilones del eje 2 y 4, el caso de diseño más grave fue el de impacto vehicular. Infiriendo por el tamaño de los pilones obtenidos para soportar las cargas por colisión (diámetros de 1.3m y 1.5m), existen varios pilones de puentes existentes en Guatemala que no cumplen con este requisito y si fueran impactados por un vehículo pondrían en grave riesgo a los usuarios presentes.

Para futuros estudiantes interesados en el tema del diseño de puentes, se recomienda realizar un diseño con concreto presforzado para poder soportar los efectos de las combinaciones de eventos extremos, en especial el sismo. Se considera que al proponer vigas presforzadas sería posible disminuir la cantidad de pilones y el peralte de las vigas principales. Como segunda recomendación, se propone como un proyecto de continuidad realizar el presente diseño como un puente vehicular. También se considera posible variar la cantidad de cables del modelo para determinar si hay un número óptimo.

Se recomienda calcular los costos del proyecto y luego compararlo contra otros tipos de puentes para determinar como compite económicamente contra los otros. Otra propuesta interesante sería diseñar una estructura con los pilones de concreto reforzado y con un deck compuesto. Es decir con vigas de acero y una losa como carpeta de rodadura. A su vez, se alienta a futuros estudiantes interesados en el tema, proponer un puente asimétrico, con solo un pilón que cargue toda la superestructura con unos muertos para poder brindar una mejor estabilidad al sistema estructural.

Para la academia, se considera que el programa de ingeniería civil está específicamente enfocado en el desarrollo de viviendas y edificaciones. Se razona que existen otras disciplinas dentro de la carrera de ingeniería civil, las cuales el departamento ya se percató y han respondido aptamente mediante la creación de nuevas carreras. Se opina que si el número de estudiantes sigue incrementando, como ha sucedido los últimos años, que se genere una clase de selectivo, pero enfocados exclusivamente a los cursos de la carrera de ingeniería civil. De tal manera, que si existe alguien de ingeniería civil que quiera optar por un curso de ingeniería civil arquitectónica pueda hacerlo. O bien, que se expanda la oferta de cursos actuales, como promover un curso de diseño de concreto avanzado y que los estudiantes interesados puedan estudiarlo.

Para las instituciones gubernamentales pertinentes, se recomienda la remodelación de algunas pasarelas en Guatemala que ya presentan condiciones adversas para los peatones. Si no se opta por la remodelación, se podrían construir nuevas pasarelas a la par de las otras considerando un diseño más seguro que el anterior.

Muchas pasarelas en Guatemala no están diseñadas para soportar una carga de impacto vehicular. Por lo tanto, se propone construir unas defensas alrededor de los pilones para proteger los elementos estructurales correspondientes. Asimismo, si existiera la posibilidad de diseñar y construir nuevas pasarelas, se recomienda que se siga la normativa AASHTO LRFD 2017 para realizar diseños más aptos y seguros.

- AASHTO. (2009). *LRFD guide Specifications for the Design of Pedestrian Bridges*. American Association of State Highway; Transportation Officials.
- AASHTO. (2017). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. American Association of State Highway; Transportation Officials.
- AGIES. (2018a). *Demandas estructurales y condiciones de sitio*. AGIES.
- AGIES. (2018b). *Diseño estructural de edificaciones*. AGIES.
- AGIES. (2018c). *Puentes de Tamaño y Altura Limitados*. AGIES.
- Bentley. (2016). *RM Bridge Advanced: Bridge Structural Modeling, Analysis, Design, and Construction Engineering*.
- Castellanos, D. (2007). *Diseño de puentes de cable atirantado* (Tesis de maestría). Universidad del Valle. Guatemala.
- Chen & Duan, W.-F. L. (2000). *Bridge engineering handbook*. CRC Press LLC.
- Corzo, L. (2014). *Guía Metodológica para Diseñar Obras de Abastecimiento de Agua Potable Resistentes a Sismos en la República de Guatemala*. Universidad de San Carlos de Guatemala. http://www.repositorio.usac.edu.gt/799/1/08_3677_C.pdf
- Cruz, D. (2008). *Diseño de: Puente de mediana longitud utilizando las normas de la asociación guatemalteca de ingeniería estructural y sísmica*. Universidad de San Carlos de Guatemala.
- de Finanzas Públicas, M. (2020). *Guatemala con potencial para desarrollar infraestructura y crecimiento*. Consultado el 24 de enero de 2020, desde https://www.minfin.gob.gt/images/ejes_presupuesto_abierto/2020/6guatemala_crecimiento_economico.pdf
- del Transporte, I. M. (2005). *Estudio experimental de un puente atirantado: Evaluación de Cables*. Consultado en 2005, desde https://www.researchgate.net/profile/Francisco_Carrion/publication/281865607_Estudio_Experimental_de_un_Puente_Atirantado_Evaluacion_de_Cables/links/55fc5d0808aec948c4b427d4/Estudio-Experimental-de-un-Puente-Atirantado-Evaluacion-de-Cables.pdf
- DGRS. (2015). *Reglamento para el diseño de medios de circulación vertical en edificaciones*. Minsitro de Obras Públicas y Comunicaciones. República Dominicana. <https://doi.org/10.19083/tesis/625495>

- DSI. (2007). *DYWIDAG Multistrand Stay Cable Systems*. DYWIDAG Systems International.
- Gimsing, Georgakis, N. & Christos. (2012). *Cable Supported Bridges*. John Wiley; Sons Ltd.
- Gutiérrez, V. (2016). *Respuesta estructural de un puente de tirantes de gran luz variando las condiciones de los vanos laterales*. UPC Barcelona Tech.
- ipv Delft. (2015). *Brief Dutch Design Manual for Bicycle and Pedestrian Bridges*. ipv Delft.
- Klonaris, G. (2020). *Cable-Stayed Bridges*.
- McCormack y Brown, J. y. R. (2018). *Diseño de concreto reforzado*. Alfaomega.
- Michel, J. (2001). *Design of Cable Systems for Cable Suspended Bridges*. Massachusetts Institute of Technology.
- Museum, N. B. (2005). *Bridge Basics*. Consultado en 2005, desde <https://www.lcps.org/cms/lib/VA01000195/Centricity/Domain/5867/BridgeDocs.pdf>
- Palomino, M. R. (2019). "Comparación de metodologías de diseño por esfuerzo admisible (ASD) y factores de diseño de carga y resistencia (LRFD) en muros de suelo reforzado y aplicación práctica a un proyecto. Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas (UPC). <https://doi.org/10.19083/tesis/625495>
- Pousette, A. (2001). *Cable Stayed Timber Bridges*. Trätekt, Rapport 0112042.
- Sarli, R., Gonzáles, S. & Ayres, N. (2015). Análisis FODA. Una herramienta necesaria. *Revista de la Facultad de Odontología*, 1(9), 17-20.
- SEN. (2016). *ACCESIBILIDAD DE LAS PERSONAS AL MEDIO FÍSICO. CIRCULACIONES VERTICALES. ESCALERAS. REQUISITOS*. Servicio Ecuatoriano de Normalización. <https://doi.org/10.19083/tesis/625495>
- Troitsky, M. (1988). *Cable-Stayed Bridges*. Butler; Tanner.
- University, B. (2008). *Analysis of Structures*. Consultado en 2008, desde http://web.ecs.baylor.edu/faculty/grady/_29_trusses.pdf
- Wei, F., Yang, J., Zhang, Y. & Zhong, C. (2014). *Design of Reinforced Concrete Bridges*. University of Toronto.

CAPÍTULO IX

Anexos

Los anexos se encuentran al final del glosario.

Cargas muertas: tipo de carga de naturaleza permanente en la estructura. Un ejemplo es el propio peso de las columnas, vigas, losas y otros elementos en la estructura. 17

Cargas vivas: tipo de carga de naturaleza variable en la estructura. Es decir no siempre están presente la carga, por ejemplo, para un edificio de oficinas, se define una carga viva correspondiente a los empleados aunque no siempre estén en el establecimiento. 16

Compresión: fuerza axial o normal a la sección transversal de un elemento que comprime o aplasta la sección. 8, 28

Corte: fuerza perpendicular a la sección transversal de un elemento que genera esfuerzos perpendiculares a la sección transversal. 28

Deck: plataforma que sirve como un elemento estructural compuesto por varios elementos tales como la losa y las vigas. 12

Ductilidad: es una característica que tienen los materiales que indica la capacidad que tienen a deformarse antes de romperse o fallar, en especial en el rango plástico o no elástico donde las deformaciones son permanentes. Esta puede ser una de las propiedades más importantes al momento de un evento sísmico. 8

Esfuerzos: una fuerza aplicada sobre un área, útil para determinar si los elementos resisten o no. 47

Flexión: fenómeno compuesto por un efecto simultáneo de tensión y compresión en la misma sección transversal, separados por un eje neutro, que genera un par de fuerzas internas en el elemento. 47

Muerto: elemento estructural generalmente enterrado y separado de la estructura principal con consideraciones de restricción en sus grados de libertad cuya función principal es permanecer inmóvil al estar sujeto a cargas para brindar mayor estabilidad estructural. Generalmente se conecta a una estructura mediante a elementos de acero, como los torones, debido a que este conector trabaja principalmente a tensión. Se usa en algunos casos en puentes y tablaestacas.. 107

Pilón: Un pilón forma parte de la subestructura de un puente. Son elementos verticales que sirven para transmitir las cargas de la superestructura a la cimentación. Estos pueden estar compuestos de diferentes materiales como concreto o acero y de diferentes formas. 84

Presforzados: se refiere a la creación de esfuerzos permanentes dentro de una estructura para mejorar su comportamiento y resistencia bajo condiciones determinadas. 47

Tensión: fuerza axial o normal a la sección transversal de un elemento que tensiona o estira la sección. 29

Torones: Popularmente conocidos como torones, estos son elementos estructurales hechos de acero con una gran capacidad a tensión y una capacidad nula a compresión. Se usan comúnmente para poder tensar elementos. 84

Predimensionamiento cables

1. Cargas muertas y vivas según AASTHO LRFD 2017 y AASHTO para puentes peatonales 2009

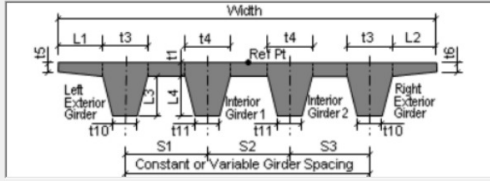
$$V_p := 1.4 \text{ m} \cdot 0.55 \text{ m} \cdot 0.150 \frac{\text{kip}}{\text{ft}^3} = 18.144 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_s := 0.6 \text{ m} \cdot 0.4 \text{ m} \cdot 2.7 \text{ m} \cdot 0.150 \frac{\text{kip}}{\text{ft}^3} = 15.269 \text{ kN}$$

$$Losa := 0.20 \text{ m} \cdot 4.30 \text{ m} \cdot 0.150 \frac{\text{kip}}{\text{ft}^3} = 20.264 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$CV := 440 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \cdot 2.7 \text{ m} = 11.65 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Define Bridge Section Data - Concrete Solid Girder



Section Data

Item	Value
Number of Interior Girders	2
Total Width	4.3
Constant Girder Spacing	No
Girder Spacing Definition	
Girder Space S1	1.2917
Girder Space S2	1.1667
Girder Space S3	1.2917
Slab Thickness	
Top Slab Thickness (t1)	0.2
Exterior Girder Data	
Exterior Girder Depth (L3)	1.4
Exterior Girder Width At Top (t3)	0.55
Exterior Girder Width At Bottom (t10)	0.55
Interior Girder Data	
Interior Girder Depth (L4)	1.4
Interior Girder Width At Top (t4)	0.55
Interior Girder Width At Bottom (t11)	0.55
Left Overhang Data	
Left Overhang Length (L1)	0.

Girder Output

Section is Legal Do Snap

Show Section Details...

Modify/Show Girder Force Output Locations...

Girder Spacing

Recalculate Girder Spacing...

Modify/Show Load Patterns

Load Patterns...

Convert To User Bridge Section

OK Cancel

2. Combinaciones de carga AASHTO LRFD 2017 (Tabla 3.4.1-1 y Tabla 3.4.1-2)

STRENGTH I:

$$P_{U.S1} := 1.25 \cdot (Losa + 4 \cdot Vp) \cdot 5 \text{ m} + 1.25 \cdot Vs + 1.75 \cdot CV \cdot 5 \text{ m} = 701.268 \text{ kN}$$

$$P_{cable} := \frac{P_{U.S1}}{2} = 35.755 \text{ tonnef}$$

Por componentes:

Se debe considerar la inclinación del cable, se colocaron a 45°.

$$P_{cable_t1} := \sqrt{P_{cable}^2 + P_{cable}^2} = 50.565 \text{ tonnef}$$

STRENGTH II:

$$P_{U.S2} := 1.25 \cdot (Losa + 4 \cdot Vp) \cdot 5 \text{ m} + 1.25 \cdot Vs = 61.114 \text{ tonnef}$$

$$P_{cable} := \frac{P_{U.S2}}{2} = 30.557 \text{ tonnef}$$

Por componentes:

Se debe considerar la inclinación del cable, se colocaron a 45°, Figura (4):

$$P_{cable_t2} := \sqrt{P_{cable}^2 + P_{cable}^2} = 43.214 \text{ tonnef}$$

3. Propuesta de torrones

DG-P7: 7 torrones

$$P_{U.DG_P7} := 3348 \text{ kN} = 341.401 \text{ tonnef} \quad P_{U.DG_P7} \cdot 0.5 = (1.674 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$A_t := \frac{P_{U.DG_P7}}{0.9 \cdot 270 \text{ ksi} \cdot 0.9} = 22.203 \text{ cm}^2 \quad \frac{A_t}{7} = 3.172 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{DG.P7_COMB1} := \frac{P_{cable_t1}}{A_t} = 32.392 \text{ ksi}$$

$$\sigma_{DG.P7_COMB3} := \frac{P_{cable_t2}}{A_t} = 27.683 \text{ ksi}$$

DG-P4: 4 torones

$$P_{U.DG.P4} := 1116 \text{ kN} = 113.8 \text{ tonnef}$$

$$P_{U.DG.P4} \cdot 0.5 = 558 \text{ kN}$$

$$A_{t4} := \frac{P_{U.DG.P4}}{0.9 \cdot 270 \text{ ksi} \cdot 0.9} = 7.401 \text{ cm}^2 \quad \frac{A_{t4}}{4} = 1.85 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{DG.P4.COMB1} := \frac{P_{cable_t1}}{A_{t4}} = 97.175 \text{ ksi}$$

$$\sigma_{DG.P4.COMB3} := \frac{P_{cable_t2}}{A_{t4}} = 83.049 \text{ ksi}$$

4. Módulo de elasticidad

Módulo del acero:

$$E_{cable} := 28500 \text{ ksi}$$

Peso del acero según AASHTO LRFD 2017 (Figura 10):

$$\gamma_{cable} := 0.17 \frac{\text{kip}}{\text{ft}^3}$$

Longitud:

$$L := \begin{bmatrix} 5 \\ 10 \\ 15 \\ 20 \\ 25 \\ 30 \\ 35 \\ 40 \end{bmatrix} \text{ m}$$

Se calculará el efecto que tienen las diferentes combinaciones de resistencia de carga y diferentes torrones para el caso más crítico.

$$\gamma_{cable} \cdot A_{t4} = 2.015 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$\gamma_{cable} \cdot A_t = 6.046 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Módulos de tensión modificados por la deflexión del cable

Ecuación (14):

$$E_{DG.P7.COMB1} := \frac{E_{cable}}{1 + \left(\frac{(\gamma_{cable} \cdot L)^2}{12 \cdot \sigma_{DG.P7.COMB1}} \right)^3} \cdot E_{cable} = \begin{bmatrix} 28.499 \cdot 10^3 \\ 28.497 \cdot 10^3 \\ 28.493 \cdot 10^3 \\ 28.488 \cdot 10^3 \\ 28.481 \cdot 10^3 \\ 28.473 \cdot 10^3 \\ 28.463 \cdot 10^3 \\ 28.452 \cdot 10^3 \end{bmatrix} \text{ ksi}$$

$$E_{DG.P7.COMB3} := \frac{E_{cable}}{1 + \left(\frac{(\gamma_{cable} \cdot L)^2}{12 \cdot \sigma_{DG.P7.COMB3}^3} \right) \cdot E_{cable}} = \begin{bmatrix} 28.499 \cdot 10^3 \\ 28.495 \cdot 10^3 \\ 28.489 \cdot 10^3 \\ 28.481 \cdot 10^3 \\ 28.47 \cdot 10^3 \\ 28.457 \cdot 10^3 \\ 28.441 \cdot 10^3 \\ 28.424 \cdot 10^3 \end{bmatrix} \text{ ksi}$$

$$E_{DG.P4.COMB1} := \frac{E_{cable}}{1 + \left(\frac{(\gamma_{cable} \cdot L)^2}{12 \cdot \sigma_{DG.P4.COMB1}^3} \right) \cdot E_{cable}} = \begin{bmatrix} 28.5 \cdot 10^3 \\ 28.5 \cdot 10^3 \\ 28.5 \cdot 10^3 \\ 28.5 \cdot 10^3 \\ 28.499 \cdot 10^3 \\ 28.499 \cdot 10^3 \\ 28.499 \cdot 10^3 \\ 28.498 \cdot 10^3 \end{bmatrix} \text{ ksi}$$

$$E_{DG.P4.COMB3} := \frac{E_{cable}}{1 + \left(\frac{(\gamma_{cable} \cdot L)^2}{12 \cdot \sigma_{DG.P4.COMB3}^3} \right) \cdot E_{cable}} = \begin{bmatrix} 28.5 \cdot 10^3 \\ 28.5 \cdot 10^3 \\ 28.5 \cdot 10^3 \\ 28.499 \cdot 10^3 \\ 28.499 \cdot 10^3 \\ 28.498 \cdot 10^3 \\ 28.498 \cdot 10^3 \\ 28.497 \cdot 10^3 \end{bmatrix} \text{ ksi}$$

Espectro de diseño

1. Datos iniciales

Lugar: Guatemala, Guatemala

Tipo de suelo: Suelo tipo C

$$S_{cr} := 1.53$$

Figura 11

$$S_{1r} := 0.68$$

$$T_L := 2.69$$

Esta obra se clasifica como utilitaria, por lo tanto se escoge un sismo ordinario.

$$K_d := 0.66$$

Figura 12

Utilizando la nueva versión del AGIES NSE 2

$$F_a := 1$$

$$S_{cs} := S_{cr} \cdot F_a = 1.53$$

$$S_{cd} := K_d \cdot S_{cs} = 1.01$$

$$S_S := S_{cs} \cdot K_d = 1.01$$

$$S_1 := S_{1r} \cdot K_d = 0.449$$

La aceleración pico del suelo es igual a:

$$AMS_d := 0.40 \cdot S_{cd} = 0.404$$

Ecuación (4)

2. Factores de Sitio, según la AASHTO LRFD 2017

Utilizando la Figura 14, con base en el valor de AMSd:

$$F_{pga} := 1.0$$

Utilizando la Figura 15, con base en el valor de Ss:

$$F_a := 1$$

Utilizando la Figura 16, con base en el valor de S1:

$$F_v := 1.3$$

3. Definición de factores para el espectro:

$$A_s := F_{pga} \cdot AMS_d = 0.404$$

Ecuación (6)

$$S_{DS} := F_a \cdot S_s = 1.01$$

Ecuación (7)

$$S_{D1} := F_v \cdot S_1 = 0.583$$

Ecuación (10)

$$T_s := \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.578$$

Ecuación (Figura 17)

$$T_o := 0.2 \cdot T_s = 0.116$$

Ecuación (Figura 17)

4. Graficar

Ecuación por trozos en un rango de 0 segundos hasta 5 segundos.

$$T_m := 0, 0.01 \dots 5$$

$$f_1(T_m) := \frac{S_{DS} - A_s}{T_o} \cdot T_m + A_s$$

Ecuación (5)

$$f_2(T_m) := S_{DS}$$

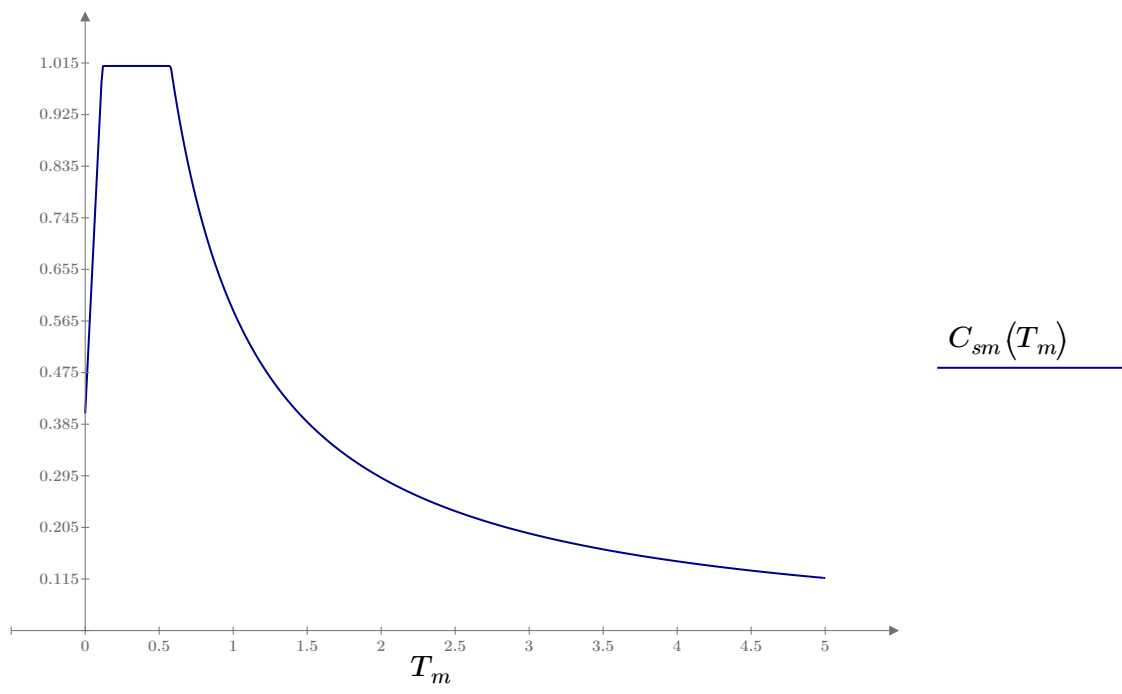
Ecuación (8)

$$f_3(T_m) := \frac{S_{D1}}{T_m}$$

Ecuación (9)

$$C_{sm}(T_m) := \mathbf{if}(T_m \leq T_o, f_1(T_m), \mathbf{if}(T_m \geq T_s, f_3(T_m), f_2(T_m)))$$

Espectro de diseño según AASHTO LRFD 2017



5. Zona sísmica:

Según Figura 18: Zona 4

6. Factor R:

Según Figura 19: $R := 3$

Diseño a cortante: diafragma

1. Peralte a cortante:

Altura: $h := 60 \text{ cm}$

Base: $b := 40 \text{ cm}$

Peralte efectivo de corte:

Área del acero en zona de tensión: $A_s := 6 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{10}{8} \text{ in} \right)^2 = 7.363 \text{ in}^2$

Esfuerzo de fluencia para el acero en zona de tensión: $f_y := 60 \text{ ksi}$

Módulo de Young del acero no preesforzado: $E_s := 28500 \text{ ksi}$

Área del acero preesforzado: $A_{ps} := 0 \text{ in}^2$

Esfuerzo del acero preesforzado: $f_{ps} := 0 \text{ ksi}$

Peralte al cortante 2: $d_v := 0.72 \cdot h = 0.432 \text{ m}$

2. Demandas últimas:

De CSI Bridge

Cortante:

Combinación de resistencia I: $V_{U.CR1} := 30 \text{ kip}$

Combinación de resistencia II: $V_{U.CR2} := 28.03 \text{ kip}$

Combinación extrema I (sismo x): $V_{U.E1} := 82 \text{ kip}$

Combinación extrema II (sismo y): $V_{U.E2} := 153 \text{ kip}$

Combinación extrema IV (colisión pilón eje 3): $V_{U.E4} := 25 \text{ kip}$

Combinación extrema IV (colisión pilón eje 2/4): $V_{U.E5} := 25 \text{ kip}$

Momento:

Combinación de resistencia I:	$M_{U.CR1} := 90 \text{ kip} \cdot \text{ft}$
Combinación de resistencia II:	$M_{U.CR2} := 97 \text{ kip} \cdot \text{ft}$
Combinación extrema I (sismo x):	$M_{U.E1} := 262 \text{ kip} \cdot \text{ft}$
Combinación extrema II (sismo y):	$M_{U.E2} := 554 \text{ kip} \cdot \text{ft}$
Combinación extrema IV (colisión pilón eje 3):	$M_{U.E4} := 81 \text{ kip} \cdot \text{ft}$
Combinación extrema IV IV (colisión pilón eje 2/4):	$M_{U.E5} := 81 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

Axial:

Combinación de resistencia I:	$N_{U.CR1} := 0 \text{ kip}$
Combinación de resistencia II:	$N_{U.CR2} := 0 \text{ kip}$
Combinación extrema I (sismo x):	$N_{U.E1} := 0 \text{ kip}$
Combinación extrema II (sismo y):	$N_{U.E2} := 0 \text{ kip}$
Combinación extrema IV (colisión pilón eje 3):	$N_{U.E4} := 0 \text{ kip}$
Combinación extrema IV (colisión pilón eje 2/4):	$N_{U.E5} := 0 \text{ kip}$

$$V_U := \begin{bmatrix} V_{U.CR1} \\ V_{U.CR2} \\ V_{U.E1} \\ V_{U.E2} \\ V_{U.E4} \\ V_{U.E5} \end{bmatrix}$$

$$40 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm} \cdot 0.01 \cdot 6 \text{ ksi} = 22.32 \text{ kip}$$

3. Resistencia nominal:

3.1 Deformación longitudinal

Datos acero de preesfuerzo: como no hay, se coloca como 0.

Componente que aporta al cortante el acero de preesfuerzo: $V_p := 0 \text{ tonnef}$

Área del acero preesforzado: $A_{ps} := 0 \text{ in}^2$

Esfuerzo del acero preesforzado: $f_{po} := 0 \text{ ksi}$

Módulo de Young para el acero preesforzado: $E_p := 0 \text{ ksi}$

Datos concreto:

Factor K1: $K_1 := 1$

Peso concreto: $w_c := 0.145 \frac{\text{kip}}{\text{ft}^3}$

Esfuerzo de resistencia a la compresión a 28 días: $f'_c := 6 \text{ ksi}$

Módulo de Young para el concreto:

$$E_c := 120000 \cdot K_1 \cdot \left(\frac{w_c}{\frac{\text{kip}}{\text{ft}^3}} \right)^2 \cdot \left(\frac{f'_c}{\text{ksi}} \right)^{0.33} \cdot \text{ksi} = (4.557 \cdot 10^3) \text{ ksi}$$

Área del concreto: $A_c := b \cdot h = 0.24 \text{ m}^2$

Deformación del acero:

$$\begin{aligned} & \text{if } \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0.5 \cdot N_u + |V_U - V_p| - A_{ps} \cdot f_{po}}{E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps} + E_c \cdot A_c} < 0 \\ & \quad \left\| \begin{aligned} & \frac{M_u}{d_v} + 0.5 \cdot N_u + |V_U - V_p| - A_{ps} \cdot f_{po} \\ & \varepsilon_s \leftarrow \frac{\quad}{E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps} + E_c \cdot A_c} \end{aligned} \right. \\ & \text{else} \\ & \quad \left\| \begin{aligned} & \frac{M_u}{d_v} + 0.5 \cdot N_u + |V_U - V_p| - A_{ps} \cdot f_{po} \\ & \varepsilon_s \leftarrow \frac{\quad}{E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps}} \end{aligned} \right. \\ & \text{return } \varepsilon_s \end{aligned}$$

Límites para la deformación:

$$\begin{aligned} & \text{if } \varepsilon_{s1} \geq 0.006 \\ & \quad \left\| \varepsilon_s \leftarrow 0.006 \right. \\ & \text{else} \\ & \quad \left\| \begin{aligned} & \text{if } \varepsilon_{s1} \leq -0.0004 \\ & \quad \left\| \varepsilon_s \leftarrow -0.0004 \right. \\ & \text{else} \\ & \quad \left\| \varepsilon_s \leftarrow \varepsilon_{s1} \right. \end{aligned} \right. \\ & \text{return } \varepsilon_s \end{aligned}$$

Factor Beta:

$$\beta_{vigas} := \frac{48}{1 + 750 \cdot \varepsilon_s} = \begin{bmatrix} 35.977 \\ 35.694 \\ 24.568 \\ 16.305 \\ 37.106 \\ 37.106 \end{bmatrix}$$

$$\beta_{zapatas} := 2$$

$$\beta := \beta_{vigas}$$

Factor gamma:

$$\lambda := 1$$

3.2 Resistencia del concreto:

$$V_c := 0.0316 \cdot \beta \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{ksi}} \cdot ksi \cdot b \cdot d_v = \begin{bmatrix} 338.326 \\ 335.656 \\ 231.035 \\ 153.333 \\ 348.935 \\ 348.935 \end{bmatrix} \text{ tonnef}$$

$$\phi_V := 0.9$$

$$\phi V := 0.5 \cdot \phi_V \cdot (V_c + V_p) = \begin{bmatrix} 335.646 \\ 332.998 \\ 229.206 \\ 152.118 \\ 346.171 \\ 346.171 \end{bmatrix} \text{ kip}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \phi V_0 \geq V_{U_0} \\ \left\| \begin{array}{l} \text{"No se necesitan estribos"} \\ \text{else} \\ \left\| \begin{array}{l} \text{"Se necesitan estribos"} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right\| = \text{"No se necesitan estribos"}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \phi V_1 \geq V_{U_1} \\ \left\| \begin{array}{l} \text{"No se necesitan estribos"} \\ \text{else} \\ \left\| \begin{array}{l} \text{"Se necesitan estribos"} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right\| = \text{"No se necesitan estribos"}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \phi V_2 \geq V_{U_2} \\ \left\| \begin{array}{l} \text{"No se necesitan estribos"} \\ \text{else} \\ \left\| \begin{array}{l} \text{"Se necesitan estribos"} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right\| = \text{"No se necesitan estribos"}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \phi V_3 \geq V_{U_3} \\ \left\| \begin{array}{l} \text{"No se necesitan estribos"} \\ \text{else} \\ \left\| \begin{array}{l} \text{"Se necesitan estribos"} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right\| = \text{"Se necesitan estribos"}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \phi V_4 \geq V_{U_4} \\ \left\| \begin{array}{l} \text{"No se necesitan estribos"} \end{array} \right\| \\ \text{else} \\ \left\| \begin{array}{l} \text{"Se necesitan estribos"} \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \text{"No se necesitan estribos"}$$

$$\phi_V := 0.9 \quad \phi V := 0.5 \cdot \phi_V \cdot (V_c + V_p) = \begin{bmatrix} 335.646 \\ 332.998 \\ 229.206 \\ 152.118 \\ 346.171 \\ 346.171 \end{bmatrix} \text{ kip}$$

3.3 Resistencia del acero:

Ángulo:

$$\theta := 29 + 3500 \cdot \varepsilon_s =$$

Área de estribos #4:

$$A_{sv} := 2 \cdot 1.267 \text{ cm}^2 = 0.393 \text{ in}^2$$

Espaciamiento entre estribos:

$$s := 10 \text{ cm}$$

Esfuerzo último:

$$v_u := \frac{|V_U - \phi_V \cdot V_p|}{\phi_V \cdot b \cdot d_v} = 0.754 \text{ ksi}$$

$$s_{max} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } v_u \geq 0.125 \cdot f'_c \\ \left\| \begin{array}{l} s_{max} \leftarrow \min(0.4 \cdot d_v, 12 \text{ in}) \end{array} \right\| \\ \text{else} \\ \left\| \begin{array}{l} s_{max} \leftarrow \min(0.8 \cdot d_v, 24 \text{ in}) \end{array} \right\| \end{array} \right\| = 17.28 \text{ cm}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } s \geq s_{max} \\ \left\| \begin{array}{l} \text{"Usar espaciamiento máximo"} \end{array} \right\| \\ \text{else} \\ \left\| \begin{array}{l} \text{"Usar s"} \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \text{"Usar s"}$$

$$\text{Área mínima a cortante: } A_{sv.min} := 0.0316 \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{ksi}}} \cdot \text{ksi} \cdot \frac{b \cdot s}{f_y} = 0.08 \text{ in}^2$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } A_{sv} \geq A_{sv.min} \\ \left\| \begin{array}{l} \text{“No se requiere el acero mínimo”} \\ \text{else} \\ \text{“Se requiere usar el acero mínimo”} \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \text{“No se requiere el acero mínimo”}$$

Fuerza resistente a cortante:

$$V_s := \frac{A_{sv} \cdot f_y \cdot d_v \cdot \cot(\theta^\circ)}{s} = \begin{bmatrix} 172.423 \\ 172.083 \\ 154.1 \\ 129.973 \\ 173.732 \\ 173.732 \end{bmatrix} \text{ kip}$$

3.4 Resistencia nominal:

$$V_c := 0.0316 \cdot 2 \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{ksi}}} \cdot \text{ksi} \cdot b \cdot d_v = 18.808 \text{ tonnef}$$

$$\phi V_n := \phi_V \cdot \min((V_c + V_s + V_p), (0.25 \cdot f'_c \cdot b \cdot d_v + V_p)) = 154.293 \text{ kip}$$

$$\phi V_n \geq V_U = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix} \quad \text{Sí cumple}$$

4. Consideraciones sísmicas:

Espaciamiento mínimo en zonas de confinamiento:

$$s_{min} := \min\left(4 \text{ in}, \frac{h}{4}\right) = 10.16 \text{ cm}$$

Longitud de confinamiento:

$$l_{conf.vigas} := \max\left(18 \text{ in}, \frac{5 \text{ m}}{6}\right) = 0.833 \text{ m}$$

Diseño a cortante: pilones eje 2 y 4

1. Peralte a cortante:

Diámetro:	$D := 1.30 \text{ m}$
Base:	$b := D$
Recubrimiento:	$rec := 5 \text{ cm}$
Diámetro de varilla:	$d_v := \frac{10}{8} \text{ in}$
Diámetro al centroide del acero longitudinal:	$D_r := D - 2 \cdot rec - d_v = 1.168 \text{ m}$
Esfuerzo de fluencia para el acero en zona de tensión:	$f_y := 60 \text{ ksi}$
Módulo de Young del acero no preesforzado:	$E_s := 28500 \text{ ksi}$
Área del acero preesforzado:	$A_{ps} := 0 \text{ in}^2$
Área del acero no preesforzado:	$A_s := 11 \cdot \frac{\pi}{4} \left(\frac{10}{8} \right)^2 = 10.799 \text{ in}^2$
Esfuerzo del acero preesforzado:	$f_{ps} := 0 \text{ ksi}$
Peralte efectivo:	$d_e := \frac{D}{2} + \frac{D_r}{\pi} = 1.022 \text{ m}$
Peralte al cortante:	$d_v := 0.9 \cdot d_e = 0.92 \text{ m}$

2. Demandas últimas:

De CSI Bridge

Cortante:

Combinación de resistencia I:	$V_{U.CR1} := 2.9 \text{ kip}$
Combinación de resistencia II:	$V_{U.CR2} := 2.9 \text{ kip}$
Combinación extrema I (sismo x):	$V_{U.E1} := \sqrt{29.5^2 + 5.3^2} \text{ kip} = 29.972 \text{ kip}$

Combinación extrema II (sismo y): $V_{U.E2} := \sqrt{8.76^2 + 20^2} \text{ kip}$

Combinación extrema IV (colisión): $V_{U.E4} := 555 \text{ kip}$

Momento:

Combinación de resistencia I: $M_{U.CR1} := \sqrt{59.82^2 + 4.60^2} \text{ kip} \cdot \text{ft}$

Combinación de resistencia II: $M_{U.CR2} := \sqrt{59.15^2 + 2.14^2} \text{ kip} \cdot \text{ft}$

Combinación extrema I (sismo x): $M_{U.E1} := \sqrt{605^2 + 129^2} \text{ kip} \cdot \text{ft}$

Combinación extrema II (sismo y): $M_{U.E2} := \sqrt{184^2 + 405^2} \text{ kip} \cdot \text{ft}$

Combinación extrema IV (colisión): $M_{U.E4} := \sqrt{2082^2 + 49^2} \text{ kip} \cdot \text{ft}$

Axial:

Combinación de resistencia I: $N_{U.CR1} := -49 \text{ kip}$

Combinación de resistencia II: $N_{U.CR2} := -55 \text{ kip}$

Combinación extrema I (sismo x): $N_{U.E1} := -383 \text{ kip}$

Combinación extrema II (sismo y): $N_{U.E2} := -336 \text{ kip}$

Combinación extrema IV (colisión): $N_{U.E4} := -28.39 \text{ kip}$

3. Resistencia nominal:

3.1 Deformación longitudinal

Datos acero de preesfuerzo: como no hay, se coloca como 0.

Componente que aporta al cortante el acero de preesfuerzo: $V_p := 0 \text{ tonnef}$

Área del acero preesforzado: $A_{ps} := 0 \text{ in}^2$

Esfuerzo del acero preesforzado: $f_{po} := 0 \text{ ksi}$

Módulo de Young para el acero preesforzado: $E_p := 0 \text{ ksi}$

Datos concreto:

Factor K_1 :

$$K_1 := 1$$

Peso concreto:

$$w_c := 0.145 \frac{\text{kip}}{\text{ft}^3}$$

Esfuerzo de resistencia a la compresión a 28 días:

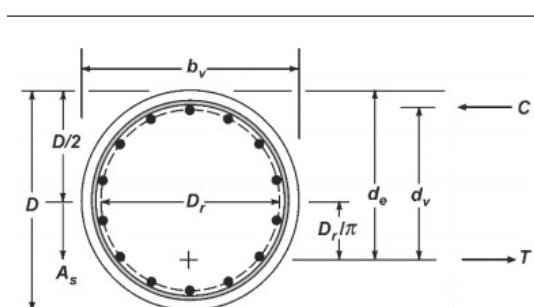
$$f'_c := 6 \text{ ksi}$$

Módulo de Young para el concreto:

$$E_c := 120000 \cdot K_1 \cdot \left(\frac{w_c}{\frac{\text{kip}}{\text{ft}^3}} \right)^2 \cdot \left(\frac{f'_c}{\text{ksi}} \right)^{0.33} \cdot \text{ksi} = (4.557 \cdot 10^3) \text{ ksi}$$

Área del concreto:

$$A_c := \frac{\pi}{4} \cdot D^2 = 1.327 \text{ m}^2$$



$$V_U := \begin{bmatrix} V_{U.CR1} \\ V_{U.CR2} \\ V_{U.E1} \\ V_{U.E2} \\ V_{U.E4} \end{bmatrix}$$

Figure C5.7.2.8-2—Illustration of Terms b_v , d_v , and d_e for Circular Sections

Deformación del acero:

$$\begin{aligned} & \text{if } \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0.5 \cdot N_u + |V_U - V_p| - A_{ps} \cdot f_{po}}{E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps} + E_c \cdot A_c} < 0 \\ & \quad \left\| \begin{aligned} & \varepsilon_s \leftarrow \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0.5 \cdot N_u + |V_U - V_p| - A_{ps} \cdot f_{po}}{E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps} + E_c \cdot A_c} \end{aligned} \right\| \\ & \text{else} \\ & \quad \left\| \begin{aligned} & \varepsilon_s \leftarrow \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0.5 \cdot N_u + |V_U - V_p| - A_{ps} \cdot f_{po}}{E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps}} \end{aligned} \right\| \\ & \text{return } \varepsilon_s \end{aligned}$$

Límites para la deformación:

```

|| if  $\varepsilon_{s1} \geq 0.006$  || | | | |
||   ||  $\varepsilon_s \leftarrow 0.006$  ||
|| else ||
||   || if  $\varepsilon_{s1} \leq -0.0004$  ||
||   ||   ||  $\varepsilon_s \leftarrow -0.0004$  ||
||   || else ||
||   ||   ||  $\varepsilon_s \leftarrow \varepsilon_{s1}$  ||
|| return  $\varepsilon_s$  ||
    
```

Factor Beta:

$$\beta_{vigas} := \frac{48}{1 + 750 \cdot \varepsilon_s} = \begin{bmatrix} 48.006 \\ 48.019 \\ 43.401 \\ 47.853 \\ 12.001 \end{bmatrix}$$

$$\beta_{zapatas} := 2$$

$$\beta := \beta_{vigas}$$

Factor gamma:

$$\lambda := 1$$

3.2 Resistencia del concreto:

$$V_c := 0.0316 \cdot \beta \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{ksi}} \cdot ksi \cdot b \cdot d_v = \begin{bmatrix} 3.123 \cdot 10^3 \\ 3.124 \cdot 10^3 \\ 2.824 \cdot 10^3 \\ 3.113 \cdot 10^3 \\ 780.815 \end{bmatrix} \text{ tonnef}$$

$$\phi_V := 0.9$$

$$\phi V := 0.5 \cdot \phi_V \cdot (V_c + V_p) = \begin{bmatrix} 3.099 \cdot 10^3 \\ 3.1 \cdot 10^3 \\ 2.801 \cdot 10^3 \\ 3.089 \cdot 10^3 \\ 774.631 \end{bmatrix} \text{ kip}$$

```

|| if  $\phi V_0 \geq V_{U_0}$  || = "No se necesitan estribos"
||   || "No se necesitan estribos" ||
|| else ||
||   || "Se necesitan estribos" ||
||
|| if  $\phi V_1 \geq V_{U_1}$  || = "No se necesitan estribos"
||   || "No se necesitan estribos" ||
|| else ||
    
```

$$\left\| \left\| \begin{array}{l} \text{"Se necesitan estribos"} \\ \text{if } \phi V_2 \geq V_{U_2} \\ \text{"No se necesitan estribos"} \\ \text{else} \\ \text{"Se necesitan estribos"} \end{array} \right\| \right\| = \text{"No se necesitan estribos"}$$

$$\left\| \left\| \begin{array}{l} \text{if } \phi V_3 \geq V_{U_3} \\ \text{"No se necesitan estribos"} \\ \text{else} \\ \text{"Se necesitan estribos"} \end{array} \right\| \right\| = \text{"No se necesitan estribos"}$$

$$\left\| \left\| \begin{array}{l} \text{if } \phi V_4 \geq V_{U_4} \\ \text{"No se necesitan estribos"} \\ \text{else} \\ \text{"Se necesitan estribos"} \end{array} \right\| \right\| = \text{"No se necesitan estribos"}$$

Aunque no se necesiten estribos, se colocarán por temas sísmicos.

3.3 Resistencia del acero:

$$\text{Ángulo:} \quad \theta := 29 + 3500 \cdot \varepsilon_s = \begin{bmatrix} 28.999 \\ 28.998 \\ 29.495 \\ 29.014 \\ 42.999 \end{bmatrix}$$

$$\text{Área de estribos \#4:} \quad A_{sv} := 2 \cdot 1.267 \text{ cm}^2 = 0.393 \text{ in}^2$$

$$\text{Espaciamiento entre estribos:} \quad s := 20 \text{ cm}$$

$$\text{Esfuerzo último:} \quad v_u := \frac{\max(V_U - \phi_V \cdot V_p)}{\phi_V \cdot b \cdot d_v} = 0.333 \text{ ksi}$$

$$s_{max} := \left\| \left\| \begin{array}{l} \text{if } v_u \geq 0.125 \cdot f'c \\ \left\| s_{max} \leftarrow \min(0.4 \cdot d_v, 12 \text{ in}) \right\| \\ \text{else} \\ \left\| s_{max} \leftarrow \min(0.8 \cdot d_v, 24 \text{ in}) \right\| \end{array} \right\| \right\| = 60.96 \text{ cm}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } s \geq s_{max} \\ \left\| \begin{array}{l} \text{“Usar espaciamento máximo”} \\ \text{else} \\ \left\| \begin{array}{l} \text{“Usar s”} \end{array} \right\| \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \text{“Usar s”}$$

Área mínima a cortante: $A_{sv.min} := 0.0316 \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f'c}{ksi}} \cdot ksi \frac{b \cdot s}{f_y} = 0.52 \text{ in}^2$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } A_{sv} \geq A_{sv.min} \\ \left\| \begin{array}{l} \text{“No se requiere el acero mínimo”} \\ \text{else} \\ \left\| \begin{array}{l} \text{“Se requiere usar el acero mínimo”} \end{array} \right\| \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \text{“Se requiere usar el acero mínimo”}$$

Fuerza resistente a cortante: $V_s := \frac{A_{sv} \cdot f_y \cdot d_v \cdot \cot(\theta^\circ)}{s} = \begin{bmatrix} 88.679 \\ 88.683 \\ 86.899 \\ 88.625 \\ 52.714 \end{bmatrix} \text{ tonnef}$

3.4 Resistencia nominal:

$$\phi V_n := \phi_V \cdot \min(V_c + V_s + V_p, 0.25 \cdot f'c \cdot b \cdot d_v + V_p) = 750.176 \text{ tonnef}$$

4. Consideraciones sísmicas:

Espaciamento mínimo en zonas de confinamiento: $s_{min} := \min\left(4 \text{ in}, \frac{D}{4}\right) = 10.16 \text{ cm}$

Longitud de confinamiento: $l_{conf.vigas} := \max\left(18 \text{ in}, \frac{5 \text{ m}}{6}\right) = 0.833 \text{ m}$

Diseño a cortante: pilón eje 3

1. Peralte a cortante:

Diámetro:	$D := 1.50 \text{ m}$
Base:	$b := D$
Recubrimiento:	$rec := 5 \text{ cm}$
Diámetro de varilla:	$d_v := \frac{10}{8} \text{ in}$
Diámetro al centroide del acero longitudinal:	$D_r := D - 2 \cdot rec - d_v = 1.368 \text{ m}$
Esfuerzo de fluencia para el acero en zona de tensión:	$f_y := 60 \text{ ksi}$
Módulo de Young del acero no preesforzado:	$E_s := 28500 \text{ ksi}$
Área del acero preesforzado:	$A_{ps} := 0 \text{ in}^2$
Área del acero no preesforzado:	$A_s := 14 \cdot \frac{\pi}{4} \left(\frac{10}{8} \right)^2 = 13.744 \text{ in}^2$
Esfuerzo del acero preesforzado:	$f_{ps} := 0 \text{ ksi}$
Peralte efectivo:	$d_e := \frac{D}{2} + \frac{D_r}{\pi} = 1.186 \text{ m}$
Peralte al cortante:	$d_v := 0.9 \cdot d_e = 1.067 \text{ m}$

2. Demandas últimas:

De CSI Bridge

Cortante:

Combinación de resistencia I:	$V_{U.CR1} := 4.25 \text{ kip}$
Combinación de resistencia II:	$V_{U.CR2} := 4.21 \text{ kip}$
Combinación extrema I (sismo x):	$V_{U.E1} := \sqrt{307^2 + 53^2} \text{ kip} = 311.541 \text{ kip}$

Combinación extrema II (sismo y): $V_{U.E2} := \sqrt{91.8^2 + 144^2} \text{ kip}$

Combinación extrema IV (colisión): $V_{U.E4} := 565 \text{ kip}$

Momento:

Combinación de resistencia I: $M_{U.CR1} := \sqrt{56.02^2 + 69.51^2} \text{ kip} \cdot \text{ft}$

Combinación de resistencia II: $M_{U.CR2} := \sqrt{55^2 + 28.21^2} \text{ kip} \cdot \text{ft}$

Combinación extrema I (sismo x): $M_{U.E1} := \sqrt{3960^2 + 627^2} \text{ kip} \cdot \text{ft}$

Combinación extrema II (sismo y): $M_{U.E2} := \sqrt{1196^2 + 1867^2} \text{ kip} \cdot \text{ft}$

Combinación extrema IV (colisión): $M_{U.E4} := \sqrt{2258^2 + 41^2} \text{ kip} \cdot \text{ft}$

Axial:

Combinación de resistencia I: $N_{U.CR1} := -1879.028 \text{ kip}$

Combinación de resistencia II: $N_{U.CR2} := -1815.15 \text{ kip}$

Combinación extrema I (sismo x): $N_{U.E1} := -369 \text{ kip}$

Combinación extrema II (sismo y): $N_{U.E2} := -357.61 \text{ kip}$

Combinación extrema IV (colisión): $N_{U.E4} := -1453.97 \text{ kip}$

3. Resistencia nominal:

3.1 Deformación longitudinal

Datos acero de preesfuerzo: como no hay, se coloca como 0.

Componente que aporta al cortante el acero de preesfuerzo: $V_p := 0 \text{ tonnef}$

Área del acero preesforzado: $A_{ps} := 0 \text{ in}^2$

Esfuerzo del acero preesforzado: $f_{po} := 0 \text{ ksi}$

Módulo de Young para el acero preesforzado: $E_p := 0 \text{ ksi}$

Datos concreto:

Factor K1:

$$K_1 := 1$$

Peso concreto:

$$w_c := 0.145 \frac{\text{kip}}{\text{ft}^3}$$

Esfuerzo de resistencia a la compresión a 28 días:

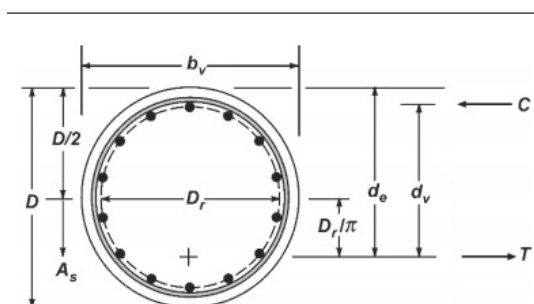
$$f'_c := 6 \text{ ksi}$$

Módulo de Young para el concreto:

$$E_c := 120000 \cdot K_1 \cdot \left(\frac{w_c}{\frac{\text{kip}}{\text{ft}^3}} \right)^2 \cdot \left(\frac{f'_c}{\text{ksi}} \right)^{0.33} \cdot \text{ksi} = (4.557 \cdot 10^3) \text{ ksi}$$

Área del concreto:

$$A_c := \frac{\pi}{4} \cdot D^2 = 1.767 \text{ m}^2$$



$$V_U := \begin{bmatrix} V_{U.CR1} \\ V_{U.CR2} \\ V_{U.E1} \\ V_{U.E2} \\ V_{U.E4} \end{bmatrix}$$

Figure C5.7.2.8-2—Illustration of Terms b_v , d_v , and d_e for Circular Sections

Deformación del acero:

$$\begin{aligned} & \text{if } \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0.5 \cdot N_u + |V_U - V_p| - A_{ps} \cdot f_{po}}{E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps} + E_c \cdot A_c} < 0 \\ & \quad \left\| \begin{aligned} \varepsilon_s & \leftarrow \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0.5 \cdot N_u + |V_U - V_p| - A_{ps} \cdot f_{po}}{E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps} + E_c \cdot A_c} \end{aligned} \right. \\ & \text{else} \\ & \quad \left\| \begin{aligned} \varepsilon_s & \leftarrow \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0.5 \cdot N_u + |V_U - V_p| - A_{ps} \cdot f_{po}}{E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps}} \end{aligned} \right. \\ & \text{return } \varepsilon_s \end{aligned}$$

Límites para la deformación:

```

|| if  $\varepsilon_{s1} \geq 0.006$  || | | | |
|| ||  $\varepsilon_s \leftarrow 0.006$  ||
|| else ||
|| || if  $\varepsilon_{s1} \leq -0.0004$  ||
|| || ||  $\varepsilon_s \leftarrow -0.0004$  ||
|| || else ||
|| || ||  $\varepsilon_s \leftarrow \varepsilon_{s1}$  ||
|| return  $\varepsilon_s$  ||
    
```

Factor Beta:

$$\beta_{vigas} := \frac{48}{1 + 750 \cdot \varepsilon_s} = \begin{bmatrix} 50.686 \\ 50.611 \\ 13.969 \\ 21.845 \\ 24.934 \end{bmatrix}$$

$$\beta_{zapatas} := 2$$

$$\beta := \beta_{vigas}$$

Factor gamma:

$$\lambda := 1$$

3.2 Resistencia del concreto:

$$V_c := 0.0316 \cdot \beta \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{ksi}} \cdot ksi \cdot b \cdot d_v = \begin{bmatrix} 4.415 \cdot 10^3 \\ 4.408 \cdot 10^3 \\ 1.217 \cdot 10^3 \\ 1.903 \cdot 10^3 \\ 2.172 \cdot 10^3 \end{bmatrix} \text{ tonnef}$$

$$\phi_V := 0.9$$

$$\phi V := 0.5 \cdot \phi_V \cdot (V_c + V_p) = \begin{bmatrix} 4.38 \cdot 10^3 \\ 4.373 \cdot 10^3 \\ 1.207 \cdot 10^3 \\ 1.888 \cdot 10^3 \\ 2.154 \cdot 10^3 \end{bmatrix} \text{ kip}$$

```

|| if  $\phi V_0 \geq V_{U_0}$  || = "No se necesitan estribos"
|| || "No se necesitan estribos" ||
|| else ||
|| || "Se necesitan estribos" ||
||
|| if  $\phi V_1 \geq V_{U_1}$  || = "No se necesitan estribos"
|| || "No se necesitan estribos" ||
|| else ||
    
```

$$\left\| \left\| \begin{array}{l} \text{"Se necesitan estribos"} \\ \text{if } \phi V_2 \geq V_{U_2} \\ \text{"No se necesitan estribos"} \\ \text{else} \\ \text{"Se necesitan estribos"} \end{array} \right\| \right\| = \text{"No se necesitan estribos"}$$

$$\left\| \left\| \begin{array}{l} \text{if } \phi V_3 \geq V_{U_3} \\ \text{"No se necesitan estribos"} \\ \text{else} \\ \text{"Se necesitan estribos"} \end{array} \right\| \right\| = \text{"No se necesitan estribos"}$$

$$\left\| \left\| \begin{array}{l} \text{if } \phi V_4 \geq V_{U_4} \\ \text{"No se necesitan estribos"} \\ \text{else} \\ \text{"Se necesitan estribos"} \end{array} \right\| \right\| = \text{"No se necesitan estribos"}$$

Aunque no se necesiten estribos, se colocarán por temas sísmicos.

3.3 Resistencia del acero:

$$\text{Ángulo:} \quad \theta := 29 + 3500 \cdot \varepsilon_s = \begin{bmatrix} 28.753 \\ 28.759 \\ 40.369 \\ 34.588 \\ 33.317 \end{bmatrix}$$

$$\text{Área de estribos \#4:} \quad A_{sv} := 2 \cdot 1.267 \text{ cm}^2 = 0.393 \text{ in}^2$$

$$\text{Espaciamiento entre estribos:} \quad s := 20 \text{ cm}$$

$$\text{Esfuerzo último:} \quad v_u := \frac{\max(V_U - \phi_V \cdot V_p)}{\phi_V \cdot b \cdot d_v} = 0.253 \text{ ksi}$$

$$s_{max} := \left\| \left\| \begin{array}{l} \text{if } v_u \geq 0.125 \cdot f'c \\ \left\| s_{max} \leftarrow \min(0.4 \cdot d_v, 12 \text{ in}) \right\| \\ \text{else} \\ \left\| s_{max} \leftarrow \min(0.8 \cdot d_v, 24 \text{ in}) \right\| \end{array} \right\| \right\| = 60.96 \text{ cm}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } s \geq s_{max} \\ \left\| \begin{array}{l} \text{“Usar espaciamento máximo”} \\ \text{else} \\ \left\| \begin{array}{l} \text{“Usar s”} \end{array} \right\| \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \text{“Usar s”}$$

Área mínima a cortante: $A_{sv.min} := 0.0316 \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f'c}{ksi}} \cdot ksi \frac{b \cdot s}{f_y} = 0.6 \text{ in}^2$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } A_{sv} \geq A_{sv.min} \\ \left\| \begin{array}{l} \text{“No se requiere el acero mínimo”} \\ \text{else} \\ \left\| \begin{array}{l} \text{“Se requiere usar el acero mínimo”} \end{array} \right\| \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \text{“Se requiere usar el acero mínimo”}$$

Fuerza resistente a cortante: $V_s := \frac{A_{sv} \cdot f_y \cdot d_v \cdot \cot(\theta^\circ)}{s} = \begin{bmatrix} 103.935 \\ 103.907 \\ 67.081 \\ 82.704 \\ 86.759 \end{bmatrix} \text{ tonnef}$

3.4 Resistencia nominal:

$$\phi V_n := \phi_V \cdot \min(V_c + V_s + V_p, 0.25 \cdot f'c \cdot b \cdot d_v + V_p) = (1.155 \cdot 10^3) \text{ tonnef}$$

4. Consideraciones sísmicas:

Espaciamento mínimo en zonas de confinamiento: $s_{min} := \min\left(4 \text{ in}, \frac{D}{4}\right) = 10.16 \text{ cm}$

Longitud de confinamiento: $l_{conf.vigas} := \max\left(18 \text{ in}, \frac{5 \text{ m}}{6}\right) = 0.833 \text{ m}$

$$\frac{25 \text{ m}}{1000} = 25 \text{ mm}$$

$$0.336 \text{ cm} = 3.36 \text{ mm}$$

Diseño a cortante: viga cabezal

1. Peralte a cortante:

Altura: $h := 120 \text{ cm}$

Base: $b := 60 \text{ cm}$

Peralte efectivo de corte:

Área del acero en zona de tensión: $A_s := 6 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{10}{8} \text{ in}\right)^2 = 7.363 \text{ in}^2$

Esfuerzo de fluencia para el acero en zona de tensión: $f_y := 60 \text{ ksi}$

Módulo de Young del acero no preesforzado: $E_s := 28500 \text{ ksi}$

Área del acero preesforzado: $A_{ps} := 0 \text{ in}^2$

Esfuerzo del acero preesforzado: $f_{ps} := 0 \text{ ksi}$

Peralte al cortante 2: $d_v := 0.72 \cdot h = 0.864 \text{ m}$

2. Demandas últimas:

De CSI Bridge

Cortante:

Combinación de resistencia I: $V_{U.CR1} := 30 \text{ kip}$

Combinación de resistencia II: $V_{U.CR2} := 28.03 \text{ kip}$

Combinación extrema I (sismo x): $V_{U.E1} := 82 \text{ kip}$

Combinación extrema II (sismo y): $V_{U.E2} := 153 \text{ kip}$

Combinación extrema IV (colisión pilón eje 3): $V_{U.E4} := 25 \text{ kip}$

Combinación extrema IV (colisión pilón eje 2/4): $V_{U.E5} := 25 \text{ kip}$

Momento:

Combinación de resistencia I:	$M_{U.CR1} := 90 \text{ kip} \cdot \text{ft}$
Combinación de resistencia II:	$M_{U.CR2} := 97 \text{ kip} \cdot \text{ft}$
Combinación extrema I (sismo x):	$M_{U.E1} := 262 \text{ kip} \cdot \text{ft}$
Combinación extrema II (sismo y):	$M_{U.E2} := 554 \text{ kip} \cdot \text{ft}$
Combinación extrema IV (colisión pilón eje 3):	$M_{U.E4} := 81 \text{ kip} \cdot \text{ft}$
Combinación extrema IV IV (colisión pilón eje 2/4):	$M_{U.E5} := 81 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

Axial:

Combinación de resistencia I:	$N_{U.CR1} := 0 \text{ kip}$
Combinación de resistencia II:	$N_{U.CR2} := 0 \text{ kip}$
Combinación extrema I (sismo x):	$N_{U.E1} := 0 \text{ kip}$
Combinación extrema II (sismo y):	$N_{U.E2} := 0 \text{ kip}$
Combinación extrema IV (colisión pilón eje 3):	$N_{U.E4} := 0 \text{ kip}$
Combinación extrema IV (colisión pilón eje 2/4):	$N_{U.E5} := 0 \text{ kip}$

$$V_U := \begin{bmatrix} V_{U.CR1} \\ V_{U.CR2} \\ V_{U.E1} \\ V_{U.E2} \\ V_{U.E4} \\ V_{U.E5} \end{bmatrix}$$

3. Resistencia nominal:

3.1 Deformación longitudinal

Datos acero de preesfuerzo: como no hay, se coloca como 0.

Componente que aporta al
cortante el acero de preesfuerzo: $V_p := 0 \text{ tonnef}$

Área del acero preesforzado: $A_{ps} := 0 \text{ in}^2$

Esfuerzo del acero preesforzado: $f_{po} := 0 \text{ ksi}$

Módulo de Young para el
acero preesforzado: $E_p := 0 \text{ ksi}$

Datos concreto:

Factor K1: $K_1 := 1$

Peso concreto: $w_c := 0.145 \frac{\text{kip}}{\text{ft}^3}$

Esfuerzo de resistencia a la
compresión a 28 días: $f'_c := 6 \text{ ksi}$

Módulo de Young para el concreto:

$$E_c := 120000 \cdot K_1 \cdot \left(\frac{w_c}{\frac{\text{kip}}{\text{ft}^3}} \right)^2 \cdot \left(\frac{f'_c}{\text{ksi}} \right)^{0.33} \cdot \text{ksi} = (4.557 \cdot 10^3) \text{ ksi}$$

Área del concreto: $A_c := b \cdot h = 0.72 \text{ m}^2$

Deformación del acero:

$$\begin{aligned} & \text{if } \frac{M_u}{d_v} + 0.5 \cdot N_u + |V_U - V_p| - A_{ps} \cdot f_{po} < 0 \\ & \quad \left| \frac{M_u}{d_v} + 0.5 \cdot N_u + |V_U - V_p| - A_{ps} \cdot f_{po} \right. \\ & \quad \left. \varepsilon_s \leftarrow \frac{E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps} + E_c \cdot A_c}{E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps} + E_c \cdot A_c} \right. \\ & \text{else} \\ & \quad \left| \frac{M_u}{d_v} + 0.5 \cdot N_u + |V_U - V_p| - A_{ps} \cdot f_{po} \right. \\ & \quad \left. \varepsilon_s \leftarrow \frac{E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps}}{E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps}} \right. \\ & \text{return } \varepsilon_s \end{aligned}$$

Límites para la deformación:

$$\begin{aligned} & \text{if } \varepsilon_{s1} \geq 0.006 \\ & \quad \left| \varepsilon_s \leftarrow 0.006 \right. \\ & \text{else} \\ & \quad \left| \text{if } \varepsilon_{s1} \leq -0.004 \right. \\ & \quad \quad \left| \varepsilon_s \leftarrow -0.004 \right. \\ & \quad \quad \left. \varepsilon_s \leftarrow \varepsilon_{s1} \right. \\ & \text{return } \varepsilon_s \end{aligned}$$

Factor Beta:

$$\beta_{vigas} := \frac{48}{1 + 750 \cdot \varepsilon_s} = \begin{bmatrix} 39.322 \\ 39.264 \\ 29.567 \\ 21.378 \\ 40.286 \\ 40.286 \end{bmatrix}$$

$$\beta_{zapatas} := 2$$

$$\beta := \beta_{vigas}$$

Factor gamma:

$$\lambda := 1$$

3.2 Resistencia del concreto:

$$V_c := 0.0316 \cdot \beta \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{ksi}} \cdot ksi \cdot b \cdot d_v = \begin{bmatrix} 1.109 \cdot 10^3 \\ 1.108 \cdot 10^3 \\ 834.142 \\ 603.099 \\ 1.137 \cdot 10^3 \\ 1.137 \cdot 10^3 \end{bmatrix} \text{ tonnef}$$

$$\phi_V := 0.9$$

$$\phi V := 0.5 \cdot \phi_V \cdot (V_c + V_p) = \begin{bmatrix} 1.101 \cdot 10^3 \\ 1.099 \cdot 10^3 \\ 827.536 \\ 598.322 \\ 1.128 \cdot 10^3 \\ 1.128 \cdot 10^3 \end{bmatrix} \text{ kip}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \phi V_0 \geq V_{U_0} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"No se necesitan estribos"} \\ \text{else} \\ \text{"Se necesitan estribos"} \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \text{"No se necesitan estribos"}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \phi V_1 \geq V_{U_1} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"No se necesitan estribos"} \\ \text{else} \\ \text{"Se necesitan estribos"} \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \text{"No se necesitan estribos"}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \phi V_2 \geq V_{U_2} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"No se necesitan estribos"} \\ \text{else} \\ \text{"Se necesitan estribos"} \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \text{"No se necesitan estribos"}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \phi V_3 \geq V_{U_3} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"No se necesitan estribos"} \\ \text{else} \\ \text{"Se necesitan estribos"} \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \text{"No se necesitan estribos"}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \phi V_4 \geq V_{U_4} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"No se necesitan estribos"} \\ \text{else} \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \text{"No se necesitan estribos"}$$

|| "Se necesitan estribos" ||

$$V_c := 0.0316 \cdot \beta \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{ksi}}} \cdot \text{ksi} \cdot b \cdot d_v = \begin{bmatrix} 1.109 \cdot 10^3 \\ 1.108 \cdot 10^3 \\ 834.142 \\ 603.099 \\ 1.137 \cdot 10^3 \\ 1.137 \cdot 10^3 \end{bmatrix} \text{ tonnef}$$

$$\phi V := 0.5 \cdot \phi_V \cdot (V_c + V_p) = \begin{bmatrix} 1.101 \cdot 10^3 \\ 1.099 \cdot 10^3 \\ 827.536 \\ 598.322 \\ 1.128 \cdot 10^3 \\ 1.128 \cdot 10^3 \end{bmatrix} \text{ kip}$$

3.3 Resistencia del acero:

Ángulo:

$$\theta := 29 + 3500 \cdot \varepsilon_s =$$

Área de estribos #4:

$$\begin{bmatrix} 30.03 \\ 30.038 \\ 31.909 \\ 34.812 \\ 29.894 \\ 29.894 \end{bmatrix}$$

$$A_{sv} := 2 \cdot 1.267 \text{ cm}^2 = 0.393 \text{ in}^2$$

Espaciamiento entre estribos:

$$s := 10 \text{ cm}$$

Esfuerzo último:

$$v_u := \frac{|V_U - \phi_V \cdot V_p|}{\phi_V \cdot b \cdot d_v} = 0.251 \text{ ksi}$$

$$s_{max} := \begin{cases} \text{if } v_u \geq 0.125 \cdot f'_c \\ \quad \left\| \begin{array}{l} s_{max} \leftarrow \min(0.4 \cdot d_v, 12 \text{ in}) \\ \text{else} \\ s_{max} \leftarrow \min(0.8 \cdot d_v, 24 \text{ in}) \end{array} \right\| \\ \end{cases} = 60.96 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \text{if } s \geq s_{max} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Usar espaciamento máximo"} \\ \text{else} \\ \text{"Usar s"} \end{array} \right\| \\ \end{cases} = \text{"Usar s"}$$

Área mínima a cortante:
$$A_{sv.min} := 0.0316 \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{ksi}} \cdot ksi \frac{b \cdot s}{f_y} = 0.12 \text{ in}^2$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } A_{sv} \geq A_{sv.min} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"No se requiere el acero mínimo"} \end{array} \right\| \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Se requiere usar el acero mínimo"} \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \text{"No se requiere el acero mínimo"}$$

Fuerza resistente a cortante:
$$V_s := \frac{A_{sv} \cdot f_y \cdot d_v \cdot \cot(\theta^\circ)}{s} = \begin{bmatrix} 352.242 \\ 352.124 \\ 327 \\ 292.834 \\ 354.185 \\ 354.185 \end{bmatrix} \text{ kip}$$

3.4 Resistencia nominal:

$$V_c := 0.0316 \cdot 2 \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{ksi}} \cdot ksi \cdot b \cdot d_v = 56.423 \text{ tonnef}$$

$$\phi V_n := \phi_V \cdot \min((V_c + V_s + V_p), (0.25 \cdot f'_c \cdot b \cdot d_v + V_p)) = 375.503 \text{ kip}$$

$$\phi V_n \geq V_U = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix} \quad \text{Sí cumple}$$

4. Consideraciones sísmicas:

Espaciamiento mínimo en zonas de confinamiento:
$$s_{min} := \min\left(4 \text{ in}, \frac{h}{4}\right) = 10.16 \text{ cm}$$

Longitud de confinamiento:
$$l_{conf.vigas} := \max\left(18 \text{ in}, \frac{3.5 \text{ m}}{6}\right) = 0.583 \text{ m}$$

Diseño a cortante: viga conectora

1. Peralte a cortante:

Altura: $h := 100 \text{ cm}$

Base: $b := 60 \text{ cm}$

Peralte efectivo de corte:

Área del acero en zona de tensión: $A_s := 6 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{10}{8} \text{ in} \right)^2 = 7.363 \text{ in}^2$

Esfuerzo de fluencia para el acero en zona de tensión: $f_y := 60 \text{ ksi}$

Módulo de Young del acero no preesforzado: $E_s := 28500 \text{ ksi}$

Área del acero preesforzado: $A_{ps} := 0 \text{ in}^2$

Esfuerzo del acero preesforzado: $f_{ps} := 0 \text{ ksi}$

Peralte al cortante 2: $d_v := 0.72 \cdot h = 0.72 \text{ m}$

2. Demandas últimas:

De CSI Bridge

Cortante:

Combinación de resistencia I: $V_{U.CR1} := 6 \text{ kip}$

Combinación de resistencia II: $V_{U.CR2} := 6.71 \text{ kip}$

Combinación extrema I (sismo x): $V_{U.E1} := 70 \text{ kip}$

Combinación extrema II (sismo y): $V_{U.E2} := 222 \text{ kip}$

Combinación extrema IV (colisión pilón eje 3): $V_{U.E4} := 6.64 \text{ kip}$

Combinación extrema IV (colisión pilón eje 2/4): $V_{U.E5} := 6.40 \text{ kip}$

Momento:

Combinación de resistencia I:	$M_{U.CR1} := 10 \text{ kip} \cdot \text{ft}$
Combinación de resistencia II:	$M_{U.CR2} := 10.66 \text{ kip} \cdot \text{ft}$
Combinación extrema I (sismo x):	$M_{U.E1} := 385 \text{ kip} \cdot \text{ft}$
Combinación extrema II (sismo y):	$M_{U.E2} := 1100 \text{ kip} \cdot \text{ft}$
Combinación extrema IV (colisión pilón eje 3):	$M_{U.E4} := 14.4 \text{ kip} \cdot \text{ft}$
Combinación extrema IV IV (colisión pilón eje 2/4):	$M_{U.E5} := 20 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

Axial:

Combinación de resistencia I:	$N_{U.CR1} := 0 \text{ kip}$
Combinación de resistencia II:	$N_{U.CR2} := 0 \text{ kip}$
Combinación extrema I (sismo x):	$N_{U.E1} := 0 \text{ kip}$
Combinación extrema II (sismo y):	$N_{U.E2} := 0 \text{ kip}$
Combinación extrema IV (colisión pilón eje 3):	$N_{U.E4} := 0 \text{ kip}$
Combinación extrema IV (colisión pilón eje 2/4):	$N_{U.E5} := 0 \text{ kip}$

$$V_U := \begin{bmatrix} V_{U.CR1} \\ V_{U.CR2} \\ V_{U.E1} \\ V_{U.E2} \\ V_{U.E4} \\ V_{U.E5} \end{bmatrix}$$

3. Resistencia nominal:

3.1 Deformación longitudinal

Datos acero de preesfuerzo: como no hay, se coloca como 0.

Componente que aporta al cortante el acero de preesfuerzo: $V_p := 0 \text{ tonnef}$

Área del acero preesforzado: $A_{ps} := 0 \text{ in}^2$

Esfuerzo del acero preesforzado: $f_{po} := 0 \text{ ksi}$

Módulo de Young para el acero preesforzado: $E_p := 0 \text{ ksi}$

Datos concreto:

Factor K1: $K_1 := 1$

Peso concreto: $w_c := 0.145 \frac{\text{kip}}{\text{ft}^3}$

Esfuerzo de resistencia a la compresión a 28 días: $f'_c := 6 \text{ ksi}$

Módulo de Young para el concreto:

$$E_c := 120000 \cdot K_1 \cdot \left(\frac{w_c}{\frac{\text{kip}}{\text{ft}^3}} \right)^2 \cdot \left(\frac{f'_c}{\text{ksi}} \right)^{0.33} \cdot \text{ksi} = (4.557 \cdot 10^3) \text{ ksi}$$

Área del concreto: $A_c := b \cdot h = 0.6 \text{ m}^2$

Deformación del acero:

$$\begin{array}{l}
 \text{if } \frac{M_u}{d_v} + 0.5 \cdot N_u + |V_U - V_p| - A_{ps} \cdot f_{po} < 0 \\
 \quad \left\| \frac{M_u}{d_v} + 0.5 \cdot N_u + |V_U - V_p| - A_{ps} \cdot f_{po} \right. \\
 \quad \left. \varepsilon_s \leftarrow \frac{E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps} + E_c \cdot A_c}{} \right. \\
 \text{else} \\
 \quad \left\| \frac{M_u}{d_v} + 0.5 \cdot N_u + |V_U - V_p| - A_{ps} \cdot f_{po} \right. \\
 \quad \left. \varepsilon_s \leftarrow \frac{E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps}}{} \right. \\
 \text{return } \varepsilon_s
 \end{array}$$

Límites para la deformación:

$$\begin{array}{l}
 \text{if } \varepsilon_{s1} \geq 0.006 \\
 \quad \left\| \varepsilon_s \leftarrow 0.006 \right. \\
 \text{else} \\
 \quad \left\| \text{if } \varepsilon_{s1} \leq -0.004 \right. \\
 \quad \quad \left\| \varepsilon_s \leftarrow -0.004 \right. \\
 \quad \quad \left\| \varepsilon_s \leftarrow \varepsilon_{s1} \right. \\
 \text{return } \varepsilon_s
 \end{array}$$

Factor Beta:

$$\beta_{vigas} := \frac{48}{1 + 750 \cdot \varepsilon_s} = \begin{bmatrix} 46.306 \\ 46.149 \\ 26.191 \\ 13.882 \\ 45.91 \\ 45.578 \end{bmatrix}$$

$$\beta_{zapatas} := 2$$

$$\beta := \beta_{vigas}$$

Factor gamma:

$$\lambda := 1$$

3.2 Resistencia del concreto:

$$V_c := 0.0316 \cdot \beta \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{ksi}} \cdot ksi \cdot b \cdot d_v = \begin{bmatrix} 1.089 \cdot 10^3 \\ 1.085 \cdot 10^3 \\ 615.742 \\ 326.359 \\ 1.079 \cdot 10^3 \\ 1.072 \cdot 10^3 \end{bmatrix} \text{ tonnef}$$

$$\phi_V := 0.9$$

$$\phi V := 0.5 \cdot \phi_V \cdot (V_c + V_p) = \begin{bmatrix} 1.08 \cdot 10^3 \\ 1.076 \cdot 10^3 \\ 610.865 \\ 323.774 \\ 1.071 \cdot 10^3 \\ 1.063 \cdot 10^3 \end{bmatrix} \text{ kip}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \phi V_0 \geq V_{U_0} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"No se necesitan estribos"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Se necesitan estribos"} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right\| = \text{"No se necesitan estribos"}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \phi V_1 \geq V_{U_1} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"No se necesitan estribos"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Se necesitan estribos"} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right\| = \text{"No se necesitan estribos"}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \phi V_2 \geq V_{U_2} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"No se necesitan estribos"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Se necesitan estribos"} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right\| = \text{"No se necesitan estribos"}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \phi V_3 \geq V_{U_3} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"No se necesitan estribos"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Se necesitan estribos"} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right\| = \text{"No se necesitan estribos"}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \phi V_4 \geq V_{U_4} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"No se necesitan estribos"} \\ \text{else} \end{array} \right. \end{array} \right\| = \text{"No se necesitan estribos"}$$

|| "Se necesitan estribos" ||

$$V_c := 0.0316 \cdot \beta \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{ksi}}} \cdot \text{ksi} \cdot b \cdot d_v = \begin{bmatrix} 1.089 \cdot 10^3 \\ 1.085 \cdot 10^3 \\ 615.742 \\ 326.359 \\ 1.079 \cdot 10^3 \\ 1.072 \cdot 10^3 \end{bmatrix} \text{ tonnef}$$

$$\phi V := 0.5 \cdot \phi_V \cdot (V_c + V_p) = \begin{bmatrix} 1.08 \cdot 10^3 \\ 1.076 \cdot 10^3 \\ 610.865 \\ 323.774 \\ 1.071 \cdot 10^3 \\ 1.063 \cdot 10^3 \end{bmatrix} \text{ kip}$$

3.3 Resistencia del acero:

Ángulo:

$$\theta := 29 + 3500 \cdot \varepsilon_s =$$

Área de estribos #4:

$$\begin{bmatrix} 29.171 \\ 29.187 \\ 32.886 \\ 40.469 \\ 29.212 \\ 29.248 \end{bmatrix}$$

$$A_{sv} := 2 \cdot 1.267 \text{ cm}^2 = 0.393 \text{ in}^2$$

Espaciamiento entre estribos:

$$s := 10 \text{ cm}$$

Esfuerzo último:

$$v_u := \frac{|V_U - \phi_V \cdot V_p|}{\phi_V \cdot b \cdot d_v} = 0.387 \text{ ksi}$$

$$s_{max} := \begin{cases} \text{if } v_u \geq 0.125 \cdot f'_c \\ \quad \left\| \begin{array}{l} s_{max} \leftarrow \min(0.4 \cdot d_v, 12 \text{ in}) \\ \text{else} \\ s_{max} \leftarrow \min(0.8 \cdot d_v, 24 \text{ in}) \end{array} \right\| \\ \end{cases} = 57.6 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \text{if } s \geq s_{max} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Usar espaciamento máximo"} \\ \text{else} \\ \text{"Usar s"} \end{array} \right\| \\ \end{cases} = \text{"Usar s"}$$

Área mínima a cortante: $A_{sv.min} := 0.0316 \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{ksi}} \cdot ksi \frac{b \cdot s}{f_y} = 0.12 \text{ in}^2$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } A_{sv} \geq A_{sv.min} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"No se requiere el acero mínimo"} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Se requiere usar el acero mínimo"} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right\| = \text{"No se requiere el acero mínimo"}$$

Fuerza resistente a cortante: $V_s := \frac{A_{sv} \cdot f_y \cdot d_v \cdot \cot(\theta^\circ)}{s} = \begin{bmatrix} 303.966 \\ 303.761 \\ 262.423 \\ 198.881 \\ 303.447 \\ 303.005 \end{bmatrix} \text{ kip}$

3.4 Resistencia nominal:

$$V_c := 0.0316 \cdot 2 \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{ksi}} \cdot ksi \cdot b \cdot d_v = 47.019 \text{ tonnef}$$

$$\phi V_n := \phi_V \cdot \min((V_c + V_s + V_p), (0.25 \cdot f'_c \cdot b \cdot d_v + V_p)) = 272.287 \text{ kip}$$

$$\phi V_n \geq V_U = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix} \quad \text{Sí cumple}$$

4. Consideraciones sísmicas:

Espaciamiento mínimo en zonas de confinamiento: $s_{min} := \min\left(4 \text{ in}, \frac{h}{4}\right) = 10.16 \text{ cm}$

Longitud de confinamiento: $l_{conf.vigas} := \max\left(18 \text{ in}, \frac{3.5 \text{ m}}{6}\right) = 0.583 \text{ m}$

Diseño a cortante: viga principal

1. Peralte a cortante:

Altura: $h := 1.40 \text{ m}$

Base: $b := 55 \text{ cm}$

Peralte efectivo de corte:

Momento nominal: $M_n := 254 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

Área del acero en zona de tensión: $A_s := 6 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{10}{8} \text{ in}\right)^2 = 7.363 \text{ in}^2$

Esfuerzo de fluencia para el acero en zona de tensión: $f_y := 60 \text{ ksi}$

Módulo de Young del acero no preesforzado: $E_s := 28500 \text{ ksi}$

Área del acero preesforzado: $A_{ps} := 0 \text{ in}^2$

Esfuerzo del acero preesforzado: $f_{ps} := 0 \text{ ksi}$

Peralte al cortante 1: $d_{v1} := \frac{M_n}{A_s \cdot f_y + A_{ps} \cdot f_{ps}} = 1.268 \text{ m}$

Peralte al cortante 2: $d_{v2} := 0.72 \cdot h = 1.008 \text{ m}$

Peralte al cortante final: $d_v := \max(d_{v1}, d_{v2}) = 1.268 \text{ m}$

2. Demandas últimas:

De CSI Bridge

Cortante:

Combinación de resistencia I: $V_{U.CR1} := 19.5 \text{ kip}$

Combinación de resistencia II: $V_{U.CR2} := 28.03 \text{ kip}$

Combinación extrema I (sismo x): $V_{U.E1} := 86 \text{ kip}$

Combinación extrema II (sismo y): $V_{U.E2} := 72 \text{ kip}$

Combinación extrema IV (colisión pilón eje 3): $V_{U.E4} := 23 \text{ kip}$

Combinación extrema IV (colisión pilón eje 2/4):

$$V_{U.E5} := 21 \text{ kip}$$

Momento:

Combinación de resistencia I:

$$M_{U.CR1} := 74 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

Combinación de resistencia II:

$$M_{U.CR2} := 144 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

Combinación extrema I (sismo x):

$$M_{U.E1} := 1259 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

Combinación extrema II (sismo y):

$$M_{U.E2} := 828 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

Combinación extrema IV (colisión pilón eje 3):

$$M_{U.E4} := 110 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

Combinación extrema IV IV (colisión pilón eje 2/4):

$$M_{U.E5} := 92 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

Axial:

Combinación de resistencia I:

$$N_{U.CR1} := -257 \text{ kip}$$

Combinación de resistencia II:

$$N_{U.CR2} := -241 \text{ kip}$$

Combinación extrema I (sismo x):

$$N_{U.E1} := -337 \text{ kip}$$

Combinación extrema II (sismo y):

$$N_{U.E2} := -206 \text{ kip}$$

Combinación extrema IV (colisión pilón eje 3):

$$N_{U.E4} := -177 \text{ kip}$$

Combinación extrema IV (colisión pilón eje 2/4):

$$N_{U.E5} := -214 \text{ kip}$$

$$V_U := \begin{bmatrix} V_{U.CR1} \\ V_{U.CR2} \\ V_{U.E1} \\ V_{U.E2} \\ V_{U.E4} \\ V_{U.E5} \end{bmatrix}$$

3. Resistencia nominal:

3.1 Deformación longitudinal

Datos acero de preesfuerzo: como no hay, se coloca como 0.

Componente que aporta al cortante el acero de preesfuerzo: $V_p := 0 \text{ tonnef}$

Área del acero preesforzado: $A_{ps} := 0 \text{ in}^2$

Esfuerzo del acero preesforzado: $f_{po} := 0 \text{ ksi}$

Módulo de Young para el acero preesforzado: $E_p := 0 \text{ ksi}$

Datos concreto:

Factor K_1 : $K_1 := 1$

Peso concreto: $w_c := 0.145 \frac{\text{kip}}{\text{ft}^3}$

Esfuerzo de resistencia a la compresión a 28 días: $f'_c := 6 \text{ ksi}$

Módulo de Young para el concreto:

$$E_c := 120000 \cdot K_1 \cdot \left(\frac{w_c}{\frac{\text{kip}}{\text{ft}^3}} \right)^2 \cdot \left(\frac{f'_c}{\text{ksi}} \right)^{0.33} \cdot \text{ksi} = (4.557 \cdot 10^3) \text{ ksi}$$

Área del concreto: $A_c := b \cdot h = 0.77 \text{ m}^2$

Deformación del acero:

$$\begin{aligned} & \text{if } \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0.5 \cdot N_u + |V_U - V_p| - A_{ps} \cdot f_{po}}{E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps} + E_c \cdot A_c} < 0 \\ & \quad \left\| \begin{aligned} & \frac{M_u}{d_v} + 0.5 \cdot N_u + |V_U - V_p| - A_{ps} \cdot f_{po} \\ & \varepsilon_s \leftarrow \frac{E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps} + E_c \cdot A_c}{} \end{aligned} \right. \\ & \text{else} \\ & \quad \left\| \begin{aligned} & \frac{M_u}{d_v} + 0.5 \cdot N_u + |V_U - V_p| - A_{ps} \cdot f_{po} \\ & \varepsilon_s \leftarrow \frac{E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps}}{} \end{aligned} \right. \\ & \text{return } \varepsilon_s \end{aligned}$$

Límites para la deformación:

$$\begin{aligned} & \text{if } \varepsilon_{s1} \geq 0.006 \\ & \quad \left\| \varepsilon_s \leftarrow 0.006 \right. \\ & \text{else} \\ & \quad \left\| \begin{aligned} & \text{if } \varepsilon_{s1} \leq -0.0004 \\ & \quad \left\| \varepsilon_s \leftarrow -0.0004 \right. \\ & \quad \text{else} \\ & \quad \left\| \varepsilon_s \leftarrow \varepsilon_{s1} \right. \end{aligned} \right. \\ & \text{return } \varepsilon_s \end{aligned}$$

Factor Beta:

$$\beta_{vigas} := \frac{48}{1 + 750 \cdot \varepsilon_s} = \begin{bmatrix} 48.588 \\ 48.371 \\ 26.858 \\ 29.985 \\ 48.25 \\ 48.411 \end{bmatrix}$$

$$\beta_{zapatas} := 2$$

$$\beta := \beta_{vigas}$$

Factor gamma:

$$\lambda := 1$$

3.2 Resistencia del concreto:

$$V_c := 0.0316 \cdot \beta \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{ksi}} \cdot ksi \cdot b \cdot d_v = \begin{bmatrix} 1.843 \cdot 10^3 \\ 1.835 \cdot 10^3 \\ 1.019 \cdot 10^3 \\ 1.138 \cdot 10^3 \\ 1.831 \cdot 10^3 \\ 1.837 \cdot 10^3 \end{bmatrix} \text{ tonnef}$$

$$\phi_V := 0.9$$

$$\phi V := 0.5 \cdot \phi_V \cdot (V_c + V_p) = \begin{bmatrix} 829.515 \\ 825.812 \\ 458.528 \\ 511.906 \\ 823.74 \\ 826.479 \end{bmatrix} \text{ tonnef}$$

if $\phi V_0 \geq V_{U_0}$ "No se necesitan estribos" else "Se necesitan estribos"	= "No se necesitan estribos"
if $\phi V_1 \geq V_{U_1}$ "No se necesitan estribos" else "Se necesitan estribos"	= "No se necesitan estribos"
if $\phi V_2 \geq V_{U_2}$ "No se necesitan estribos" else "Se necesitan estribos"	= "No se necesitan estribos"
if $\phi V_3 \geq V_{U_3}$ "No se necesitan estribos" else "Se necesitan estribos"	= "No se necesitan estribos"
if $\phi V_4 \geq V_{U_4}$ "No se necesitan estribos" else "Se necesitan estribos"	= "No se necesitan estribos"

$$\phi_V := 0.9 \quad \phi V := 0.5 \cdot \phi_V \cdot (V_c + V_p) = \begin{bmatrix} 1.829 \cdot 10^3 \\ 1.821 \cdot 10^3 \\ 1.011 \cdot 10^3 \\ 1.129 \cdot 10^3 \\ 1.816 \cdot 10^3 \\ 1.822 \cdot 10^3 \end{bmatrix} \text{ kip}$$

3.3 Resistencia del acero:

Ángulo:

$$\theta := 29 + 3500 \cdot \varepsilon_s =$$

Área de estribos #4:

$$A_{sv} := 2 \cdot 1.267 \text{ cm}^2 = 0.393 \text{ in}^2$$

Espaciamiento entre estribos:

$$s := 20 \text{ cm}$$

Esfuerzo último:

$$v_u := \frac{|V_U - \phi_V \cdot V_p|}{\phi_V \cdot b \cdot d_v} = 0.125 \text{ ksi}$$

$$s_{max} := \begin{cases} \text{if } v_u \geq 0.125 \cdot f'_c \\ \quad \left\| \begin{array}{l} s_{max} \leftarrow \min(0.4 \cdot d_v, 12 \text{ in}) \\ \text{else} \\ s_{max} \leftarrow \min(0.8 \cdot d_v, 24 \text{ in}) \end{array} \right\| \\ \end{cases} = 60.96 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \text{if } s \geq s_{max} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Usar espaciamento máximo"} \\ \text{else} \\ \text{"Usar s"} \end{array} \right\| \\ \end{cases} = \text{"Usar s"}$$

Área mínima a cortante:

$$A_{sv.min} := 0.0316 \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{ksi}}} \cdot \text{ksi} \frac{b \cdot s}{f_y} = 0.22 \text{ in}^2$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } A_{sv} \geq A_{sv.min} \\ \left\| \begin{array}{l} \text{"No se requiere el acero mínimo"} \\ \text{else} \\ \left\| \begin{array}{l} \text{"Se requiere usar el acero mínimo"} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right\| = \text{"No se requiere el acero mínimo"}$$

$$\text{Fuerza resistente a cortante: } V_s := \frac{A_{sv} \cdot f_y \cdot d_v \cdot \cot(\theta^\circ)}{s} = \begin{bmatrix} 270.069 \\ 269.839 \\ 232.879 \\ 240.847 \\ 269.71 \\ 269.881 \end{bmatrix} \text{ kip}$$

3.4 Resistencia nominal:

$$V_c := 0.0316 \cdot 2 \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{ksi}}} \cdot \text{ksi} \cdot b \cdot d_v = 167.28 \text{ kip}$$

$$\phi V_n := \phi_V \cdot \min(V_c + V_s + V_p, 0.25 \cdot f'_c \cdot b \cdot d_v + V_p) = 360.143 \text{ kip}$$

$$\phi V_n \geq V_U = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix}$$

4. Consideraciones sísmicas:

Espaciamiento mínimo en zonas de confinamiento:

$$s_{min} := \min\left(4 \text{ in}, \frac{h}{4}\right) = 10.16 \text{ cm}$$

Longitud de confinamiento:

$$l_{conf.vigas} := \max\left(18 \text{ in}, \frac{5 \text{ m}}{6}\right) = 0.833 \text{ m}$$

Diseño a flexión: diafragma

1. Propiedades geométricas

Ancho	$b := 40 \text{ cm}$
Alto	$h := 60 \text{ cm}$
Recubrimiento	$rec := 5 \text{ cm}$

2. Propiedades del material

2.1 Concreto

Peso del concreto	$w_c := 0.15 \frac{\text{kip}}{\text{ft}^3}$
Resistencia a la compresión del concreto a 28 días:	$f'_c := 6 \text{ ksi}$

2.2 Acero

Esfuerzo a la fluencia:	$f_y := 60 \text{ ksi}$
Módulo de Young:	$E := 29000 \text{ ksi}$

3. Módulo de ruptura

Factor lambda, por ser concreto de peso normal:	$\lambda := 1$
Módulo de ruptura	$f_r := 0.24 \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{ksi}}} \text{ ksi} = 0.588 \text{ ksi}$

4. Acero mínimo:

El acero mínimo según la AASHTO LRFD 2017 es el mayor debido a:

- 1.33 M debido a la combinación de resistencia I
- El acero que satisfaga el momento de agrietamiento

Factores gamma:

Puente no segmental:	$\gamma_1 := 1.6$
Modificación por el peso del concreto:	$\gamma_2 := 1.0$
Por tipo de acero:	$\gamma_3 := 0.67$

4.1 Condición uno:

Del programa se obtiene el momento debido a la condición de resistencia I.

$$M_{RI} := 90 \text{ kip} \cdot \text{ft} \qquad M_{min_0} := 1.33 \cdot M_{RI} = 119.7 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

4.2 Condición 2

El momento debido al agrietamiento se da según la siguiente ecuación:

$$M_{cr} = \gamma_3 \cdot \left((\gamma_1 \cdot f_r + \gamma_2 \cdot f_{cpe}) S_c - M_{drc} \cdot \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right)$$

Esfuerzo de compresión efectivo debido al presforzado: $f_{cpe} := 0$

Módulo de sección de secciones compuestas: $S_c := 0$

Módulo de sección del deck: $S_c := \frac{b \cdot h^2}{6} = (1.465 \cdot 10^3) \text{ in}^3$

Momento debido a la carga muerta: $M_{drc} := 20 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

Al no tener una sección compuesta (acero y concreto) ni pretensado, la ecuación se puede reducir a la siguiente:

$$M_{cr} := \gamma_3 \cdot \gamma_1 \cdot f_r \cdot S_c = 76.915 \text{ kip} \cdot \text{ft} \qquad M_{min_1} := M_{cr}$$

$$M_{min} := \max(\overrightarrow{M_{min}}) = 119.7 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

5. Momento resistente

$\phi_{\#9} := \frac{9}{8} \text{ in}$ Asumiendo una varilla No. 10

$d := h - rec - \phi_{\#9} = 20.53 \text{ in}$ Peralte efectivo

5.1 Proponer un acero

$\phi := 0.90$

Varilla #9: $A_{s\#9} := \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{9}{8} \text{ in} \right)^2 = 0.994 \text{ in}^2$

Varilla #4: $A_{s\#4} := \frac{\pi}{4} \cdot (0.5 \text{ in})^2 = 0.196 \text{ in}^2$

Acero en zona de tensión:

$$A_s := 6 \cdot A_{s\#9} = 38.478 \text{ cm}^2$$

Acero en zona de compresión:

$$As' := 6 \cdot As_{\#9} = 38.478 \text{ cm}^2$$

Factor de reducción del concreto alfa:

$$\alpha := 0.85$$

Factor de reducción del concreto beta:

$$\beta_1 := 0.85 - 0.05 \cdot \frac{f'c - 4 \text{ ksi}}{1 \text{ ksi}} = 0.75$$

5.2 Encontrar la distancia de la fibra superior de compresión al eje neutro:

$$c := x = \frac{As \cdot f_y}{\alpha \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot b} \xrightarrow{\text{solve, } x} \frac{15.089450664300482353 \cdot \text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$c = 15.089 \text{ cm}$$

Se desprecia el aporte del acero a compresión para tener un diseño más conservador.

5.3 Calcular "a":

$$a := \beta_1 \cdot c = 11.317 \text{ cm}$$

Bloque equivalente del concreto a compresión.

$$a := a = 11.317 \text{ cm}$$

Se escoge el valor positivo.

5.4 Corroborar deformación del acero de refuerzo en tensión:

$$\varepsilon_c := 0.003$$

$$\varepsilon_s := \frac{d}{c} \cdot \varepsilon_c - \varepsilon_c = 0.007$$

$$\varepsilon_s > 0.005 = 1$$

Sí cumple

Se comprueba que la asunción fue correcta.

$$\phi := 0.90$$

5.5 Resistencia a la flexión

$$M_n := As \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 545.74 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

Se desprecia el aporte del acero a compresión para ser más conservadores.

5.6 Comparación

$$M_{u_0} := 90 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

Resistencia 1 (carga principal: muerta): momento positivo

$$M_{u_1} := 97 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

Resistencia 2 (carga principal: viva): Momento positivo

$$M_{u_3} := 262 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

Extremo 1 (carga principal: SX): Momento positivo

$$M_{u_4} := 355 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

Extremo 2 (carga principal: SY): Momento positivo

$$M_{u_5} := 81 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

Extremo 3 (carga principal: colisión pilón eje 3): Momento positivo

$$M_{u_6} := 81 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

Extremo 4 (carga principal: colisión pilón eje 2/4): Momento positivo

$$M_{u_7} := Mmin$$

$$\phi \cdot M_n \geq M_u = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix}$$

$$\phi \cdot M_n \geq Mmin = 1$$

Los momentos en el eje menor no se incluyen debido a que las magnitudes son muy bajas.

Diseño a flexión: viga cabezal

1. Propiedades geométricas

Ancho	$b := 60 \text{ cm}$
Alto	$h := 120 \text{ cm}$
Recubrimiento	$rec := 5 \text{ cm}$

2. Propiedades del material

2.1 Concreto

Peso del concreto	$w_c := 0.15 \frac{\text{kip}}{\text{ft}^3}$
Resistencia a la compresión del concreto a 28 días:	$f'_c := 6 \text{ ksi}$

2.2 Acero

Esfuerzo a la fluencia:	$f_y := 60 \text{ ksi}$
Módulo de Young:	$E := 29000 \text{ ksi}$

3. Módulo de ruptura

Factor lambda, por ser concreto de peso normal:	$\lambda := 1$
Módulo de ruptura	$f_r := 0.24 \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{ksi}}} \text{ ksi} = 0.588 \text{ ksi}$

4. Acero mínimo:

El acero mínimo según la AASHTO LRFD 2017 es el mayor debido a:

- 1.33 M debido a la combinación de resistencia I
- El acero que satisfaga el momento de agrietamiento

Factores gamma:

Puente no segmental:	$\gamma_1 := 1.6$
Modificación por el peso del concreto:	$\gamma_2 := 1.0$
Por tipo de acero:	$\gamma_3 := 0.67$

4.1 Condición uno:

Del programa se obtiene el momento debido a la condición de resistencia I.

$$M_{RI} := 90 \text{ kip} \cdot \text{ft} \qquad M_{min_0} := 1.33 \cdot M_{RI} = 119.7 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

4.2 Condición 2

El momento debido al agrietamiento se da según la siguiente ecuación:

$$M_{cr} = \gamma_3 \cdot \left((\gamma_1 \cdot f_r + \gamma_2 \cdot f_{cpe}) S_c - M_{drc} \cdot \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right)$$

Esfuerzo de compresión efectivo debido al presforzado: $f_{cpe} := 0$

Módulo de sección de secciones compuestas: $S_c := 0$

Módulo de sección del deck: $S_c := \frac{b \cdot h^2}{6} = (8.787 \cdot 10^3) \text{ in}^3$

Momento debido a la carga muerta: $M_{drc} := 10 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

Al no tener una sección compuesta (acero y concreto) ni pretensado, la ecuación se puede reducir a la siguiente:

$$M_{cr} := \gamma_3 \cdot \gamma_1 \cdot f_r \cdot S_c = 461.489 \text{ kip} \cdot \text{ft} \qquad M_{min_1} := M_{cr}$$

$$M_{min} := \max(\overrightarrow{M_{min}}) = 461.489 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

5. Momento resistente

$\phi_{\#10} := \frac{10}{8} \text{ in}$ Asumiendo una varilla No. 10

$d := h - rec - \phi_{\#10} = 44.03 \text{ in}$ Peralte efectivo

5.1 Proponer un acero

$\phi := 0.90$

Varilla #10: $A_{s\#10} := \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{10}{8} \text{ in} \right)^2 = 1.227 \text{ in}^2$

Varilla #4: $A_{s\#4} := \frac{\pi}{4} \cdot (0.5 \text{ in})^2 = 0.196 \text{ in}^2$

Acero en zona de tensión:

$$A_s := 3 \cdot A_{s\#10} = 23.752 \text{ cm}^2$$

Acero en zona de compresión:

$$As' := 3 \cdot As_{\#10} = 23.752 \text{ cm}^2$$

Factor de reducción del
concreto alfa:

$$\alpha := 0.85$$

Factor de reducción del
concreto beta:

$$\beta_1 := 0.85 - 0.05 \cdot \frac{f'c - 4 \text{ ksi}}{1 \text{ ksi}} = 0.75$$

5.2 Encontrar la distancia de la fibra superior de compresión al eje neutro:

$$c := x = \frac{As \cdot f_y}{\alpha \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot b} \xrightarrow{\text{solve, } x} \frac{6.2096504791360010458 \cdot \text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$c = 6.21 \text{ cm}$$

Se desprecia el aporte del
acero a compresión para
tener un diseño más
conservador.

5.3 Calcular "a":

$$a := \beta_1 \cdot c = 4.657 \text{ cm}$$

Bloque equivalente del concreto a compresión.

$$a := a = 4.657 \text{ cm}$$

Se escoge el valor positivo.

5.4 Corroborar deformación del acero de refuerzo en tensión:

$$\varepsilon_c := 0.003$$

$$\varepsilon_s := \frac{d}{c} \cdot \varepsilon_c - \varepsilon_c = 0.051$$

$$\varepsilon_s > 0.005 = 1$$

Sí cumple

Se comprueba que la asunción fue correcta.

$$\phi := 0.90$$

5.5 Resistencia a la flexión

$$M_n := As \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 793.537 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

Se desprecia el aporte del
acero a compresión para
ser más conservadores.

5.6 Comparación

$$M_{u_0} := 90 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

Resistencia 1 (carga principal: muerta): momento positivo

$$M_{u_1} := 97 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

Resistencia 2 (carga principal: viva): Momento positivo

$$M_{u_3} := 262 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

Extremo 1 (carga principal: SX): Momento positivo

$$M_{u_4} := 554 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

Extremo 2 (carga principal: SY): Momento positivo

$$M_{u_5} := 81 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

Extremo 3 (carga principal: colisión pilón eje 3): Momento positivo

$$M_{u_6} := 81 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

Extremo 4 (carga principal: colisión pilón eje 2/4): Momento positivo

$$M_{u_7} := Mmin$$

$$\phi \cdot M_n \geq M_u = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix}$$

$$\phi \cdot M_n \geq Mmin = 1$$

Los momentos en el eje menor no se incluyen debido a que las magnitudes son muy bajas.

Diseño a flexión: viga conectora

1. Propiedades geométricas

Ancho	$b := 60 \text{ cm}$
Alto	$h := 100 \text{ cm}$
Recubrimiento	$rec := 5 \text{ cm}$

2. Propiedades del material

2.1 Concreto

Peso del concreto	$w_c := 0.15 \frac{\text{kip}}{\text{ft}^3}$
Resistencia a la compresión del concreto a 28 días:	$f'_c := 6 \text{ ksi}$

2.2 Acero

Esfuerzo a la fluencia:	$f_y := 60 \text{ ksi}$
Módulo de Young:	$E := 29000 \text{ ksi}$

3. Módulo de ruptura

Factor lambda, por ser concreto de peso normal:	$\lambda := 1$
Módulo de ruptura	$f_r := 0.24 \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{ksi}}} \text{ ksi} = 0.588 \text{ ksi}$

4. Acero mínimo:

El acero mínimo según la AASHTO LRFD 2017 es el mayor debido a:

- 1.33 M debido a la combinación de resistencia I
- El acero que satisfaga el momento de agrietamiento

Factores gamma:

Puente no segmental:	$\gamma_1 := 1.6$
Modificación por el peso del concreto:	$\gamma_2 := 1.0$
Por tipo de acero:	$\gamma_3 := 0.67$

4.1 Condición uno:

Del programa se obtiene el momento debido a la condición de resistencia I.

$$M_{RI} := 10 \text{ kip} \cdot \text{ft} \qquad M_{min_0} := 1.33 \cdot M_{RI} = 13.3 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

4.2 Condición 2

El momento debido al agrietamiento se da según la siguiente ecuación:

$$M_{cr} = \gamma_3 \cdot \left((\gamma_1 \cdot f_r + \gamma_2 \cdot f_{cpe}) S_c - M_{drc} \cdot \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right)$$

Esfuerzo de compresión efectivo debido al presforzado: $f_{cpe} := 0$

Módulo de sección de secciones compuestas: $S_c := 0$

Módulo de sección del deck: $S_c := \frac{b \cdot h^2}{6} = (6.102 \cdot 10^3) \text{ in}^3$

Momento debido a la carga muerta: $M_{drc} := 10 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

Al no tener una sección compuesta (acero y concreto) ni pretensado, la ecuación se puede reducir a la siguiente:

$$M_{cr} := \gamma_3 \cdot \gamma_1 \cdot f_r \cdot S_c = 320.479 \text{ kip} \cdot \text{ft} \qquad M_{min_1} := M_{cr}$$

$$M_{min} := \max(\overrightarrow{M_{min}}) = 320.479 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

5. Momento resistente

$\phi_{\#10} := \frac{10}{8} \text{ in}$ Asumiendo una varilla No. 10

$d := h - rec - \phi_{\#10} = 36.15 \text{ in}$ Peralte efectivo

5.1 Proponer un acero

$\phi := 0.90$

Varilla #10: $A_{s\#10} := \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{10}{8} \text{ in} \right)^2 = 1.227 \text{ in}^2$

Varilla #4: $A_{s\#4} := \frac{\pi}{4} \cdot (0.5 \text{ in})^2 = 0.196 \text{ in}^2$

Acero en zona de tensión:

$$A_s := 6 \cdot A_{s\#10} = 47.504 \text{ cm}^2$$

Acero en zona de compresión:

$$As' := 6 \cdot As_{\#10} = 47.504 \text{ cm}^2$$

Factor de reducción del concreto alfa:

$$\alpha := 0.85$$

Factor de reducción del concreto beta:

$$\beta_1 := 0.85 - 0.05 \cdot \frac{f'_c - 4 \text{ ksi}}{1 \text{ ksi}} = 0.75$$

5.2 Encontrar la distancia de la fibra superior de compresión al eje neutro:

$$c := x = \frac{As \cdot f_y}{\alpha \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b} \xrightarrow{\text{solve, } x} \frac{12.41930095827200183 \cdot \text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$c = 12.419 \text{ cm}$$

Se desprecia el aporte del acero a compresión para tener un diseño más conservador.

5.3 Calcular "a":

$$a := \beta_1 \cdot c = 9.314 \text{ cm}$$

Bloque equivalente del concreto a compresión.

$$a := a = 9.314 \text{ cm}$$

Se escoge el valor positivo.

5.4 Corroborar deformación del acero de refuerzo en tensión:

$$\varepsilon_c := 0.003$$

$$\varepsilon_s := \frac{d}{c} \cdot \varepsilon_c - \varepsilon_c = 0.019$$

$$\varepsilon_s > 0.005 = 1$$

Sí cumple

Se comprueba que la asunción fue correcta.

$$\phi := 0.90$$

5.5 Resistencia a la flexión

$$M_n := As \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = (1.263 \cdot 10^3) \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

Se desprecia el aporte del acero a compresión para ser más conservadores.

5.6 Comparación

$$M_{u_0} := 10 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

Resistencia 1 (carga principal: muerta): momento positivo

$$M_{u_1} := 10.66 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

Resistencia 2 (carga principal: viva): Momento positivo

$M_{u_3} := 385 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	Extremo 1 (carga principal: SX): Momento positivo
$M_{u_4} := 1100 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	Extremo 2 (carga principal: SY): Momento positivo
$M_{u_5} := 14.4 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	Extremo 3 (carga principal: colisión pilón eje 3): Momento positivo
$M_{u_6} := 20 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	Extremo 4 (carga principal: colisión pilón eje 2/4): Momento positivo
$M_{u_7} := Mmin$	

$$\phi \cdot M_n \geq M_u = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix}$$

$$\phi \cdot M_n \geq Mmin = 1$$

Los momentos en el eje menor no se incluyen debido a que las magnitudes son muy bajas.

Diseño a flexión: viga principal

1. Propiedades geométricas

Ancho	$b := 55 \text{ cm}$
Alto	$h := 140 \text{ cm}$
Recubrimiento	$rec := 5 \text{ cm}$

2. Propiedades del material

2.1 Concreto

Peso del concreto	$w_c := 0.15 \frac{\text{kip}}{\text{ft}^3}$
Resistencia a la compresión del concreto a 28 días:	$f'_c := 6 \text{ ksi}$

2.2 Acero

Esfuerzo a la fluencia:	$f_y := 60 \text{ ksi}$
Módulo de Young:	$E := 29000 \text{ ksi}$

3. Módulo de ruptura

Factor lambda, por ser concreto de peso normal:	$\lambda := 1$
Módulo de ruptura	$f_r := 0.24 \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{ksi}}} \text{ ksi} = 0.588 \text{ ksi}$

4. Acero mínimo:

El acero mínimo según la AASHTO LRFD 2017 es el mayor debido a:

- 1.33 M debido a la combinación de resistencia I
- El acero que satisfaga el momento de agrietamiento

Factores gamma:

Puente no segmental:	$\gamma_1 := 1.6$
Modificación por el peso del concreto:	$\gamma_2 := 1.0$
Por tipo de acero:	$\gamma_3 := 0.67$

4.1 Condición uno:

Del programa se obtiene el momento debido a la condición de resistencia I.

$$M_{RI} := 110 \text{ kip} \cdot \text{ft} \qquad M_{min_0} := 1.33 \cdot M_{RI} = 146.3 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

4.2 Condición 2

El momento debido al agrietamiento se da según la siguiente ecuación:

$$M_{cr} = \gamma_3 \cdot \left((\gamma_1 \cdot f_r + \gamma_2 \cdot f_{cpe}) S_c - M_{drc} \cdot \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right)$$

Esfuerzo de compresión efectivo debido al presforzado: $f_{cpe} := 0$

Módulo de sección de secciones compuestas: $S_c := 0$

Módulo de sección del deck: $S_c := \frac{b \cdot h^2}{6} = (1.096 \cdot 10^4) \text{ in}^3$

Momento debido a la carga muerta: $M_{drc} := 20 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

Al no tener una sección compuesta (acero y concreto) ni pretensado, la ecuación se puede reducir a la siguiente:

$$M_{cr} := \gamma_3 \cdot \gamma_1 \cdot f_r \cdot S_c = 575.794 \text{ kip} \cdot \text{ft} \qquad M_{min_1} := M_{cr}$$

$$M_{min} := \max(\overrightarrow{M_{min}}) = 575.794 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

5. Momento resistente

$\phi_{\#10} := \frac{10}{8} \text{ in}$ Asumiendo una varilla No. 10

$d := h - rec - \phi_{\#10} = 51.9 \text{ in}$ Peralte efectivo

5.1 Proponer un acero

$\phi := 0.90$

Varilla #10: $A_{s\#10} := \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{10}{8} \text{ in} \right)^2 = 1.227 \text{ in}^2$

Varilla #8: $A_{s\#8} := \frac{\pi}{4} \cdot (1 \text{ in})^2 = 0.785 \text{ in}^2$

Acero en zona de tensión:

$$A_s := 5 \cdot A_{s\#10} = 39.587 \text{ cm}^2$$

Acero en zona de compresión:

$$As' := 5 \cdot As_{\#10}$$

Factor de reducción del concreto alfa:

$$\alpha := 0.85$$

Factor de reducción del concreto beta:

$$\beta_1 := 0.85 - 0.05 \cdot \frac{f'c - 4 \text{ ksi}}{1 \text{ ksi}} = 0.75$$

5.2 Encontrar la distancia de la fibra superior de compresión al eje neutro:

$$c := x = \frac{As \cdot f_y}{\alpha \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot b} \xrightarrow{\text{solve, } x} \frac{11.290273598429093191 \cdot \text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$c = 11.29 \text{ cm}$$

Se desprecia el aporte del acero a compresión para tener un diseño más conservador.

5.3 Calcular "a":

$$a := \beta_1 \cdot c = 8.468 \text{ cm}$$

Bloque equivalente del concreto a compresión.

$$a := a = 8.468 \text{ cm}$$

Se escoge el valor positivo.

5.4 Corroborar deformación del acero de refuerzo en tensión:

$$\varepsilon_c := 0.003$$

$$\varepsilon_s := \frac{d}{c} \cdot \varepsilon_c - \varepsilon_c = 0.032$$

$$\varepsilon_s > 0.005 = 1$$

Sí cumple

Se comprueba que la asunción fue correcta.

$$\phi := 0.90$$

5.5 Resistencia a la flexión

$$M_n := As \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = (1.541 \cdot 10^3) \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

Se desprecia el aporte del acero a compresión para ser más conservadores.

5.6 Comparación

$$M_{u_0} := 40 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

Resistencia 1 (carga principal: muerta): Momento positivo

$$M_{u_1} := 110.50 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

Resistencia 1(carga principal: muerta): Momento negativo

$M_{u_2} := 150 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	Resistencia 2 (carga principal: viva): Momento positivo
$M_{u_3} := 150 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	Resistencia 2 (carga principal: viva): Momento negativo
$M_{u_4} := 510 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	Extremo 1 (carga principal: SX): Momento positivo
$M_{u_5} := 1259 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	Extremo 1 (carga principal: SX): Momento negativo
$M_{u_6} := 324 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	Extremo 2 (carga principal: SY): Momento positivo
$M_{u_7} := 828 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	Extremo 2 (carga principal: SY): Momento negativo
$M_{u_8} := 110 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	Extremo 3 (colisión eje 3): Momento positivo
$M_{u_9} := 135 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	Extremo 3 (colisión eje 3): Momento negativo
$M_{u_{10}} := 105 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	Extremo 4 (colisión eje 3): Momento positivo
$M_{u_{11}} := 103 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	Extremo 4 (colisión eje 3): Momento negativo
$M_{u_{12}} := Mmin$	Extremo 4 (colisión eje 3): Momento negativo

$$\phi \cdot M_n \geq M_u = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix}$$

$$\phi \cdot M_n \geq Mmin = 1$$

Los momentos en el eje menor no se incluyen debido a que las magnitudes son muy bajas.

6. Revisión por esfuerzos de tensión

Esfuerzo a tensión máximo: $f_{tensión} := 0.5121 \text{ ksi}$

$$\frac{b \cdot h \cdot f_{tensión}}{(As + As') \cdot f_y} = 0.83$$

Ok.

$$b \cdot h \cdot f_{tensión} = 611.193 \text{ kip}$$

Diagrama de interacción: Pilones eje 2 y 4

1. Datos generales:

1.1 Datos materiales:

Concreto:

$$f'_c := 6 \text{ ksi}$$

$$\varepsilon_c := 0.003$$

Acero:

$$f_y := 60 \text{ ksi}$$

$$\varepsilon_{ty} := 0.002$$

$$E_s := 29000 \text{ ksi}$$

1.2 Datos columna:

Diámetro columna: $D := 1.3 \text{ m}$

Área columna: $A_g := \frac{\pi}{4} \cdot D^2 = 1.327 \text{ m}^2$

Diámetro varilla propuesta: $d_v := \frac{10}{8} \text{ in} = 3.175 \text{ cm}$

Recubrimiento: $rec := 5 \text{ cm}$

Diámetro del núcleo: $D_n := D - 2 \cdot rec - d_v = 116.825 \text{ cm}$

Sección transformada:

Ancho: $h := 0.80 \cdot D = 104 \text{ cm}$

Base: $b := \frac{A_g}{0.8 \cdot D} = 127.627 \text{ cm}$

Recubrimiento $rec := \frac{\left(h - \frac{2}{3} \cdot D_n - d_v \right)}{2} = 11.471 \text{ cm}$

Área bruta: $A_g := b \cdot h = (1.327 \cdot 10^4) \text{ cm}^2$

$$A_{s,propuesto} := 0.01 \cdot A_g = 132.732 \text{ cm}^2$$

$$\#var := \text{ceil} \left(\frac{A_{s,propuesto}}{\frac{\pi}{4} \cdot d_v^2} \right) = 17 \quad \text{Se proponen 22}$$

$$barras := \begin{bmatrix} d_v & 0 & 0 & 0 & d_v \\ d_v & 0 & 0 & 0 & d_v \\ d_v & 0 & 0 & 0 & d_v \\ d_v & 0 & 0 & 0 & d_v \\ d_v & 0 & 0 & 0 & d_v \\ d_v & 0 & 0 & 0 & d_v \\ d_v & 0 & 0 & 0 & d_v \\ d_v & 0 & 0 & 0 & d_v \\ d_v & 0 & 0 & 0 & d_v \\ d_v & 0 & 0 & 0 & d_v \\ d_v & 0 & 0 & 0 & d_v \\ d_v & 0 & 0 & 0 & d_v \\ d_v & 0 & 0 & 0 & d_v \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 3.18 & 0 & 0 & 0 & 3.18 \\ 3.18 & 0 & 0 & 0 & 3.18 \\ 3.18 & 0 & 0 & 0 & 3.18 \\ 3.18 & 0 & 0 & 0 & 3.18 \\ 3.18 & 0 & 0 & 0 & 3.18 \\ 3.18 & 0 & 0 & 0 & 3.18 \\ 3.18 & 0 & 0 & 0 & 3.18 \\ 3.18 & 0 & 0 & 0 & 3.18 \\ 3.18 & 0 & 0 & 0 & 3.18 \\ 3.18 & 0 & 0 & 0 & 3.18 \\ 3.18 & 0 & 0 & 0 & 3.18 \\ 3.18 & 0 & 0 & 0 & 3.18 \\ 3.18 & 0 & 0 & 0 & 3.18 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$\frac{22 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_v^2}{A_g} = 0.013$$

1.3 Número de columnas y filas:

Columnas:

$$n_{col} := \text{cols}(barras) = 5$$

Filas:

$$n_{filas} := \text{rows}(barras) = 12$$

1.4 Datos phi:

$$\phi_c := 0.75$$

Elementos controlados a compresión

$$\phi_t := 0.90$$

Elementos controlados a tensión no preesforzados.

2. Áreas

2.1 Área de cada barra

$$A_{s0} := \frac{\pi \cdot \overrightarrow{barras}^2}{4} = \begin{bmatrix} 7.917 & 0 & 0 & 0 & 7.917 \\ 7.917 & 0 & 0 & 0 & 7.917 \\ 7.917 & 0 & 0 & 0 & 7.917 \\ & & & & \vdots \end{bmatrix} \text{ cm}^2$$

2.2 Área de cada fila

$$\text{ORIGIN} := 1 \quad i := 1 .. n_filas$$

$$A_{s_fila} := \sum_{i=1}^{n_filas} A_{s0}^{\widehat{i}} = [95.008 \ 0 \ 0 \ 0 \ 95.008] \text{ cm}^2$$

2.3 Área de cada columna

$$A_{s_col} := \sum_{i=1}^{n_col} A_{s0}^{(i)} = \begin{bmatrix} 15.835 \\ 15.835 \\ 15.835 \\ 15.835 \\ \vdots \end{bmatrix} \text{ cm}^2$$

$$A_{s_col} := A_{s_col}^T = [15.835 \ 15.835 \ 15.835 \ 15.835 \ 15.835 \ 15.835 \ 15.835 \ \dots] \text{ cm}^2$$

2.4 Área total:

$$A_{s_tot_1} := \sum_{i=1}^{n_col} A_{s_fila_{1,i}} = 190.015 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_tot_2} := \sum_{i=1}^{n_filas} A_{s_col_{1,i}} = 190.015 \text{ cm}^2$$

Chequeo área

$$A_{s_tot_1} = A_{s_tot_2} = 1$$

2.5 Cuantía:

Cuantía:

$$\rho := \frac{A_{s_tot_1}}{Ag} \cdot 100 = 1.432$$

Chequeo cuantía

$$1 \leq \rho \leq 8 = 1$$

$$\rho \leq 4 = 1$$

3. Ubicación acero

Peralte efectivo 1':

$$d_1 := rec + \frac{\max(\text{barras}^{(n_col)})}{2} = 13.058 \text{ cm}$$

Separación promedio:
$$sep := \frac{h - 2 \cdot d_1}{n_{col} - 1} = 19.471 \text{ cm}$$

$$j := 2 \dots n_{col}$$

$$d_j := d_{j-1} + sep = \begin{bmatrix} 32.529 \\ 52 \\ 71.471 \\ 90.942 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$d = \begin{bmatrix} 13.058 \\ 32.529 \\ 52 \\ 71.471 \\ 90.942 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

4. Compresión pura

Columna circular o cuadrada: $tipo_{col} := \text{"circular"}$

$$Fr_1 := \begin{cases} \text{if } tipo_{col} = \text{"circular"} \\ \quad \text{return } 0.85 \\ \text{else} \\ \quad \text{return } 0.80 \end{cases} = 0.85$$

Factor k_c : $k_c := 0.85$

Carga a compresión pura: $P_0 := (k_c \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{s_{tot_1}}) + A_{s_{tot_1}} \cdot f_y)$

Factor phi: para columnas no preesforzadas $\phi_c = 0.75$

Phi Pn: $\phi P_n := \phi_c \cdot P_0 = (9.082 \cdot 10^3) \text{ kip}$

Carga a compresión máxima: $\phi P_{n_{max}} := Fr_1 \cdot \phi_c \cdot P_0 = (7.72 \cdot 10^3) \text{ kip}$

5. Compresión y flexión

Beta 1:
$$\beta_1 := \max \left(\min \left(0.85, 1.05 - \frac{f'_c}{20 \text{ ksi}} \right), 0.65 \right) = 0.75$$

$$c(a) := \frac{a}{\beta_1}$$

5.1 Esfuerzo en cada fila de acero

$$f_s(j, a) := \left\| \begin{array}{l} \varepsilon_s \leftarrow \varepsilon_c \cdot \frac{c(a) - d_j}{c(a)} \\ \text{sign}(\varepsilon_s) \cdot (\min(E_s \cdot |\varepsilon_s|, f_y)) \end{array} \right\|$$

Convección de signos:
- Negativo: tensión
- Positivo: compresión

5.2 Factor de minoración

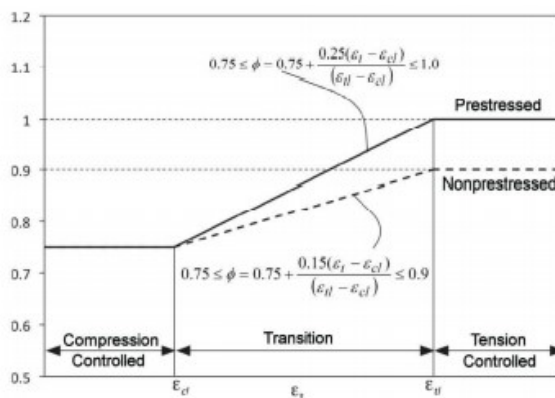


Figure C5.5.4.2-1—Variation of ϕ with Net Tensile Strain ε_t for Nonprestressed Reinforcement and for Prestressing Steel

$$d_t := \max(d) = 90.942 \text{ cm}$$

$$\phi(a) := \left\| \begin{array}{l} \varepsilon_t \leftarrow \varepsilon_c \cdot \frac{c(a) - d_t}{c(a)} \\ \phi \leftarrow \max \left(\min \left(\phi_t, 0.75 + 0.15 \cdot \frac{|\varepsilon_t| - \varepsilon_{ty}}{0.005 - \varepsilon_{ty}} \right), \phi_c \right) \end{array} \right\|$$

5.3 Capacidad axial minorada de la columna

$$Pn(a) := \min \left(\left(k_c \cdot f'_c \cdot a \cdot b + \sum_{i=1}^{n_{col}} \left(A_{s_fila_{1,i}} \cdot f_s(i, a) \right) \right), \frac{\phi Pn_{max}}{\phi_c} \right)$$

$$\phi Pn(a) := \min \left(\phi(a) \cdot \left(k_c \cdot f'c \cdot a \cdot b + \sum_{i=1}^{n_{col}} \left(A_{s_fila_{1,i}} \cdot f_s(i, a) \right) \right), \phi Pn_{max} \right)$$

5.4 Momento resistente minorado

$$Mn(a) := \left(k_c \cdot f'c \cdot a \cdot b \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + \sum_{i=1}^{n_{col}} \left(A_{s_fila_{1,i}} \cdot f_s(i, a) \cdot \left(\frac{h}{2} - d_i \right) \right) \right)$$

$$\phi Mn(a) := \phi(a) \cdot \left(k_c \cdot f'c \cdot a \cdot b \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + \sum_{i=1}^{n_{col}} \left(A_{s_fila_{1,i}} \cdot f_s(i, a) \cdot \left(\frac{h}{2} - d_i \right) \right) \right)$$

Convección de signos:

- Negativo: momento antihorario
- Positivo: momento horario

5.5 Rango de valores de "a"

$$a := 0, \frac{h}{100} .. h$$

$$a = \begin{bmatrix} 0 \\ 1.04 \\ 2.08 \\ 3.12 \\ \vdots \end{bmatrix} \text{ cm}$$

6. Solicitaciones

	P_U (kip)	M_U (kip · ft)
Solicitaciones de combinación:		
CR1) Strength I	50	$\sqrt{59.82^2 + 4.5^2}$
CR2) Strength III	54	$\sqrt{59.15^2 + 2.13^2}$
E1) Extreme I - Sismo x (carga axial menor)	193	$\sqrt{605^2 + 128^2}$
E1) Extreme I - Sismo x (carga axial mayor)	384	$\sqrt{605^2 + 128^2}$
E2) Extreme I - Sismo y (carga axial menor)	241	$\sqrt{184^2 + 404^2}$
E2) Extreme I - Sismo y (carga axial mayor)	336	$\sqrt{184^2 + 404^2}$
E2) Extreme II - Colisión eje 3	28	$\sqrt{49^2 + 2080^2}$

Diagrama de interacción

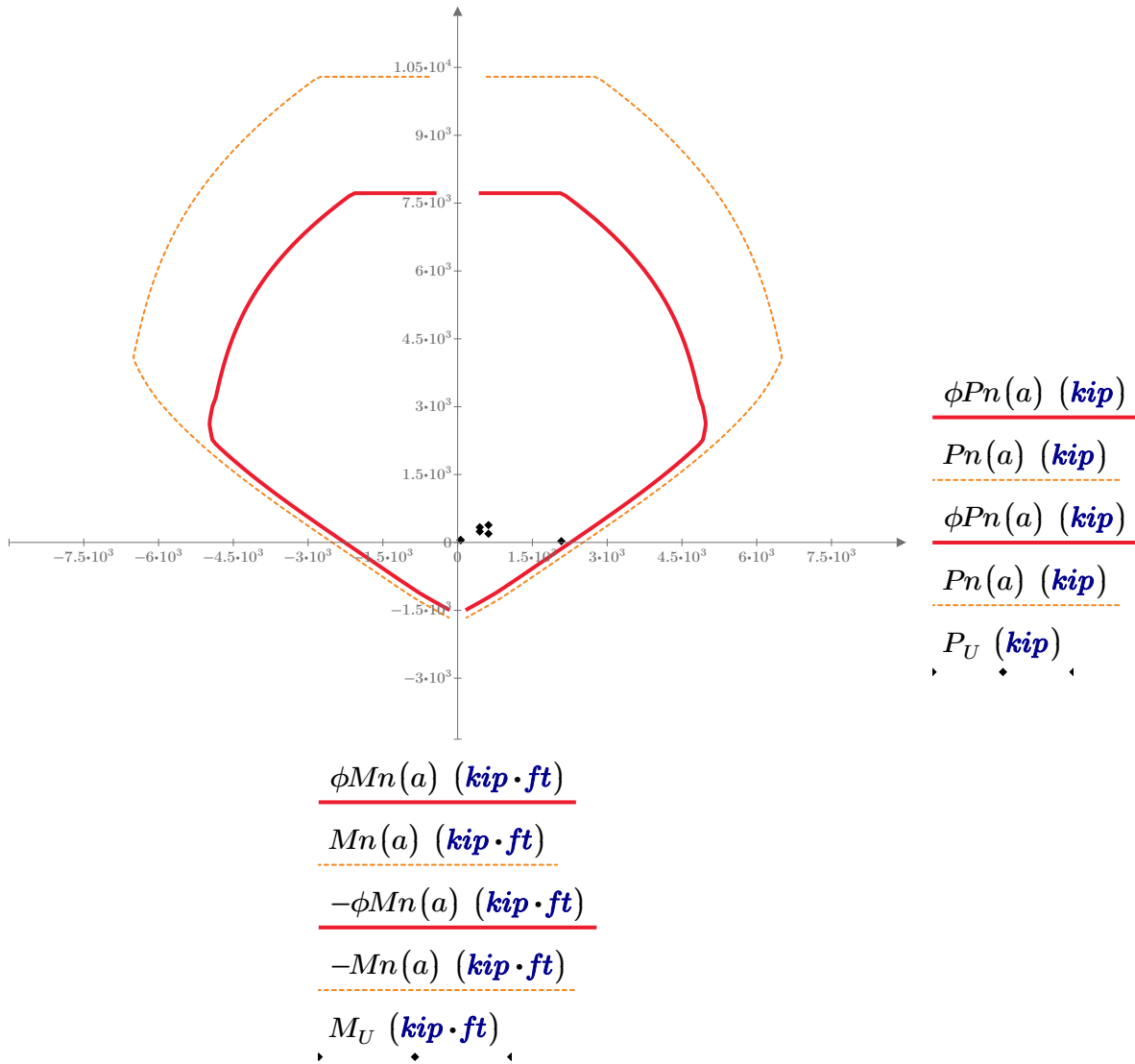


Diagrama de interacción: **Pilones eje 3**

1. Datos generales:

1.1 Datos materiales:

Concreto:

$$f'_c := 6 \text{ ksi}$$

$$\varepsilon_c := 0.003$$

Acero:

$$f_y := 60 \text{ ksi}$$

$$\varepsilon_{ty} := 0.002$$

$$E_s := 29000 \text{ ksi}$$

1.2 Datos columna:

Diámetro columna: $D := 1.5 \text{ m}$

Área columna: $A_g := \frac{\pi}{4} \cdot D^2 = 1.767 \text{ m}^2$

Diámetro varilla propuesta: $d_v := \frac{10}{8} \text{ in} = 3.175 \text{ cm}$

Recubrimiento: $rec := 5 \text{ cm}$

Diámetro del núcleo: $D_n := D - 2 \cdot rec - d_v = 136.825 \text{ cm}$

Sección transformada:

Ancho: $h := 0.80 \cdot D = 120 \text{ cm}$

Base: $b := \frac{A_g}{0.8 \cdot D} = 147.262 \text{ cm}$

Recubrimiento $rec := \frac{\left(h - \frac{2}{3} \cdot D_n - d_v \right)}{2} = 12.804 \text{ cm}$

Área bruta: $A_g := b \cdot h = (1.767 \cdot 10^4) \text{ cm}^2$

$$A_{s,propuesto} := 0.01 \cdot A_g = 176.715 \text{ cm}^2$$

$$\#var := \text{ceil} \left(\frac{A_{s,propuesto}}{\frac{\pi}{4} \cdot d_v^2} \right) = 23$$

Se proponen 28

$$\frac{28 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d_v^2}{A_g} = 0.013$$

$$barras := \begin{bmatrix} d_v & 0 & 0 & 0 & d_v \\ d_v & 0 & 0 & 0 & d_v \\ d_v & 0 & 0 & 0 & d_v \\ d_v & 0 & 0 & 0 & d_v \\ d_v & 0 & 0 & 0 & d_v \\ d_v & 0 & 0 & 0 & d_v \\ d_v & 0 & 0 & 0 & d_v \\ d_v & 0 & 0 & 0 & d_v \\ d_v & 0 & 0 & 0 & d_v \\ d_v & 0 & 0 & 0 & d_v \\ d_v & 0 & 0 & 0 & d_v \\ d_v & 0 & 0 & 0 & d_v \\ d_v & 0 & 0 & 0 & d_v \\ d_v & 0 & 0 & 0 & d_v \\ d_v & 0 & 0 & 0 & d_v \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 3.18 & 0 & 0 & 0 & 3.18 \\ 3.18 & 0 & 0 & 0 & 3.18 \\ 3.18 & 0 & 0 & 0 & 3.18 \\ 3.18 & 0 & 0 & 0 & 3.18 \\ 3.18 & 0 & 0 & 0 & 3.18 \\ 3.18 & 0 & 0 & 0 & 3.18 \\ 3.18 & 0 & 0 & 0 & 3.18 \\ 3.18 & 0 & 0 & 0 & 3.18 \\ 3.18 & 0 & 0 & 0 & 3.18 \\ 3.18 & 0 & 0 & 0 & 3.18 \\ 3.18 & 0 & 0 & 0 & 3.18 \\ 3.18 & 0 & 0 & 0 & 3.18 \\ 3.18 & 0 & 0 & 0 & 3.18 \\ 3.18 & 0 & 0 & 0 & 3.18 \\ 3.18 & 0 & 0 & 0 & 3.18 \\ \vdots & & & & \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$\frac{0.55}{2} = 0.275$$

1.3 Número de columnas y filas:

Columnas:

$$n_{col} := \text{cols}(barras) = 5$$

Filas:

$$n_{filas} := \text{rows}(barras) = 14$$

1.4 Datos phi:

$$\phi_c := 0.75$$

Elementos controlados a compresión

$$\phi_t := 0.90$$

Elementos controlados a tensión no preesforzados.

2. Áreas

2.1 Área de cada barra

$$A_{s0} := \frac{\pi \cdot \overrightarrow{barras}^2}{4} = \begin{bmatrix} 7.917 & 0 & 0 & 0 & 7.917 \\ 7.917 & 0 & 0 & 0 & 7.917 \\ 7.917 & 0 & 0 & 0 & 7.917 \\ \vdots & & & & \end{bmatrix} \text{ cm}^2$$

2.2 Área de cada fila

ORIGIN := 1 $i := 1 .. n_filas$

$$A_{s_fila} := \sum_{i=1}^{n_filas} A_{s0}^{\widehat{i}} = [110.842 \ 0 \ 0 \ 0 \ 110.842] \text{ cm}^2$$

2.3 Área de cada columna

$$A_{s_col} := \sum_{i=1}^{n_col} A_{s0}^{(i)} = \begin{bmatrix} 15.835 \\ 15.835 \\ 15.835 \\ 15.835 \\ \vdots \end{bmatrix} \text{ cm}^2$$

$$A_{s_col} := A_{s_col}^T = [15.835 \ 15.835 \ 15.835 \ 15.835 \ 15.835 \ 15.835 \ 15.835 \ \dots] \text{ cm}^2$$

2.4 Área total:

$$A_{s_tot_1} := \sum_{i=1}^{n_col} A_{s_fila_{1,i}} = 221.685 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_tot_2} := \sum_{i=1}^{n_filas} A_{s_col_{1,i}} = 221.685 \text{ cm}^2$$

Chequeo área

$$A_{s_tot_1} = A_{s_tot_2} = 1$$

2.5 Cuantía:

Cuantía:

$$\rho := \frac{A_{s_tot_1}}{Ag} \cdot 100 = 1.254$$

Chequeo cuantía

$$1 \leq \rho \leq 8 = 1$$

$$\rho \leq 4 = 1$$

3. Ubicación acero

Peralte efectivo 1':

$$d_1 := rec + \frac{\max(\text{barras}^{(n_col)})}{2} = 14.392 \text{ cm}$$

Separación promedio:
$$sep := \frac{h - 2 \cdot d_1}{n_{col} - 1} = 22.804 \text{ cm}$$

$$j := 2 \dots n_{col}$$

$$d_j := d_{j-1} + sep = \begin{bmatrix} 37.196 \\ 60 \\ 82.804 \\ 105.608 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$d = \begin{bmatrix} 14.392 \\ 37.196 \\ 60 \\ 82.804 \\ 105.608 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

4. Compresión pura

Columna circular o cuadrada: $tipo_{col} := \text{"circular"}$

$$Fr_1 := \begin{cases} \text{if } tipo_{col} = \text{"circular"} \\ \quad \text{return } 0.85 \\ \text{else} \\ \quad \text{return } 0.80 \end{cases} = 0.85$$

Factor k_c : $k_c := 0.85$

Carga a compresión pura: $P_0 := (k_c \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{s_{tot_1}}) + A_{s_{tot_1}} \cdot f_y)$

Factor phi: para columnas no preesforzadas $\phi_c = 0.75$

Phi Pn: $\phi P_n := \phi_c \cdot P_0 = (1.189 \cdot 10^4) \text{ kip}$

Carga a compresión máxima: $\phi P_{n_{max}} := Fr_1 \cdot \phi_c \cdot P_0 = (1.011 \cdot 10^4) \text{ kip}$

5. Compresión y flexión

Beta 1:
$$\beta_1 := \max \left(\min \left(0.85, 1.05 - \frac{f'_c}{20 \text{ ksi}} \right), 0.65 \right) = 0.75$$

$$c(a) := \frac{a}{\beta_1}$$

5.1 Esfuerzo en cada fila de acero

$$f_s(j, a) := \left\| \begin{array}{l} \varepsilon_s \leftarrow \varepsilon_c \cdot \frac{c(a) - d_j}{c(a)} \\ \text{sign}(\varepsilon_s) \cdot (\min(E_s \cdot |\varepsilon_s|, f_y)) \end{array} \right\|$$

Convección de signos:
- Negativo: tensión
- Positivo: compresión

5.2 Factor de minoración

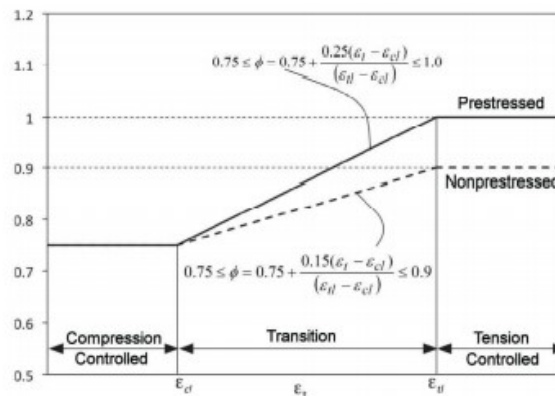


Figure C5.5.4.2-1—Variation of ϕ with Net Tensile Strain ε_t for Nonprestressed Reinforcement and for Prestressing Steel

$$d_t := \max(d) = 105.608 \text{ cm}$$

$$\phi(a) := \left\| \begin{array}{l} \varepsilon_t \leftarrow \varepsilon_c \cdot \frac{c(a) - d_t}{c(a)} \\ \phi \leftarrow \max \left(\min \left(\phi_t, 0.75 + 0.15 \cdot \frac{|\varepsilon_t| - \varepsilon_{ty}}{0.005 - \varepsilon_{ty}} \right), \phi_c \right) \end{array} \right\|$$

5.3 Capacidad axial minorada de la columna

$$Pn(a) := \min \left(\left(k_c \cdot f'_c \cdot a \cdot b + \sum_{i=1}^{n_{col}} \left(A_{s_fila_{1,i}} \cdot f_s(i, a) \right) \right), \frac{\phi Pn_{max}}{\phi_c} \right)$$

$$\phi Pn(a) := \min \left(\phi(a) \cdot \left(k_c \cdot f'c \cdot a \cdot b + \sum_{i=1}^{n_{col}} \left(A_{s_{fila1},i} \cdot f_s(i,a) \right) \right), \phi Pn_{max} \right)$$

5.4 Momento resistente minorado

$$Mn(a) := \left(k_c \cdot f'c \cdot a \cdot b \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + \sum_{i=1}^{n_{col}} \left(A_{s_{fila1},i} \cdot f_s(i,a) \cdot \left(\frac{h}{2} - d_i \right) \right) \right)$$

$$\phi Mn(a) := \phi(a) \cdot \left(k_c \cdot f'c \cdot a \cdot b \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + \sum_{i=1}^{n_{col}} \left(A_{s_{fila1},i} \cdot f_s(i,a) \cdot \left(\frac{h}{2} - d_i \right) \right) \right)$$

Convección de signos:

- Negativo: momento antihorario
- Positivo: momento horario

5.5 Rango de valores de "a"

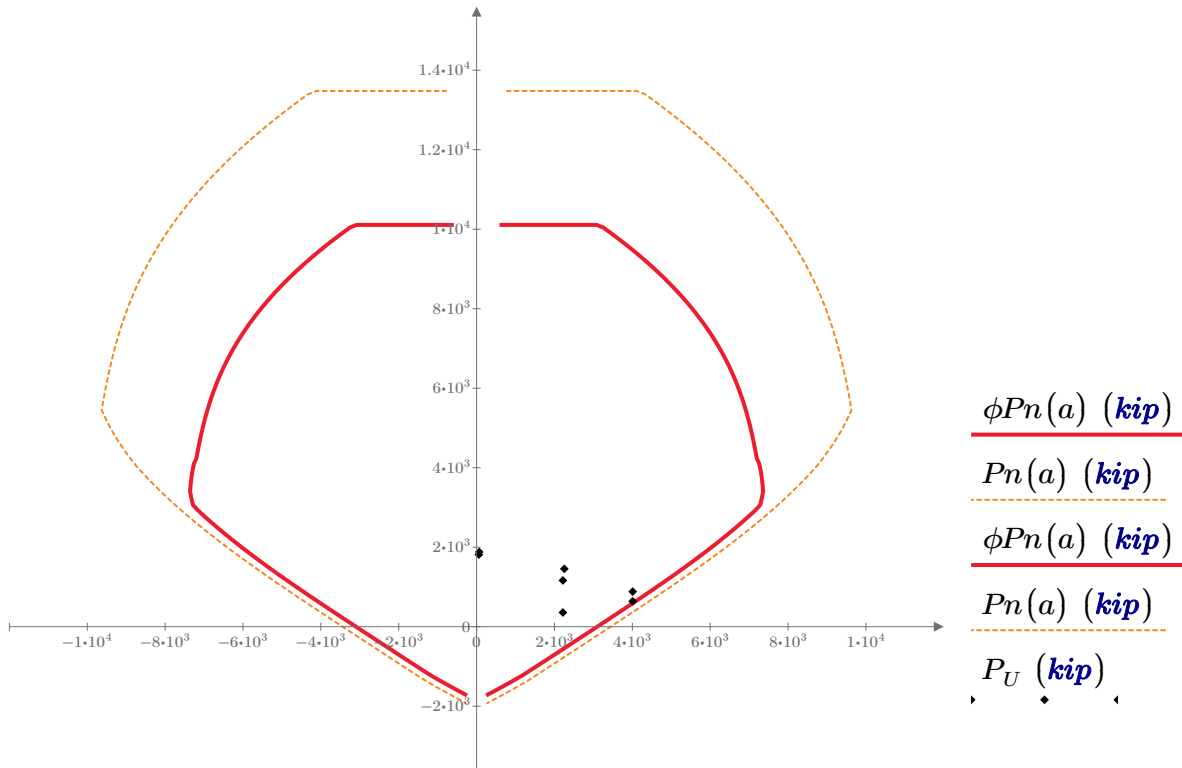
$$a := 0, \frac{h}{100} .. h$$

$$a = \begin{bmatrix} 0 \\ 1.2 \\ 2.4 \\ 3.6 \\ \vdots \end{bmatrix} \text{ cm}$$

6. Solicitaciones

	P_U (kip)	M_U (kip · ft)
Solicitaciones de combinación:		
CR1) Strength I	1879	$\sqrt{56.01^2 + 40.20^2}$
CR2) Strength III	1815	$\sqrt{54.90^2 + 18^2}$
E1) Extreme I - Sismo x (carga axial menor)	639	$\sqrt{3960^2 + 627^2}$
E1) Extreme I - Sismo x (carga axial mayor)	883	$\sqrt{3960^2 + 627^2}$
E2) Extreme I - Sismo y (carga axial menor)	357	$\sqrt{1196^2 + 1866^2}$
E2) Extreme I - Sismo y (carga axial mayor)	1164	$\sqrt{1196^2 + 1866^2}$
E2) Extreme II - Colisión eje 3	1455	$\sqrt{41^2 + 2252^2}$

Diagrama de interacción



$\phi P_n(a)$ (kip)
 $P_n(a)$ (kip)
 $\phi P_n(a)$ (kip)
 $P_n(a)$ (kip)
 P_U (kip)

$\phi M_n(a)$ (kip·ft)
 $M_n(a)$ (kip·ft)
 $-\phi M_n(a)$ (kip·ft)
 $-M_n(a)$ (kip·ft)
 M_U (kip·ft)

Diseño a flexión: Losa

1. Propiedades geométricas

Ancho (diseño unitario): $b := 100 \text{ cm}$

Alto $h := 20 \text{ cm}$

Recubrimiento $rec := 5 \text{ cm}$

2. Propiedades del material

2.1 Concreto

Peso del concreto $w_c := 0.15 \frac{\text{kip}}{\text{ft}^3}$

Resistencia a la compresión del concreto a 28 días: $f'_c := 6 \text{ ksi}$

2.2 Acero

Esfuerzo a la fluencia: $f_y := 60 \text{ ksi}$

Módulo de Young: $E := 29000 \text{ ksi}$

3. Módulo de ruptura

Factor lambda, por ser concreto de peso normal: $\lambda := 1$

Módulo de ruptura $f_r := 0.24 \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{ksi}}} \text{ ksi} = 0.588 \text{ ksi}$

4. Acero mínimo:

El acero mínimo según la AASHTO LRFD 2017 es el mayor debido a:

- 1.33 M debido a la combinación de resistencia I
- El acero que satisfaga el momento de agrietamiento

Factores gamma:

Puente no segmental: $\gamma_1 := 1.6$

Modificación por el peso del concreto: $\gamma_2 := 1.0$

Por tipo de acero: $\gamma_3 := 0.67$

4.1 Condición uno:

Del programa se obtiene el momento debido a la condición de resistencia I.

$$M_{RI} := 10 \text{ kip} \cdot \text{ft} \qquad M_{min_0} := 1.33 \cdot M_{RI} = 13.3 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

4.2 Condición 2

El momento debido al agrietamiento se da según la siguiente ecuación:

$$M_{cr} = \gamma_3 \cdot \left((\gamma_1 \cdot f_r + \gamma_2 \cdot f_{cpe}) S_c - M_{drc} \cdot \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right)$$

Esfuerzo de compresión efectivo debido al presforzado: $f_{cpe} := 0$

Módulo de sección de secciones compuestas: $S_c := 0$

Módulo de sección del deck: $S_c := \frac{b \cdot h^2}{6} = 406.825 \text{ in}^3$

Momento debido a la carga muerta: $M_{drc} := 10 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

Al no tener una sección compuesta (acero y concreto) ni pretensado, la ecuación se puede reducir a la siguiente:

$$M_{cr} := \gamma_3 \cdot \gamma_1 \cdot f_r \cdot S_c = 21.365 \text{ kip} \cdot \text{ft} \qquad M_{min_1} := M_{cr}$$

$$M_{min} := \max(\overrightarrow{M_{min}}) = 21.365 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

5. Momento resistente

$\phi_{\#4} := \frac{4}{8} \text{ in}$ Asumiendo una varilla No. 4

$d := h - rec - \phi_{\#4} = 5.41 \text{ in}$ Peralte efectivo

5.1 Proponer un acero

$$\phi := 0.90$$

Varilla #4: $As_{\#4} := \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{4}{8} \text{ in} \right)^2 = 0.196 \text{ in}^2$

Varilla #3: $d_{\#3} := \frac{3}{8} \text{ in}$ $As_{\#3} := \frac{\pi}{4} \cdot (d_{\#3})^2 = 0.11 \text{ in}^2$

Acero en zona de tensión:

$$As := 4 \cdot As_{\#3} = 2.85 \text{ cm}^2$$

Acero en zona de compresión:

$$As' := 4 \cdot As_{\#3} = 2.85 \text{ cm}^2$$

Factor de reducción del concreto alfa:

$$\alpha := 0.85$$

Factor de reducción del concreto beta:

$$\beta_1 := 0.85 - 0.05 \cdot \frac{f'c - 4 \text{ ksi}}{1 \text{ ksi}} = 0.75$$

5.2 Encontrar la distancia de la fibra superior de compresión al eje neutro:

$$\varepsilon_c := 0.003$$

$$c := x = \frac{As \cdot f_y - As' \cdot \frac{(\varepsilon_c \cdot (x - (rec + d_{\#3})))}{x} \cdot E}{\alpha \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot b} \xrightarrow{\text{solve, } x} \begin{cases} \frac{(0.2431078162581}{\dots} \\ -1.0 \cdot (0.2431078162581) \end{cases}$$

$$c_0 = 1.866 \text{ cm}$$

Se usa la solución positiva

5.3 Calcular "a":

$$a := \beta_1 \cdot c_0 = 1.4 \text{ cm}$$

Bloque equivalente del concreto a compresión.

$$a := a = 1.4 \text{ cm}$$

Se escoge el valor positivo.

5.4 Corroborar deformación del acero de refuerzo en tensión:

$$\varepsilon_s := \frac{d}{c_0} \cdot \varepsilon_c - \varepsilon_c = 0.019$$

$$\varepsilon_s > 0.005 = 1$$

Sí cumple

Se comprueba que la asunción fue correcta.

$$\phi := 0.90$$

5.5 Resistencia a la flexión

$$f'_s := \frac{(\varepsilon_c \cdot (c_0 - (rec + d_{\#3})))}{c_0} \cdot E = -1.313 \cdot 10^9 \text{ Pa}$$

$$M_n := As \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) - As' \cdot f'_s \cdot \left(rec + d_{\#3} - \frac{a}{2}\right) = 25.833 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

5.6 Comparación

5.6.1 Momento 11:

$M_{u_0} := 0.60 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	Resistencia 1 (carga principal: muerta): momento positivo
$M_{u_1} := 0.14 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	Resistencia 1 (carga principal: muerta): momento negativo
$M_{u_2} := 0.42 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	Resistencia 2 (carga principal: viva): Momento positivo
$M_{u_3} := 0.23 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	Resistencia 2 (carga principal: viva): Momento negativo
$M_{u_4} := 0.96 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	Extremo 1 (carga principal: SX): Momento positivo
$M_{u_5} := 0.8 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	Extremo 1 (carga principal: SX): Momento negativo
$M_{u_6} := 2.0 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	Extremo 2 (carga principal: SY): Momento positivo
$M_{u_7} := 1.1 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	Extremo 2 (carga principal: SY): Momento negativo
$M_{u_8} := 0.40 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	Extremo 3 (carga principal: colisión pilón eje 3): Momento positivo
$M_{u_9} := 0.30 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	Extremo 3 (carga principal: colisión pilón eje 3): Momento negativo
$M_{u_{10}} := 0.50 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	Extremo 3 (carga principal: colisión pilón eje 3): Momento positivo
$M_{u_{11}} := 0.20 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	Extremo 3 (carga principal: colisión pilón eje 3): Momento negativo
$M_{u_{12}} := Mmin$	

$$\phi \cdot M_n \geq M_u = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix}$$

$$\phi \cdot M_n \geq Mmin = 1$$

Los momentos en el eje menor no se incluyen debido a que las magnitudes son muy bajas.

5.6.1 Momento 22:

$M_{u_0} := 3.00 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	Resistencia 1 (carga principal: muerta): momento positivo
$M_{u_1} := 1.51 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	Resistencia 1 (carga principal: muerta): momento negativo
$M_{u_2} := 3.00 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	Resistencia 2 (carga principal: viva): Momento positivo
$M_{u_3} := 1.65 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	Resistencia 2 (carga principal: viva): Momento negativo
$M_{u_4} := 6.73 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	Extremo 1 (carga principal: SX): Momento positivo
$M_{u_5} := 0.64 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	Extremo 1 (carga principal: SX): Momento negativo
$M_{u_6} := 6.53 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	Extremo 2 (carga principal: SY): Momento positivo
$M_{u_7} := 0.63 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	Extremo 2 (carga principal: SY): Momento negativo
$M_{u_8} := 2.0 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	Extremo 3 (carga principal: colisión pilón eje 3): Momento positivo
$M_{u_9} := 1.5 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	Extremo 3 (carga principal: colisión pilón eje 3): Momento negativo
$M_{u_{10}} := 2.30 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	Extremo 3 (carga principal: colisión pilón eje 3): Momento positivo
$M_{u_{11}} := 1.0 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	Extremo 3 (carga principal: colisión pilón eje 3): Momento negativo
$M_{u_{12}} := Mmin$	

$$\phi \cdot M_n \geq M_u = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix}$$

$$\phi \cdot M_n \geq Mmin = 1$$

Los momentos en el eje menor no se incluyen debido a que las magnitudes son muy bajas.

Diseño de acero por temperatura: losa

1. Acero por fraguado y temperatura

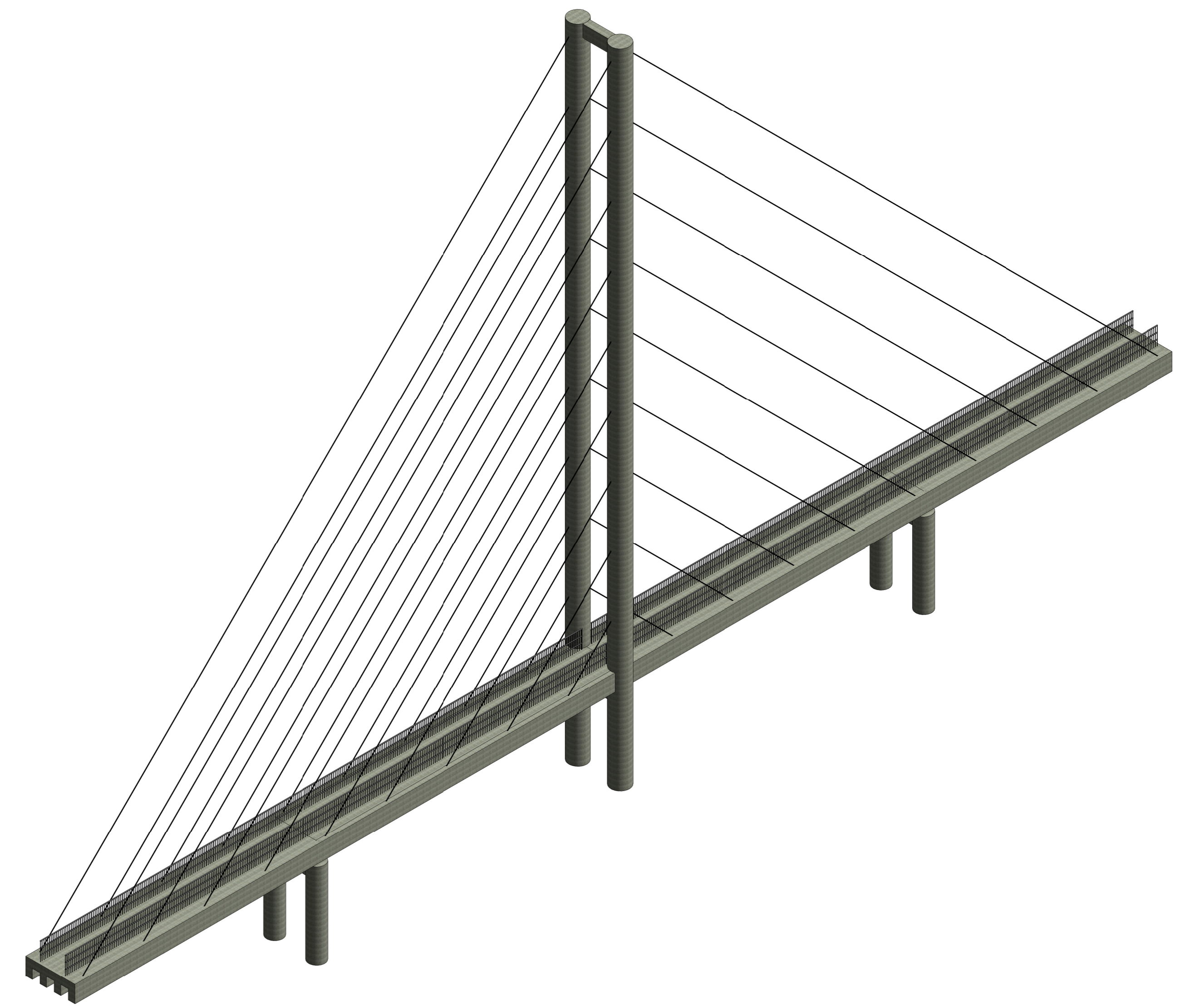
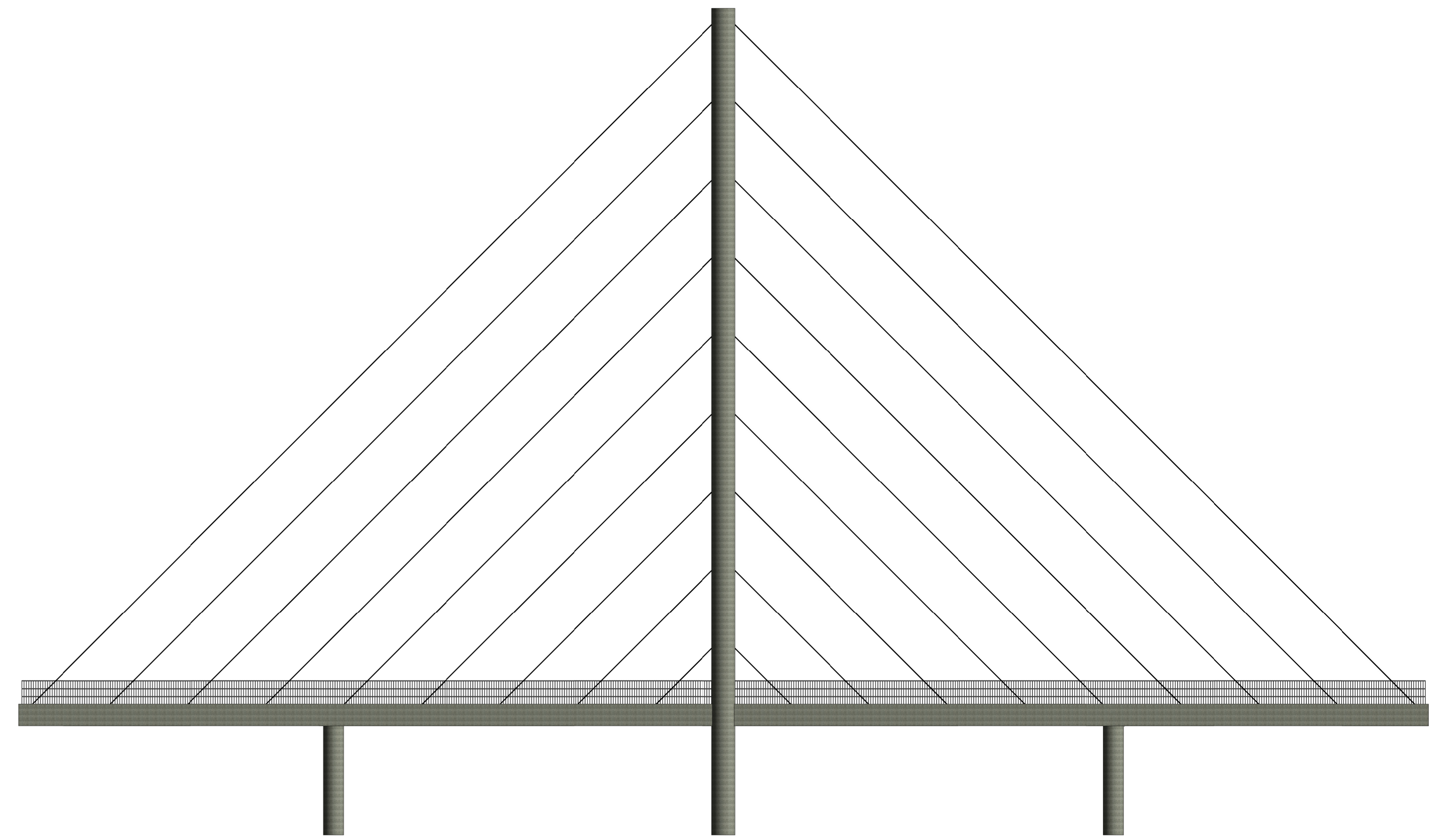
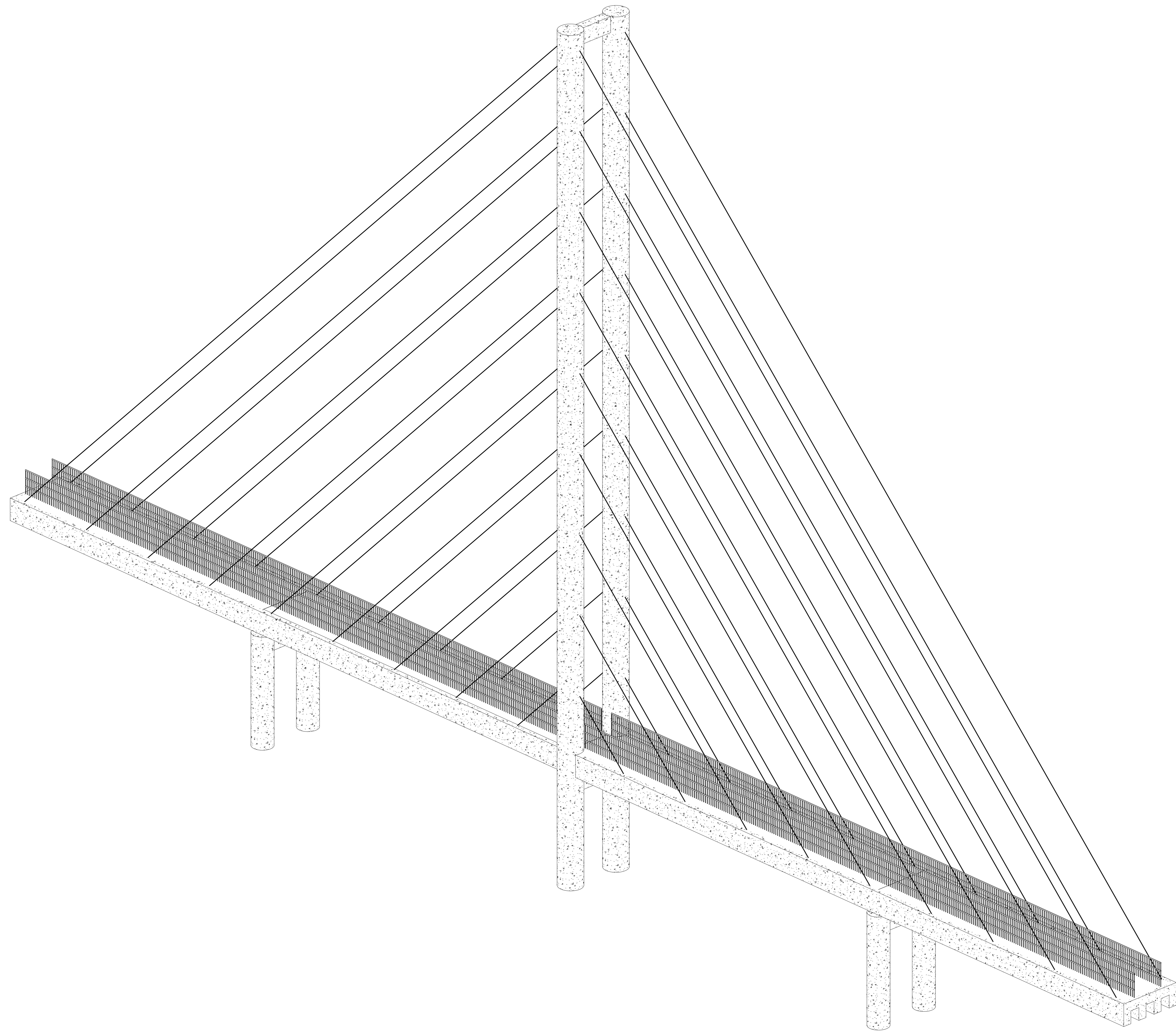
Base: $b := 100 \text{ cm}$

Altura: $h := 20 \text{ cm}$

Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo: $f_y := 60 \text{ ksi}$

$$A_{s,temp} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{1.30 \cdot b \cdot h}{2 \cdot (b+h) \cdot f_y} \geq 0.60 \text{ in}^2 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} A_{s,temp} \leftarrow 0.60 \text{ in}^2 \\ \text{else} \\ \quad \text{if } \frac{1.30 \cdot b \cdot h}{2 \cdot (b+h) \cdot f_y} \leq 0.11 \text{ in}^2 \\ \quad \quad \left\| \text{return } 0.11 \text{ in}^2 \\ \quad \quad \text{else} \\ \quad \quad \quad \text{return } \frac{1.30 \cdot b \cdot h}{2 \cdot (b+h) \cdot f_y} \end{array} \right. \\ \end{array} \right. = 0.71 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto cumple.



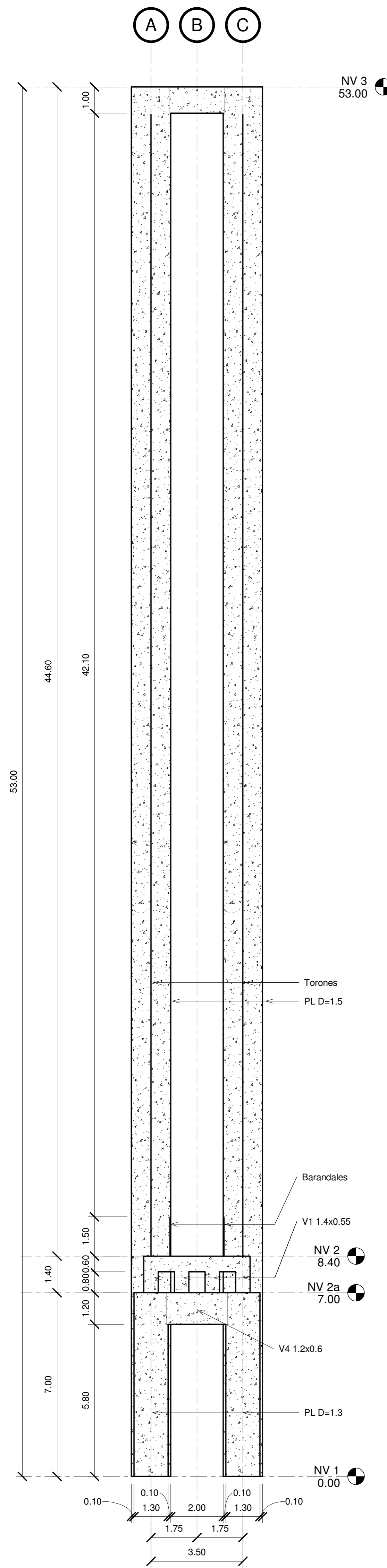
Nota técnica: materiales

F_y acero de refuerzo = 60 ksi
 F_y torrones = 270 ksi
 f'_c concreto = 6 ksi

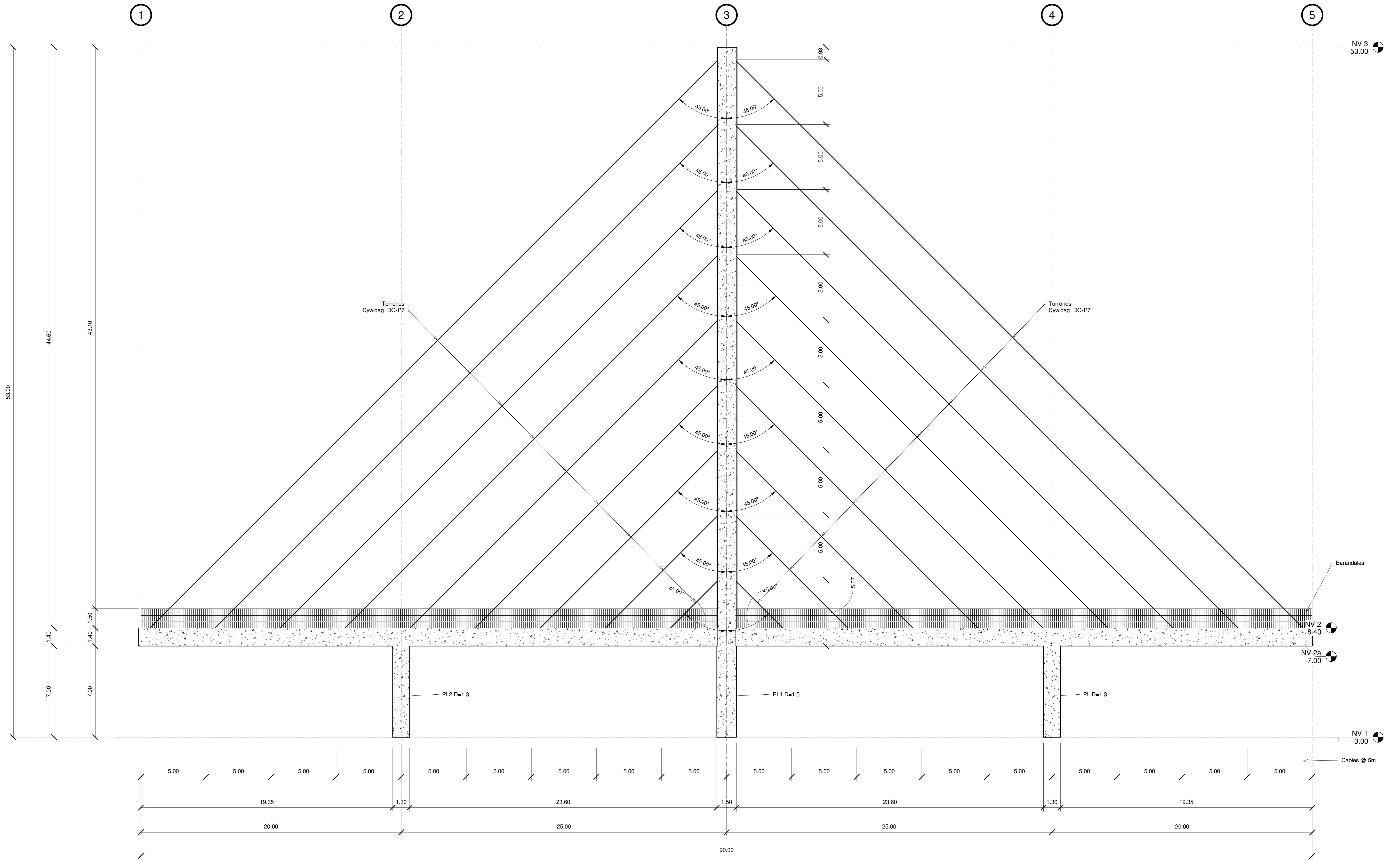
Nota técnica: sismo

Ubicación: Ciudad de Guatemala, Guatemala
 $S_{cr} = 1.53$
 $S_{1d} = 0.68$
 $T_L = 2.69$

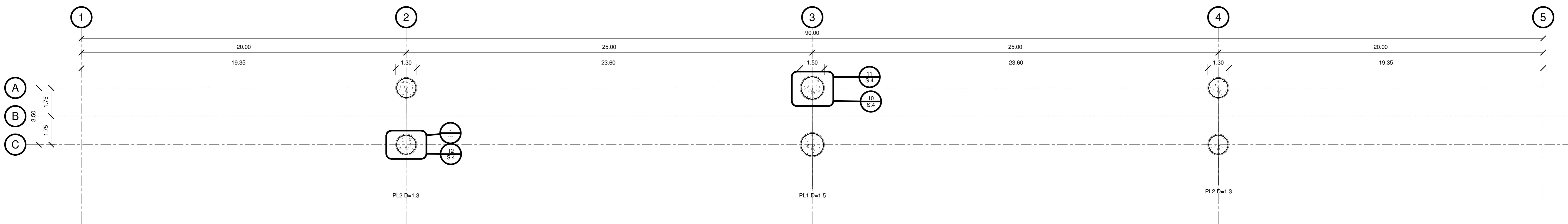
Lista de planos			
Designed By	Drawn By	Sheet Name	Sheet Number
DPO	Diego Pérez	Análisis, modelado y diseño de un puente peatonal atrilantado de 90 metros de longitud en la Ciudad Capital de Guatemala mediante las especificaciones AASHTO LRFD 2017	S.1
DPO	Diego Pérez	Elevaciones y ubicación de columnas	S.2
DPO	Diego Pérez	Vista en planta	S.3
DPO	Diego Pérez	Detalles	S.4



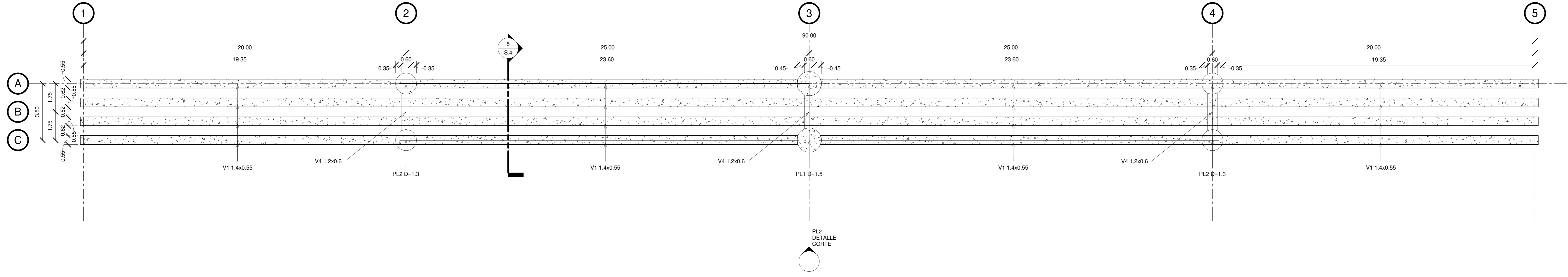
1 Vista frontal
1:100



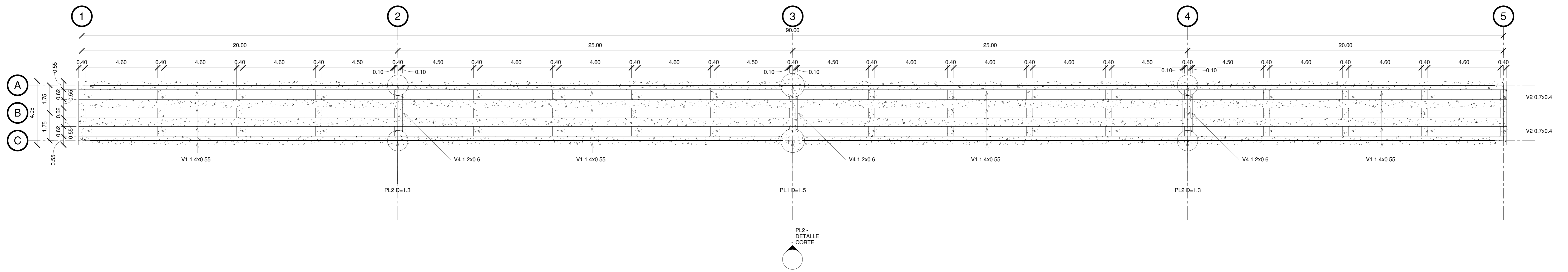
2 Vista perfil
1:125



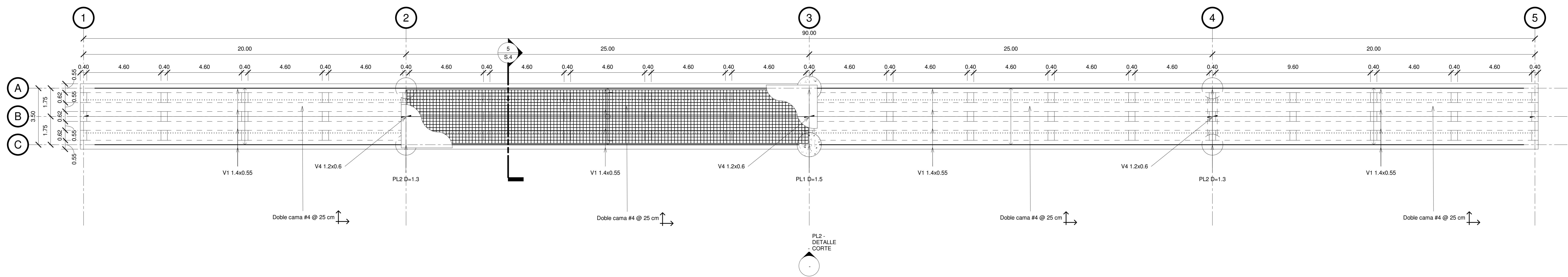
3 EST - NV 1 COL
1:100



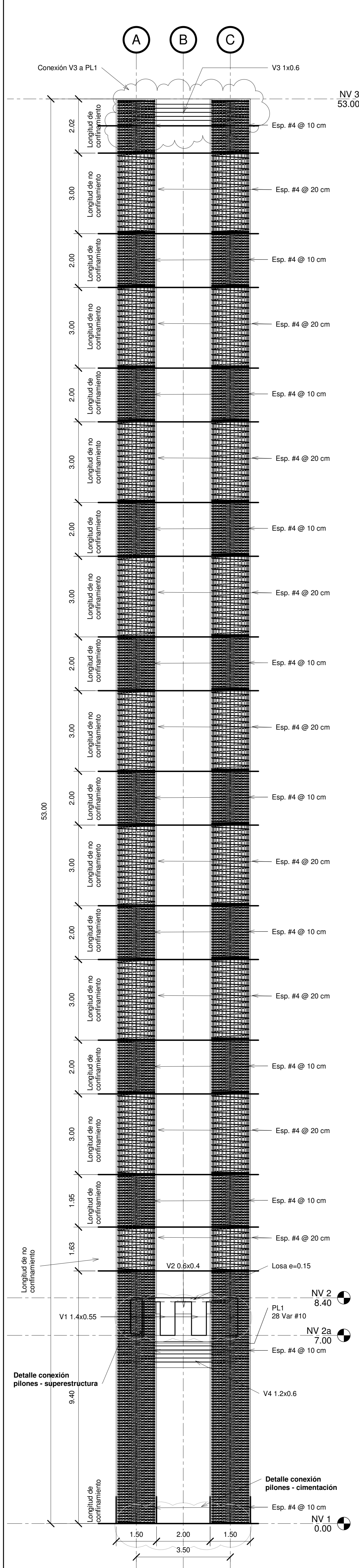
1 NV 2a
1 : 100



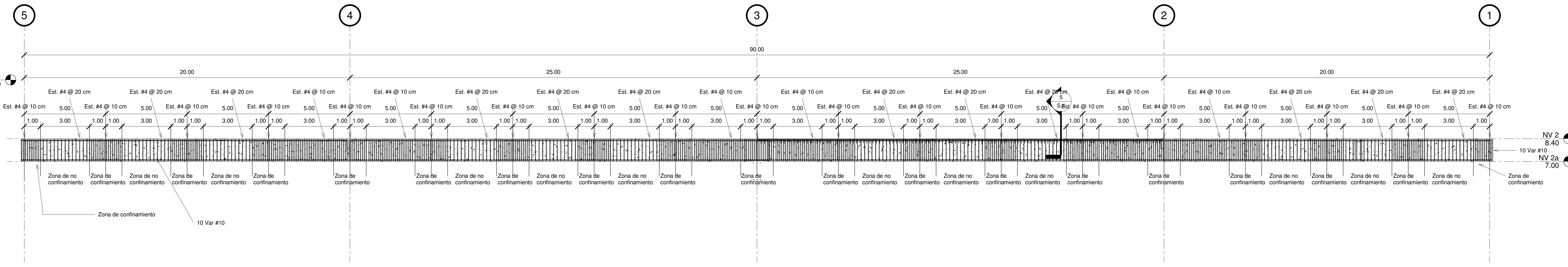
3 EST - NV 2 VIGAS
1 : 100



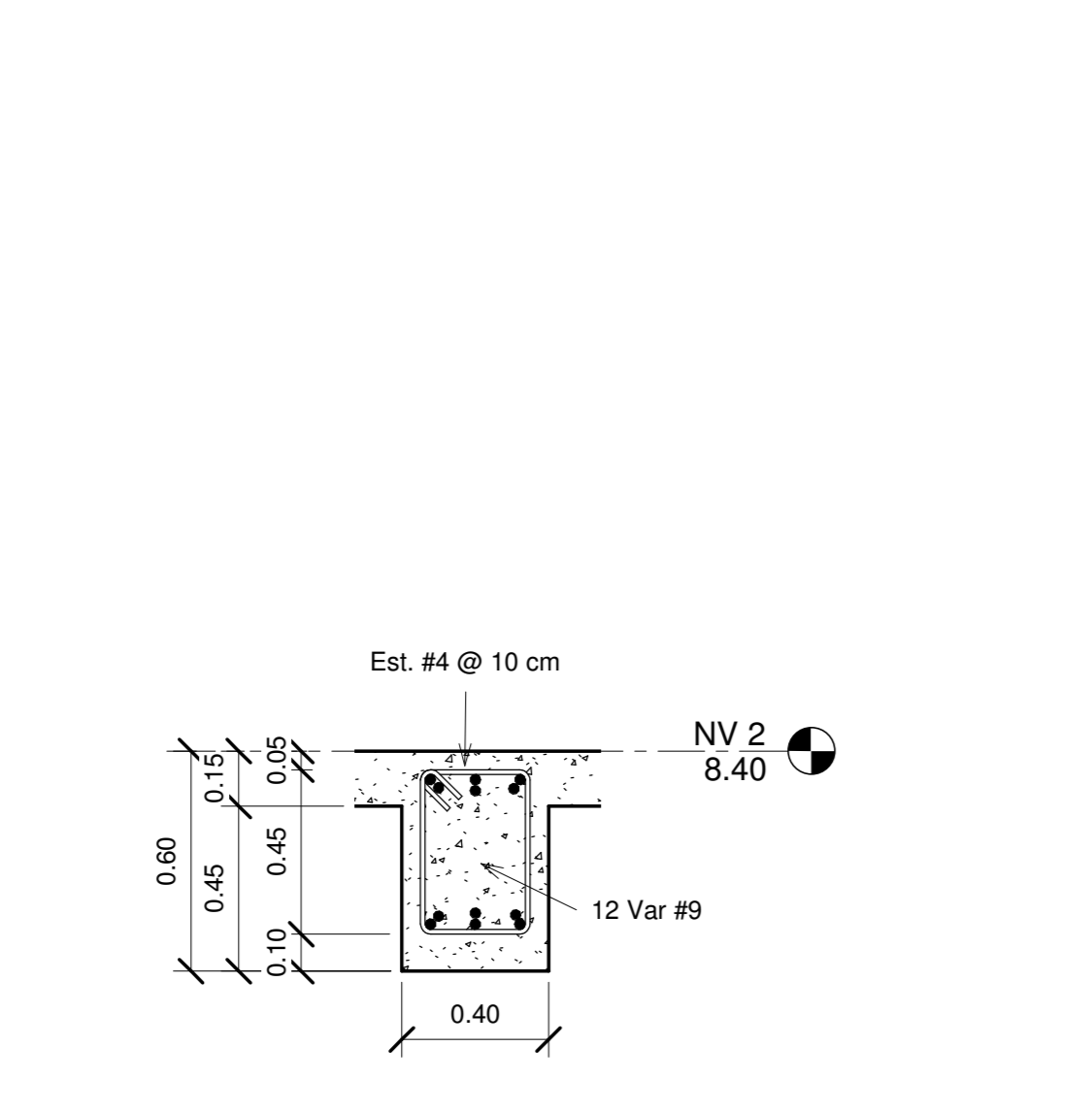
2 EST - NV 2 LOSA
1 : 100



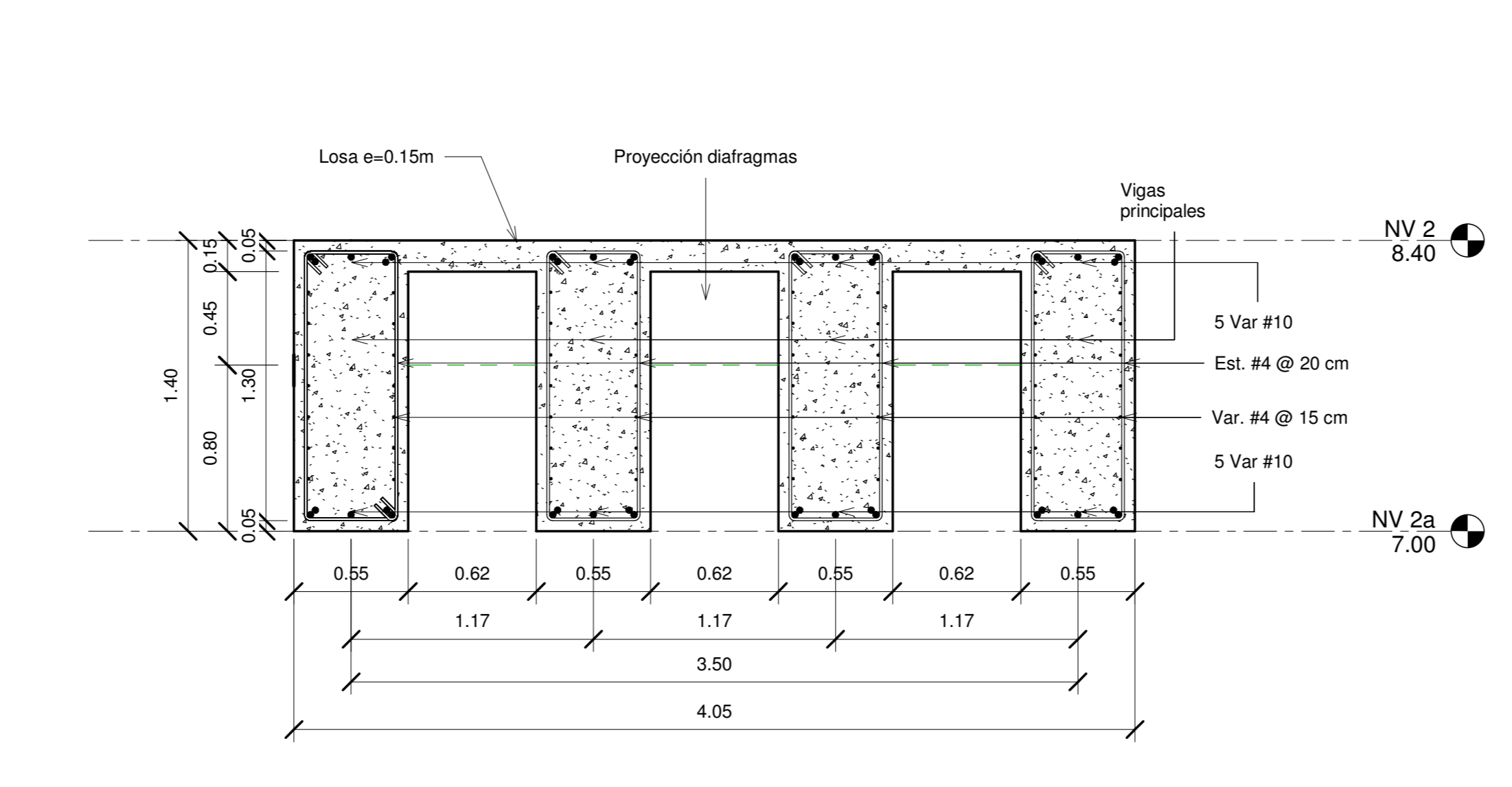
1 Pilones eje 3
1 : 75



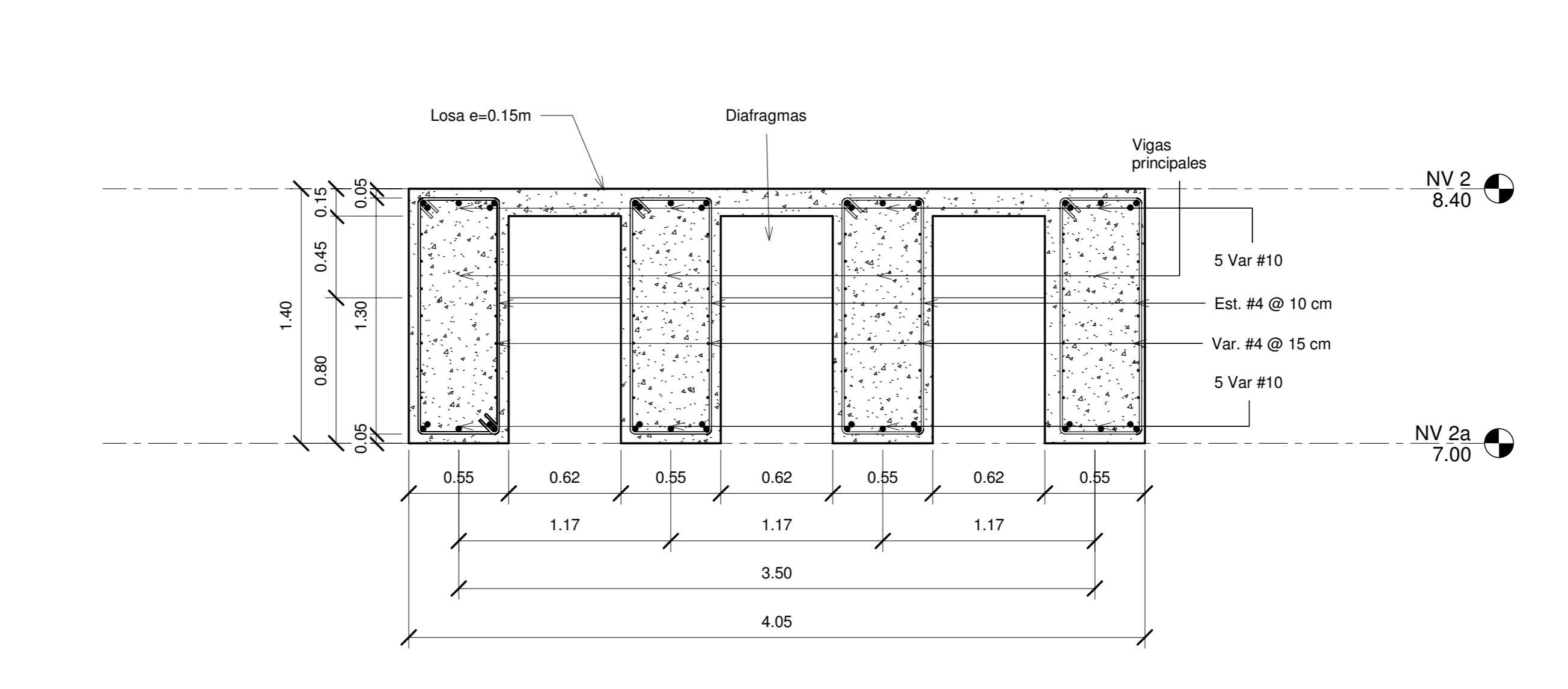
3 Detalle vigas
1 : 100



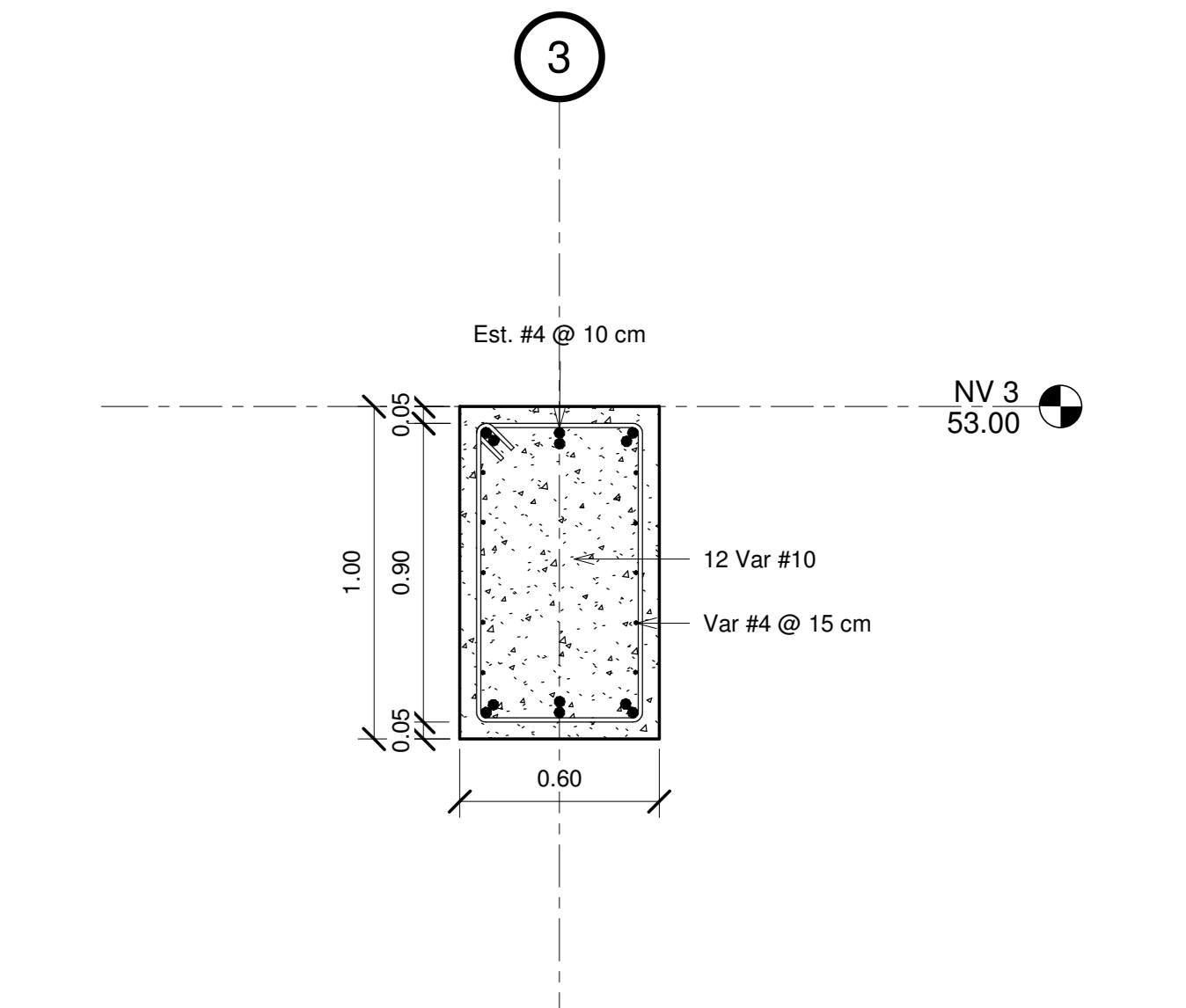
4 Diafragma
1 : 20



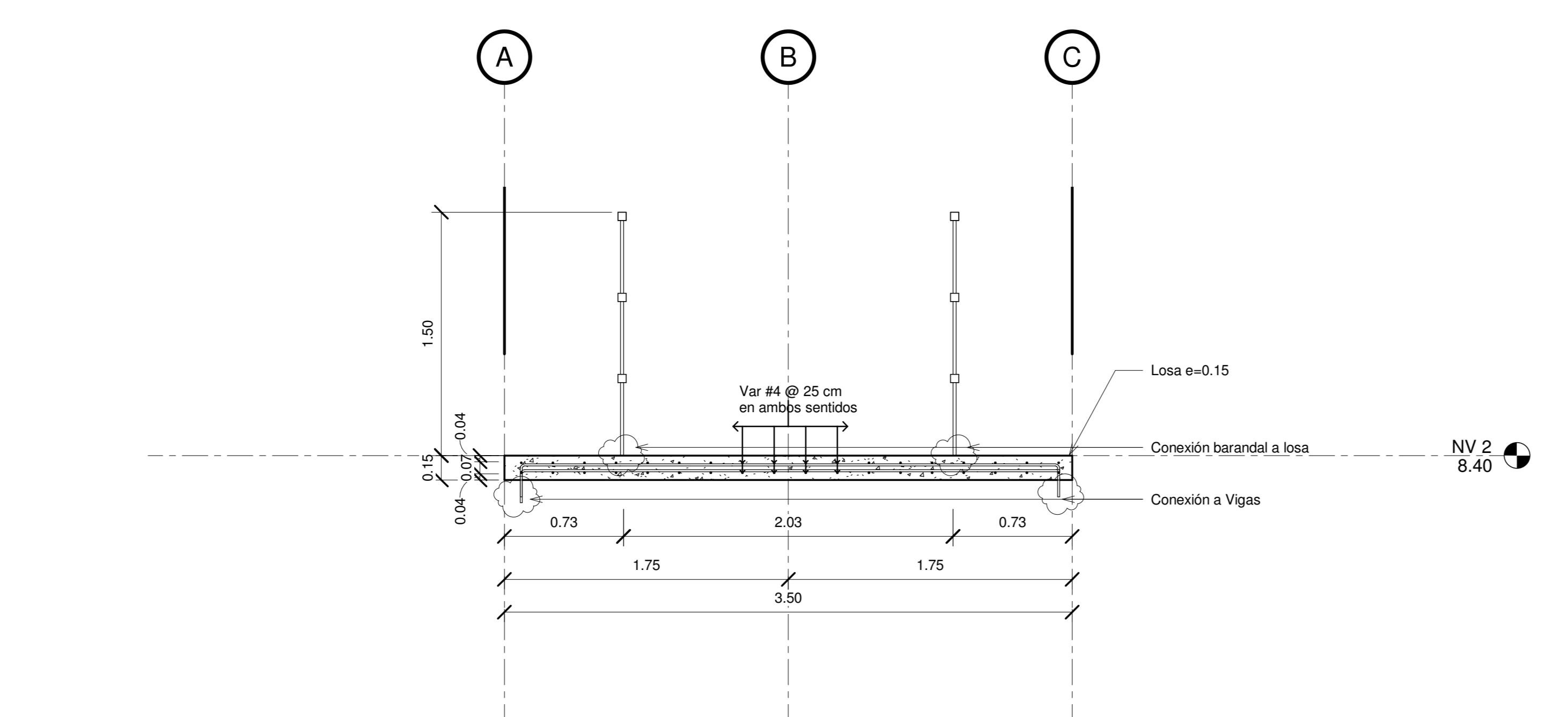
5 Vigas - no confinamiento
1 : 25



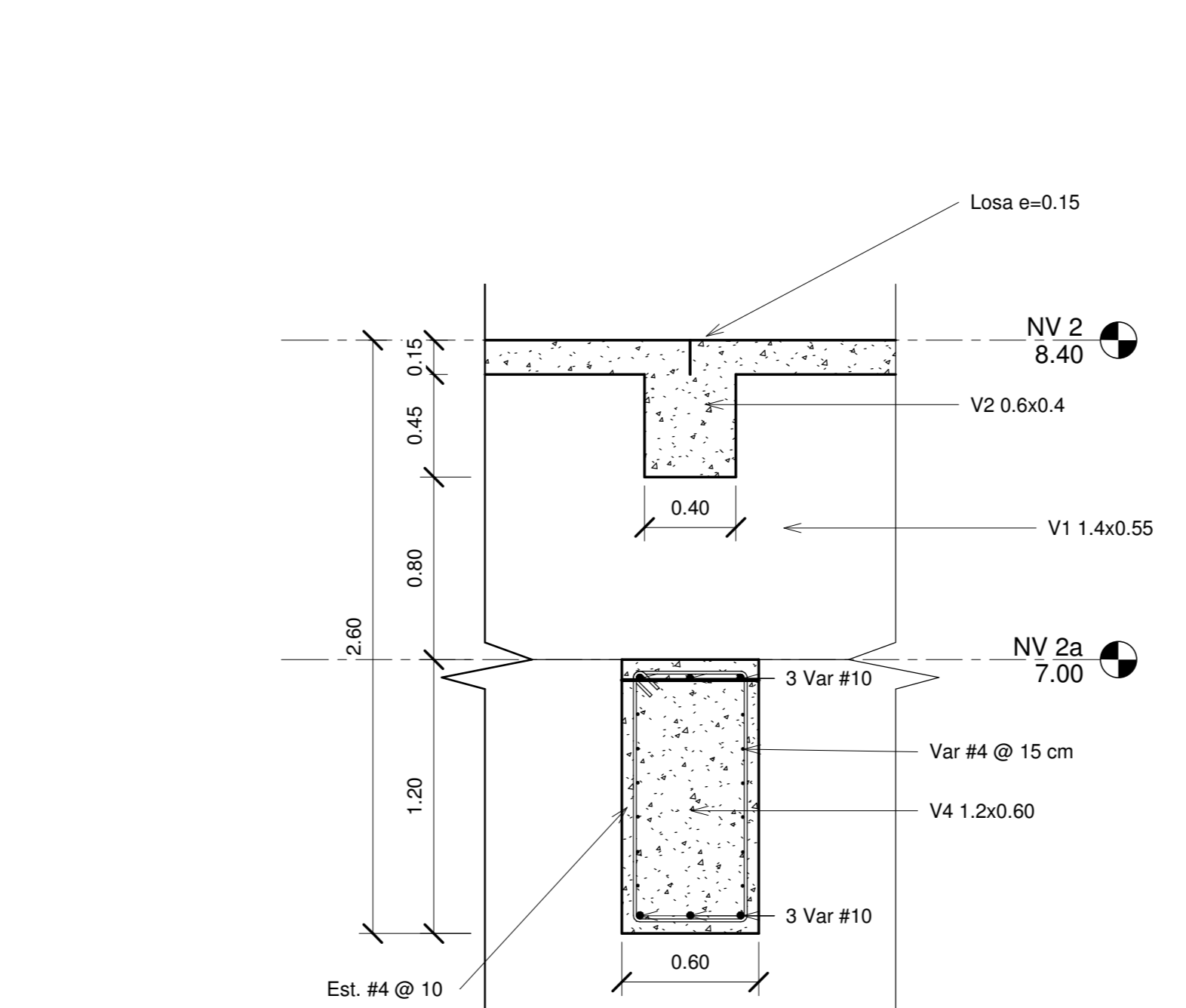
6 Vigas - confinamiento
1 : 25



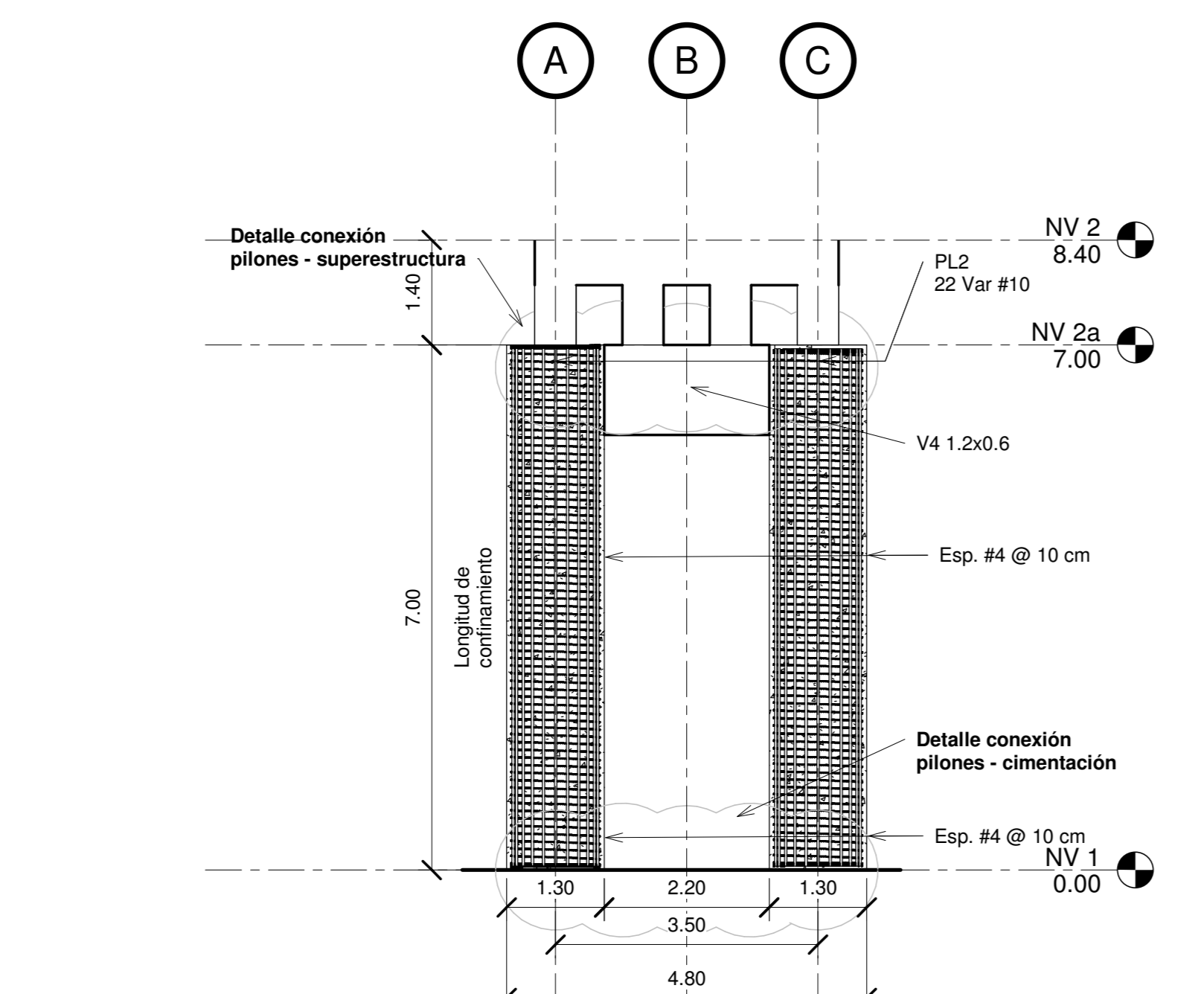
7 Viga conectora
1 : 20



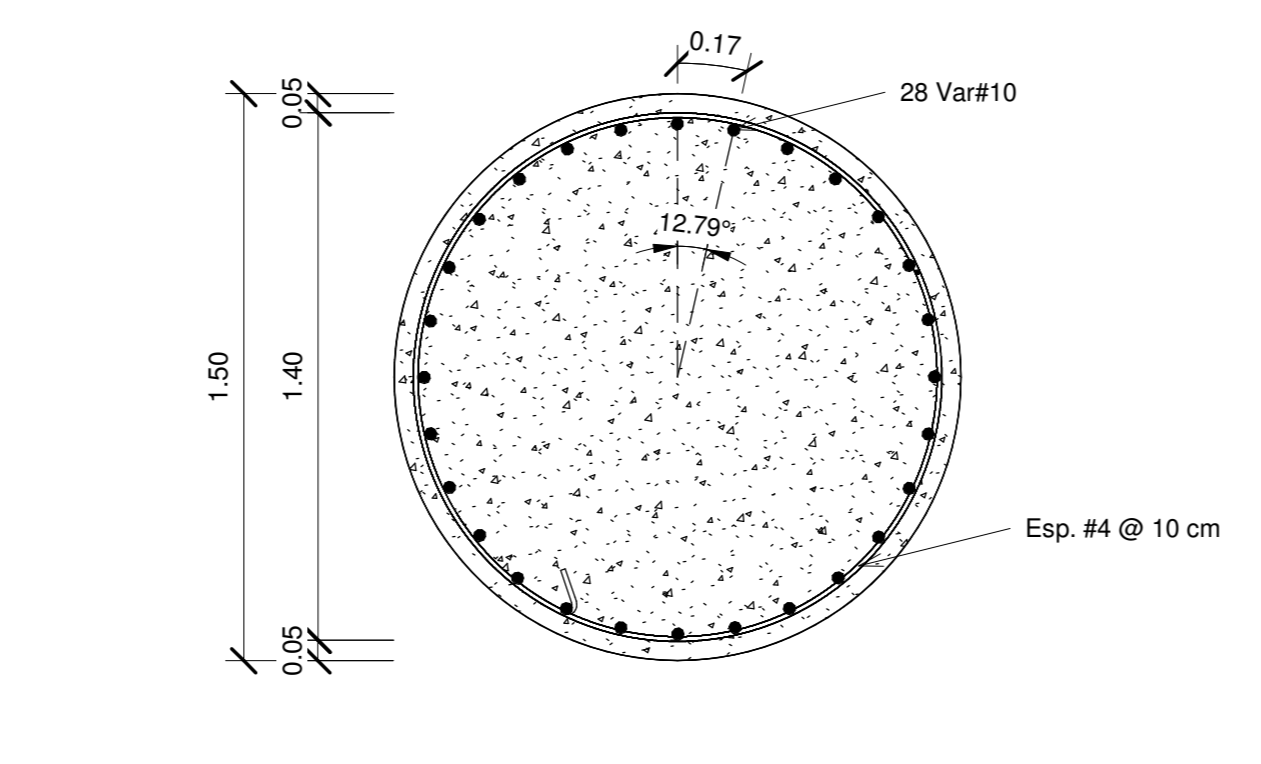
8 Losa
1 : 25



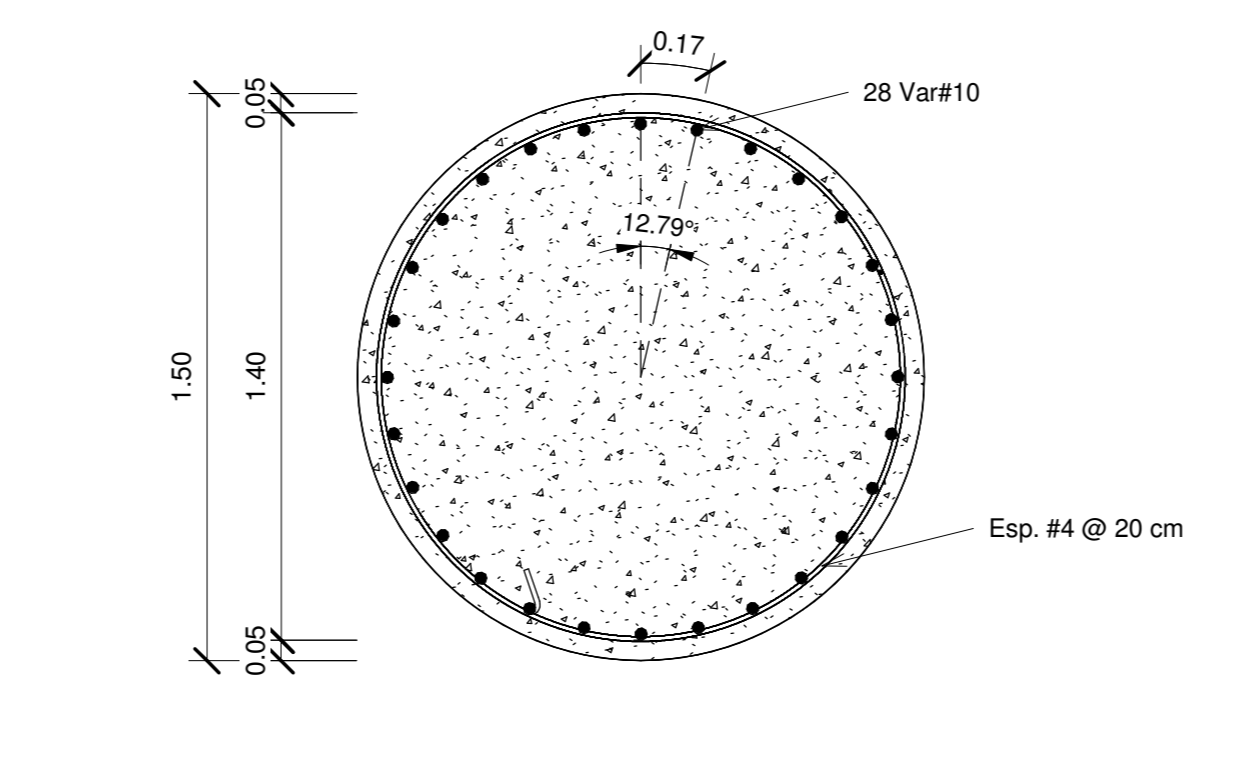
9 Viga cabezal
1 : 25



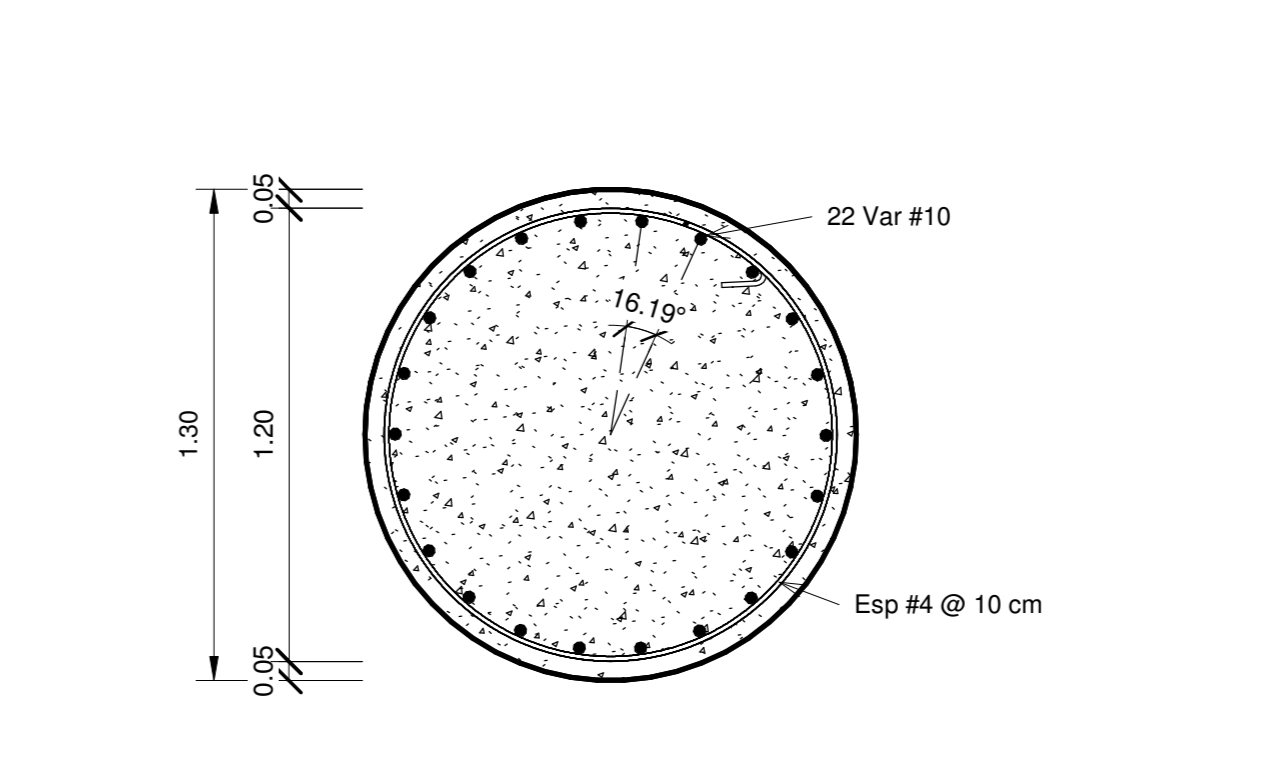
10 Pilones eje 2 y 4
1 : 75



11 PL1 - Zona de confinamiento
1 : 20



12 PL1 - Zona de no confinamiento
1 : 20



13 PL2 - Zona de confinamiento
1 : 20