

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO

Colegio de Ciencias e Ingeniería

**Puentes, pilares de la infraestructura vial: Como mejorar las vías
optimizando el diseño en puentes de luces cortas**

Carlos Francisco Bustamante Eguiguren

Dr. Telmo Sánchez PhD., Director de Tesis

Tesis de grado presentada como requisito para la obtención del título de Ingeniero Civil

Quito, abril de 2015

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO

Colegio de Ciencias e Ingeniería

HOJA DE APROBACIÓN DE TESIS

**Puentes, pilares de la infraestructura vial: Como mejorar las vías
optimizando el diseño en puentes de luces cortas**

Dr. Telmo Sánchez PhD.
Director de Tesis.

Dr. Fernando Romo PhD.
Coordinador de Ingeniería Civil

Dr. Fabricio Yépez PhD.
Miembro del Comité de Tesis

Dr. Eva Lantsoght PhD.
Miembro del Comité de Tesis

Dr. Ximena Córdova PhD.
Decana de la Escuela de Ingeniería

Quito, marzo de 2015

DERECHOS DE AUTOR

Por medio del presente documento certifico que he leído la Política de Propiedad Intelectual de la Universidad San Francisco de Quito y estoy de acuerdo con su contenido, por lo que los derechos de propiedad intelectual del presente trabajo de investigación quedan sujetos a lo dispuesto en la Política.

Asimismo, autorizo a la USFQ para que realice la digitalización y publicación de este trabajo de investigación en el repositorio virtual, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Firma:

Nombre: Carlos Francisco Bustamante Eguiguren

C. I.: 1713257259

Lugar y Fecha: Quito, abril de 2015

Resumen

Los puentes forman parte esencial de la infraestructura vial por lo cual la optimización de costos de estos es muy importante. Dado que puentes de luces cortas aparecen en todo tipo de vías, determinar el material de construcción que provee la mejor solución económica y practica tiene el potencial de ahorrar millones. Estudiando puentes en distancias de 140, 70 y 50 pies y mediante la comparación económica del acero, hormigón armado y hormigón pretensado como materiales de construcción se procede a determinar la mejor opción para puentes de 2 carriles en el ecuador.

Abstract

Bridges constitute an essential part of road infrastructure, due to this optimizing costs is very important. Because short span bridges can be found in all types of roads, determining the construction material and technique that result in the best solution both economically and practically has the potentiality to save millions. Through the study of bridges of 140, 70 and 50 feet in materials like steel, reinforced concrete and prestressed concrete it's intended to determine the best option for bridges of 2 lanes in Ecuador.

Índice

DERECHOS DE AUTOR	5
Resumen	5
Abstract.....	6
Introducción.....	10
Objetivos.....	11
Metodología a emplear	12
Parámetros Generales	12
Puentes de Acero	13
Puentes de Hormigón Pretensado	13
Puentes de Hormigón Armado.....	14
Diseño.....	15
Puente de 140 ft	15
Acero	15
Hormigón Pretensado	24
Hormigón Armado	30
Puente de 70 ft	36
Acero	37
Hormigón Pretensado.....	42
Hormigón Armado	45

Puente de 50 ft	48
Acero	49
Hormigón Pretensado	54
Hormigón Armado	58
Análisis Económico	61
Vida útil	61
Costos de construcción	66
Análisis Comparativo	69
Conclusiones & Recomendaciones	81
Bibliografía.....	85
Anexos	87
Anexo 1: Factores de Carga Viva	87
Anexo 2: Cargas y Momentos	111
Anexo 3: Límites de Proporcionalidad Vigas de Acero	133
Anexo 4: Geometría de los cables Pretensados	139
Anexo 5: Propiedades de la sección de acero	148
Anexo 6: Documentos de diseño	151
Anexo 7: Chequeos de Estados Límite	230
Anexo 8: Diseño de la cimentación	300
Anexo 10: Diseño de los Rigidizadores.....	311
Anexo 11: Diagramas de las vigas.....	314

Anexo 12: Secciones transversales del puente	331
Anexo 13: Cálculo de Costos	340
Anexo 14: Cotizaciones	349

Introducción

En relación al estudio de puentes se han realizado estudios de diversa índole, sin embargo pocos son los que se enfocan en la comparación de sistemas estructurales. La principal razón para esto, es que el diseño de puentes es una tarea compleja con muchas variables haciendo muy complicado el comparar diseños. El *American Society of Civil Engineers* (ASCE) entre sus publicaciones muestra estudios de materiales compuestos para puentes, sin embargo estas propuestas requieren complicados métodos de construcción. Por otra parte, Valencia en su tesis hace una reseña breve de los distintos materiales que se pueden usar para hacer un puente de luz menor a 60m (Valencia Cabeza, 2008). Concentrada básicamente en el uso de hormigón vs el uso del acero, compara muy superficialmente las ventajas y desventajas de cada material, y concluye que el uso de un diseño en acero con geometría tipo celosía no es lo óptimo cuando se trata de puentes cortos. Libre del análisis de Valencia no se han realizado estudios de comparación de costos de puentes de luces cortas. Dado que el objetivo es una comparación económica de los puentes la metodología de comparación de costos *Life cycle cost analysis*, es la mejor manera de evaluar el costo de los puentes ya que ha sido muy utilizada en toda clase de proyectos de infraestructura para evaluar objetivamente el costo a lo largo de la vida útil y comparar alternativas. Con estos antecedentes se procede a realizar el diseño y análisis económico comparativo de distintos materiales en puentes de luces cortas.

Objetivos

Luego de una serie de conversaciones con Ingenieros Civiles que trabajan en el Ecuador en el área de vías y puentes, se resolvió que una parte muy significativa de los costos de carreteras son los puentes de luces cortas. Según Hanswille, aproximadamente un 75% de los puentes son de luces cortas y su costo es significativo dentro del sistema vial (2007). En vías que conectan las ciudades de la Sierra con la Costa Ecuatoriana, existen muchos puentes que cruzan pequeñas quebradas y arroyos, los cuales pasan inadvertidos por parte de los usuarios de las vías. Conociendo que infraestructura vial constituye parte fundamental para el crecimiento y mejora de los países (Alvarez Pinedo, 2009) es claro que reducir el costo de las vías mediante la optimización del diseño de puentes de luces cortas, es una opción que merece ser estudiada.

El objetivo principal de este estudio, es investigar el diseño de puentes de luces cortas mediante el análisis comparativo de tres tipos de puentes en luces distintas para determinar el diseño óptimo. Para lograr este objetivo, es necesario realizar el diseño de 3 puentes que cubran luces de 140, 70, y 50 pies, cada uno en 3 materiales distintos. Mediante la optimización del diseño se desea encontrar la opción más económica para cada luz. Adicionalmente se desea optimizar, mediante la comparación del diseño de cada puente, el costo total de los puentes en obras de infraestructura vial.

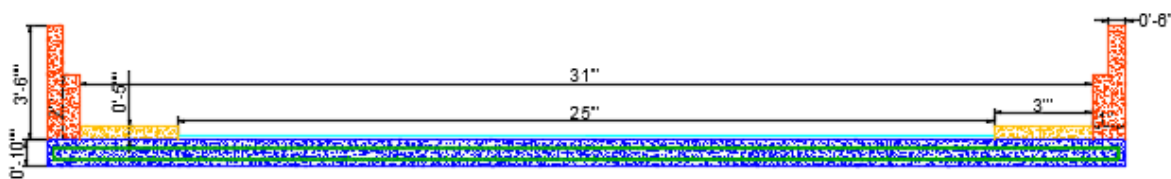
Metodología a emplear

Parámetros Generales

Para el diseño de los puentes se utilizará la normativa establecida por la *Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) en *Bridge Design Specification*, (2012) la cual está basada en *Load and Resistance Factor Design* (LRFD). Esta metodología establece la ecuación $\sum \kappa_i Q_i \leq \phi R_n$. Donde se separan los factores de carga κ_i y factores de resistencia ϕ_i de manera que las fuentes de variabilidad de la geometría y los materiales son tratados por separado.

Existen algunos elementos que son iguales para todos los puentes como el diseño de la súper estructura y el tablero por lo que estos se diseñan con anticipación. Libre del diseño del tablero el resto de elementos del puente no requieren diseño ya que corresponden a pavimentos, veredas y barreras; elementos sencillos. La Figura 1 muestra el corte transversal de la superestructura del puente.

Figura 1



El diseño detallado del tablero se encuentra en el Anexo 9: Diseño del Tablero, mientras en la Tabla 1 se puede ver el diseño del armado del tablero.

Tabla 1

Diseño del tablero				
Sección	Dirección		Varillas	Área (in ²)
Tablero	Transversal	Superior	Ø4@12	0.2
		Inferior	Ø5@12	0.31
	Longitudinal	Superior	Ø4@12	0.2
		Inferior	Ø5@12	0.31
Voladizo	Transversal	Superior	Ø5@12	0.31
		Inferior	Ø5@12	0.31
	Longitudinal	Superior	Ø4@12	0.2
		Inferior	Ø5@12	0.31

Puentes de Acero

Para el proceso de diseño de los puentes de acero, se dispone de múltiples programas que facilitan el cálculo. El material usado para las vigas será ASTM A588 que corresponde a un acero que al oxidarse forma una capa protectora y evita la necesidad de recubrirlo o pintarlo, haciéndolo un gran material ya que dura mucho tiempo. La principal herramienta de diseño será el programa LRFD Simon, usando la función de análisis, el programa permite hacer una evaluación rápida de los múltiples tipos de falla en las vigas de manera que el proceso iterativo de diseño se desarrolla más rápido. Una vez que se tiene el diseño, se procede a hacer el chequeo de los estados límite tanto en construcción como en servicio. Es importante recordar que el programa LRFD Simon no toma en cuenta la carga de viento aplicada en el puente, por lo que se deben realizar los chequeos manualmente. Terminado el proceso de chequeos, queda pendiente hacer el diseño de los elementos complementarios al puente como son la cimentación y los rigidizadores transversales. Terminado la totalidad del diseño, resta solo el cálculo del costo del puente para después ser comparado en el análisis económico.

Puentes de Hormigón Pretensado

En lo concerniente a los puentes de hormigón pretensado el proceso de diseño es un poco más complejo que los puentes de acero, ya que no se posee una herramienta de diseño

automatizada. Usando el procedimiento especificado por Arroyo en su trabajo *Hormigón Pretensado* (2002) se diseñaron las vigas. Este procedimiento es el empleado por el ingeniero Fernando Romo (en la clase de hormigón pretensado de la USFQ), por este motivo se poseen programas de Excel desarrollados a lo largo del curso para facilitar el diseño. Una vez que se ha obtenido los parámetros básicos de geometría y fuerza de pretensado se puede buscar el sistema de cables y ductos de pretensado a ser utilizado. Usando los catálogos de Freyssinet (*El Pretensado Freyssinet*, 2010) se seleccionó el sistema de pretensado adecuado para cada diseño. Con el diseño terminado es necesario hacer los chequeos de estados límite, tanto de resistencia I como en construcción, ya que el diseño se realizó con cargas de servicio. Una vez comprobado el diseño de las vigas, solo queda terminar con el diseño de la cimentación y realizar el análisis económico posterior.

Puentes de Hormigón Armado

El diseño en hormigón armado es el más sencillo y, debido a que es la práctica más común, será usado como base para la comparación económica. El proceso de diseño está gobernado por las deflexiones, sin embargo, una vez que se ha diseñado basado en flexión y en deflexiones con cargas últimas, es necesario hacer un chequeo de estados límite tanto en servicio como en construcción. Es importante tomar en cuenta que se realizó un cálculo adicional para reducir la cantidad de acero de refuerzo en las zonas más cercanas a los apoyos, y así optimizar el diseño. Con el diseño básico de la viga, se procede a diseñar los cimientos y finalmente al cálculo de costo del puente.

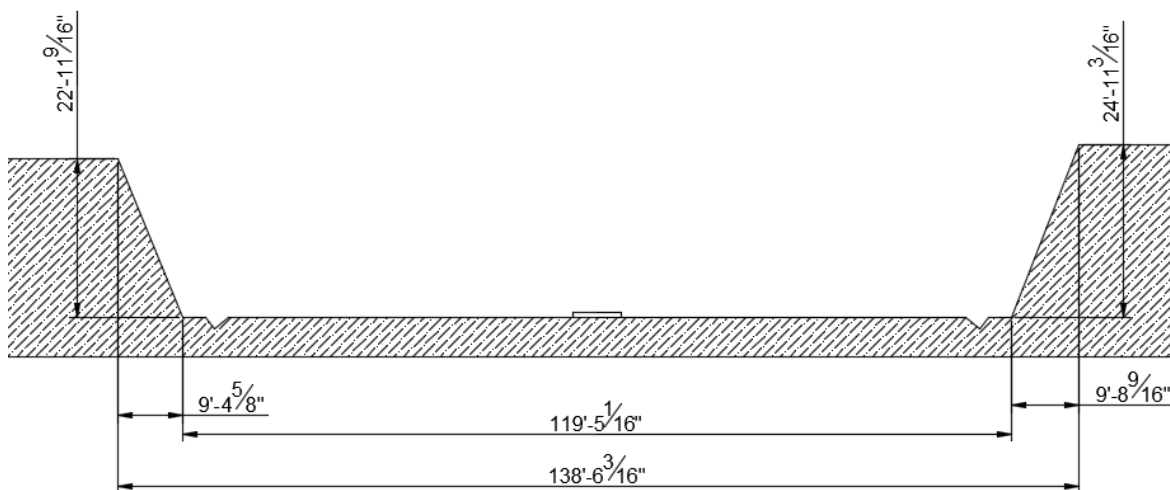
Diseño

Puente de 140 ft

Acero

La metodología de diseño a ser usada para la elaboración del diseño del puente en acero, será la establecida por la Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) en *Bridge Design Specification* (2012). Para diseñar un puente en acero existen múltiples factores a tomar en cuenta. Antes del diseño es necesario analizar el terreno y el suelo a ser usado. El terreno donde se ubicará el puente es el mostrado en la Figura 2

Figura 2



El primer paso, consiste en determinar el número de vigas que se van a requerir para poder soportar el puente. Por experiencias anteriores, se sabe que una distancia de entre 8-12 pies entre vigas sería adecuada. Basado en estos parámetros, se seleccionaron 3 vigas espaciadas a 12 pies. Dado que el diseño de la superestructura ya está preestablecido y es igual para todos los puentes diseñados en este trabajo, se puede proceder al cálculo de cargas. Las cargas muertas a ser tomadas en cuenta para el diseño se pueden ver en la Tabla 2, y un cálculo detallado de estos valores se encuentra en el Anexo 2. Las cargas DC1 representan los elementos estructurales como el tablero y las vigas, por otra parte

DC2 representa elementos no estructurales y DW está asociada con la superficie de rodadura, finalmente WS es la carga de viento aplicada en el puente.

Tabla 2

Cargas Muertas			
Tipo de carga		Carga	
DC1	Sin Vigas	1.53	k/ft
	Total	1.8370	k/ft
DC2		0.40	k/ft
DW		0.21	k/ft
WS	Construcción	0.341	k/ft
	Total	0.516	k/ft

Para el cálculo de las cargas vivas es necesaria la ayuda de LRFD Simon, ya que el cálculo es intensivo y requiere el uso de líneas de influencia. Las cargas vivas generan momentos y cortantes sobre la estructura que son de gran interés para el diseño. En el Anexo 1 se puede ver el cálculo detallado de los factores de carga viva que son vitales para la determinación del mismo. Estos factores están resumidos en la Tabla 3. El procedimiento utilizado para este cálculo es el especificado en el código AASHTO en el capítulo 4.6.2.2 (LRFD Bridge Design Specification, 2012, págs. 4-24 : 4-45)

Tabla 3

Factor de reducción de carga viva		
	Momento	Cortante
Un carril	0.95	0.95
Varios Carriles	0.829	1.114

Usando los factores y LRFD Simon se obtienen los momentos y cortantes tanto de carga viva como de cargas muertas, y estos se encuentran expuestos en detalle en el Anexo 2.

Una vez que se obtuvo los momentos y cortantes totales, se realizó un chequeo de varias de las formas por las cuales las vigas pueden fallar, siendo los estados límites seleccionados los que se muestran en Tabla 4. Con estos chequeos se puede comprobar que la viga cumple los requerimientos del capítulo 6 de AASHTO (LRFD Bridge Design

Specification, 2012, págs. 6-i : 6-332), tanto en construcción como en servicio, para las dos secciones transversales de la viga en sus puntos más críticos.

Tabla 4

Descripción de los chequeos de estado límite		
Chequeo	Artículo AASHTO	Descripcion
1	6.10.3.2.1	Resistencia a la fluencia patín superior en construcción
2	6.10.8.2.2	Pandeo local patín superior en construcción
3	6.10.8.2.3	Pandeo lateral torcional patín superior en construcción
4	6.10.3.2.2	Resistencia a la fluencia patín inferior en construcción
5	6.10.4.2.2	Deformación permanente en servicio del patín superior
6	6.10.4.2.2	Deformación permanente en servicio del patín inferior
7	6.10.7.1.2	Resistencia a flexión
8	6.10.2.2-1	Proporcionalidad $b/2t < 12$ patín superior
9	6.10.2.2-2	Proporcionalidad $b > D/6$ patín superior
10	6.10.2.2-3	Proporcionalidad $t > 1.1tw$ patín superior
11	6.10.2.2-1	Proporcionalidad $b/2t < 12$ patín inferior
12	6.10.2.2-2	Proporcionalidad $b > D/6$ patín inferior
13	6.10.2.2-3	Proporcionalidad $t > 1.1tw$ patín inferior

Las operaciones matemáticas realizadas para la comprobación de estos chequeos están divididas en dos anexos. El Anexo 3, muestra los chequeos de las propiedades de proporcionalidad de las vigas como lo pide el capítulo 6.10.2.2 (AASHTO, 2012, págs. 6-118: 6-120). Los cálculos de la resistencia y deformación de las vigas, tanto en construcción como en servicio, pueden verse en el Anexo 7. Es importante recordar que para la realización de algunos de los cálculos de resistencia, es necesario el cálculo de las propiedades de las secciones, desde construcción hasta servicio, y este se encuentra en el Anexo 5. La siguiente serie de tablas muestra la comparación de la capacidad de carga, contra las cargas aplicadas en cada uno de los modos de falla, a manera de un factor que varía desde 0 hasta 1. Este factor proviene de dividir la carga aplicada para la capacidad de la viga.

Tabla 5

X=33.33%=46.66 ft							
Sin Carga de Viento							
Chequeo	Artículo AASHTO	LRFD Simon		Calculado		Relación	
		$\sum x_i Q_i$	ϕR_n	$\sum x_i Q_i$	ϕR_n	LRFD SIMON	Calculado
1	6.10.3.2.1	38.38	50	38.264	50	0.768	0.765
2	6.10.8.2.2	38.38	50	38.264	50	0.768	0.765
3	6.10.8.2.3	38.38	41.27	38.264	41.263	0.930	0.927
4	6.10.3.2.2	26.47	50	26.395	50	0.529	0.528
5	6.10.4.2.2	35.88	47.5	35.681	47.5	0.755	0.751
6	6.10.4.2.2	45.25	47.5	44.943	47.5	0.953	0.946
7	6.10.7.1.2	13574.65	16790	13494.3	16790.4	0.808	0.804
8	6.10.2.2-1	8	12	8	12	0.667	0.667
9	6.10.2.2-2	16	10.83	16	10.8333	0.677	0.677
10	6.10.2.2-3	1	0.619	1	0.61875	0.619	0.619
11	6.10.2.2-1	6.1538462	12	6.15385	12	0.513	0.513
12	6.10.2.2-2	20	10.83	20	10.8333	0.542	0.542
13	6.10.2.2-3	1.625	0.619	1.625	0.61875	0.381	0.381

Tabla 6

X=50%=70 ft							
Sin Carga de Viento							
Chequeo	Artículo AASHTO	LRFD Simon		Calculado		Relación	
		$\sum x_i Q_i$	ϕR_n	$\sum x_i Q_i$	ϕR_n	LRFD SIMON	Calculado
1	6.10.3.2.1	34.73	50	34.57	50	0.695	0.691
2	6.10.8.2.2	34.73	50	34.57	50	0.695	0.691
3	6.10.8.2.3	34.73	41.27	34.57	41.263	0.842	0.838
4	6.10.3.2.2	24.54	50	24.43	50	0.491	0.489
5	6.10.4.2.2	33.68	47.5	33.452	47.5	0.709	0.704
6	6.10.4.2.2	42.81	47.5	42.668	47.5	0.901	0.898
7	6.10.7.1.2	15206.65	18403	15182.2	18403	0.826	0.825
8	6.10.2.2-1	5.8181818	12	5.81818	12	0.485	0.485
9	6.10.2.2-2	16	10.83	16	10.8333	0.677	0.677
10	6.10.2.2-3	1.375	0.619	1.375	0.61875	0.450	0.450
11	6.10.2.2-1	5	12	5	12	0.417	0.417
12	6.10.2.2-2	20	10.83	20	10.8333	0.542	0.542
13	6.10.2.2-3	2	0.619	2	0.61875	0.309	0.309

La Tabla 5 y Tabla 6 muestran los chequeos de estados límite para las dos secciones del puente de acero en sus puntos más críticos, además de una comparación entre los factores calculados por el programa LRFD Simon y los encontrados manualmente mediante los

procedimientos detallados en el Anexo 7. Como ya se mencionó anteriormente, LRFD Simon no toma en cuenta las cargas de viento, por lo que es muy importante realizar los chequeos incluyendo esta consideración. La Tabla 7 y Tabla 8 muestran los factores tomando en cuenta la carga de viento, y se puede ver que no son muy distintos a los de LRFD Simon, por lo que concluimos que no cambiarán mayormente el diseño y no es necesario rediseñar las vigas, pero si hacer una comprobación.

Tabla 7

X=33.33%=46.66 ft							
Con Carga de Viento							
Chequeo	Artículo AASHTO	LRFD Simon		Calculado		Relación	
		$\sum x_i Q_i$	ϕR_n	$\sum x_i Q_i$	ϕR_n	LRFD SIMON	Calculado
1	6.10.3.2.1	38.38	50	38.264	50	0.768	0.765
2	6.10.8.2.2	38.38	50	38.264	50	0.768	0.765
3	6.10.8.2.3	38.38	41.27	38.264	41.263	0.930	0.927
4	6.10.3.2.2	26.47	50	26.395	50	0.529	0.528
5	6.10.4.2.2	35.88	47.5	35.681	47.5	0.755	0.751
6	6.10.4.2.2	45.25	47.5	45.21	47.5	0.953	0.952
7	6.10.7.1.2	13574.65	16790	13533.6	16790.4	0.808	0.806
8	6.10.2.2-1	8	12	8	12	0.667	0.667
9	6.10.2.2-2	16	10.83	16	10.8333	0.677	0.677
10	6.10.2.2-3	1	0.619	1	0.61875	0.619	0.619
11	6.10.2.2-1	6.1538462	12	6.15385	12	0.513	0.513
12	6.10.2.2-2	20	10.83	20	10.8333	0.542	0.542
13	6.10.2.2-3	1.625	0.619	1.625	0.61875	0.381	0.381

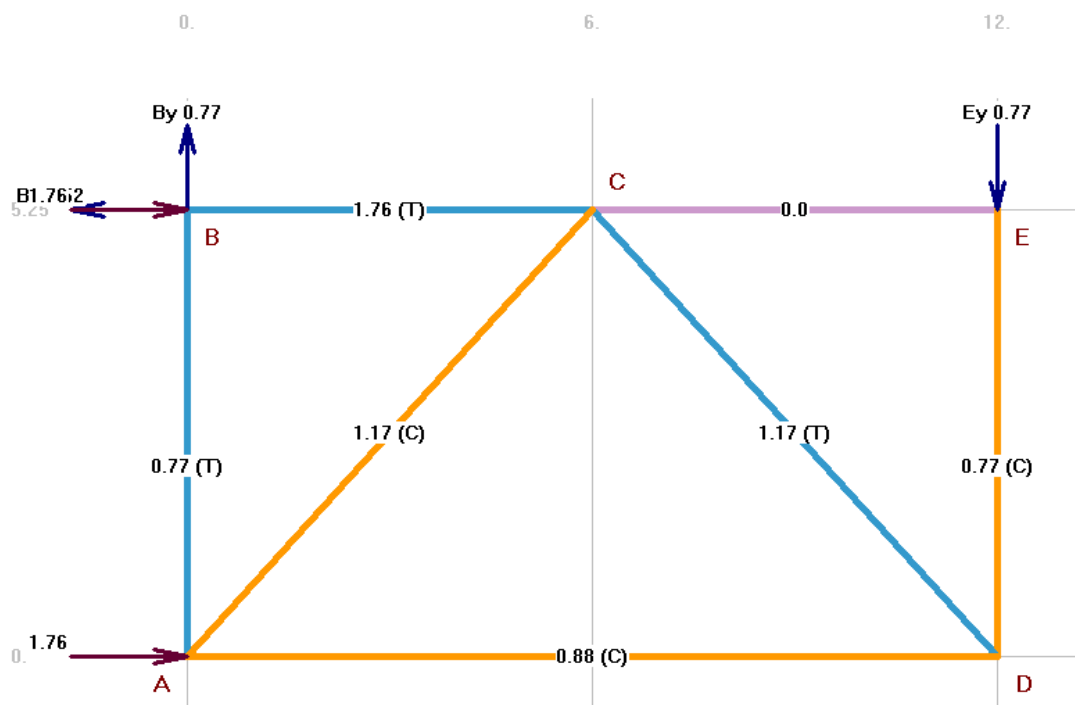
Tabla 8

X=50%=70 ft							
Con Carga de Viento							
Chequeo	Artículo AASHTO	LRFD Simon		Calculado		Relación	
		$\sum x_i Q_i$	ϕR_n	$\sum x_i Q_i$	ϕR_n	LRFD SIMON	Calculado
1	6.10.3.2.1	34.73	50	35.988	50	0.695	0.720
2	6.10.8.2.2	34.73	50	35.988	50	0.695	0.720
3	6.10.8.2.3	34.73	41.27	35.042	41.263	0.842	0.849
4	6.10.3.2.2	24.54	50	26.224	50	0.491	0.524
5	6.10.4.2.2	33.68	47.5	33.452	47.5	0.709	0.704
6	6.10.4.2.2	42.81	47.5	42.919	47.5	0.901	0.904
7	6.10.7.1.2	15206.65	18403	15226.3	18403	0.826	0.827
8	6.10.2.2-1	5.8181818	12	5.81818	12	0.485	0.485
9	6.10.2.2-2	16	10.83	16	10.8333	0.677	0.677
10	6.10.2.2-3	1.375	0.619	1.375	0.61875	0.450	0.450
11	6.10.2.2-1	5	12	5	12	0.417	0.417
12	6.10.2.2-2	20	10.83	20	10.8333	0.542	0.542
13	6.10.2.2-3	2	0.619	2	0.61875	0.309	0.309

Es importante recalcar que el chequeo que controla el diseño, es la deformación en el patín inferior en servicio del centro de la viga para ambas secciones, a pesar que el pandeo lateral torsional también da un factor alto. El diseño final de las vigas es el mostrado en el Anexo 11.

En este punto está terminado el diseño de las vigas del puente, y solo quedan por diseñar los rigidizadores y la cimentación para terminar por completo el diseño, y poder hacer el análisis económico del costo. Para diseñar los rigidizadores, las únicas cargas a ser tomadas en cuenta son las cargas de viento y la estructura funcionará como una armadura únicamente con fuerzas axiales. Para facilitar el diseño se utiliza el programa MD Solids para el cálculo de las fuerzas de la armadura, y se considera que las fuerzas se dividen equitativamente entre el patín inferior y patín superior de la viga. Los resultados a este análisis se ven en la Figura 3.

Figura 3



A partir de estos resultados se procede al diseño de los miembros del rigidizador. Para abaratar su costo, se toman dos miembros, uno para los tramos AC, BC, CD y CE y otro para el tramo AD. Este diseño es realizado usando las tablas dadas por AISC en el *Steel Construction Manual* (2012), de manera que se facilita mucho. Lo que controla el diseño son las cargas a compresión, y dado que no se sabe el lado del viento se toma los máximos como compresión, y se diseña tomando en cuenta que el limitante es la esbeltez de los elementos. El detalle de este diseño está en el Anexo 10. Las secciones elegidas para AC, BC, CD y CE deben ser $L4 \times 3\frac{1}{2} \times \frac{1}{4}$, mientras que la de AD es $L5 \times 5 \times \frac{5}{16}$ construidos en acero ASTM A588 el cual al igual que en las vigas al oxidarse crea una capa protectora previniendo el deterioro de las partes.

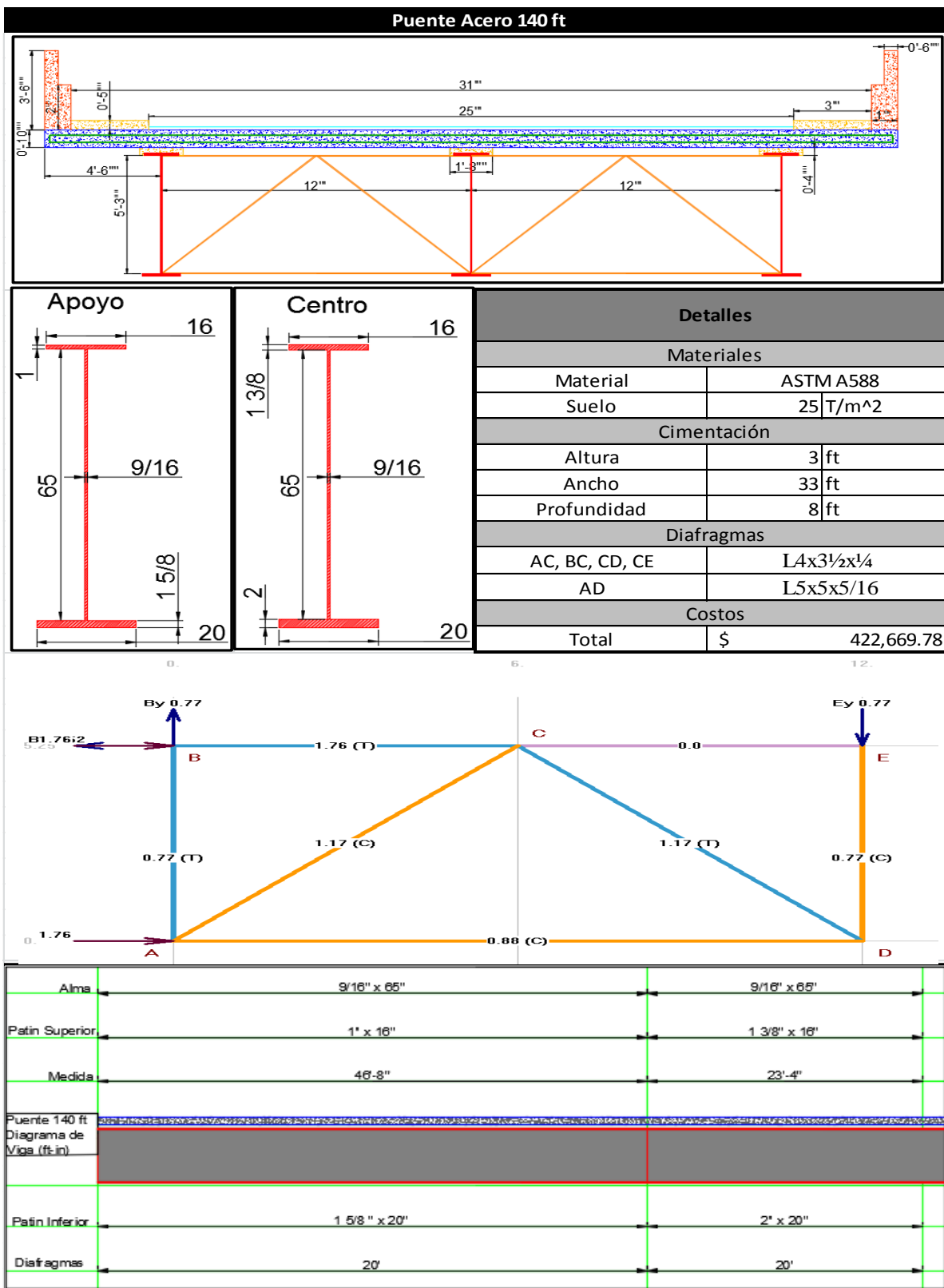
La parte final del diseño es la cimentación. Para diseñarla es necesario calcular la carga total en cada apoyo, para luego mediante un bloque de hormigón transmitirla al suelo. La capacidad portante del suelo es de $25 \frac{T}{m^2}$ a 2 metros de la superficie y se tomará una cimentación del ancho del puente por una altura mínima de 3 pies y una profundidad

diseñada de acuerdo con las cargas. Las dimensiones finales son de $3\text{ ft} * 8\text{ ft} * 33\text{ ft}$ y

El diseño se puede ver detallado en el Anexo 8.

Con el diseño terminado es necesario calcular el costo del puente, para lo cual se usaron los precios unitarios de la Cámara de la Construcción de Quito (CAMICON) (Rubros Referenciales - Costo directo, 2014), y adicionalmente se realizaron cotizaciones a diferentes empresas especializadas en los distintos materiales. El cálculo final de los precios unitarios está basado en la experiencia del Ingeniero Carlos Bustamante Corral. En el Anexo 13 se encuentra la tabla detallada con los costos del puente que suman \$ 422,669.78 como costo de la obra. La tabla a continuación muestra un resumen general del diseño.

Tabla 9



Hormigón Pretensado

Es importante recalcar que el puente en hormigón pretensado será ubicado en el terreno mostrado en la Figura 2, y el material de las vigas será la mayor diferencia entre los puentes. En un puente de hormigón el peso propio de la viga es el factor más importante en el diseño, y para controlar la altura se usaron 4 vigas en lugar de 3. Otra gran diferencia entre el diseño en hormigón y el de acero, es que en el caso de hormigón la sección transversal de la viga se mantiene a todo lo largo de la misma. El diseño en hormigón pretensado es iterativo de manera que requiere el cálculo repetitivo, tanto de los factores de carga viva usados para calcular los momentos y cortantes sobre cada viga, así como también de la fuerza de pretensado y las dimensiones de la viga. Para lograr esto de manera efectiva, se usó un programa de Excel desarrollado en el curso de hormigón pretensado con el ingeniero Fernando Romo. Luego del proceso de iteración, los factores de carga viva finales se pueden ver en la Tabla 10. El cálculo detallado de cómo se obtuvo la sección transversal está expuesto en el Anexo 6

Tabla 10

Factor de reducción de carga viva		
	Momento	Cortante
Un carril	0.825	0.86
Varios Carriles	0.926	1.114

Las cargas mostradas en el Anexo 2 fueron calculadas conjuntamente con el diseño de la viga de manera iterativa, de manera que la geometría final incluye todas las cargas aplicadas. La carga viva se calculó, al igual que el puente en acero, usando LRFD Simon y los momentos y cortantes de la misma están expuestos en el Anexo 2. La Tabla 11 muestra las cargas aplicadas sobre el puente, en las que a diferencia del puente de acero la carga de viento WS no es una parte importante del diseño, ya que el hormigón no se comporta como el acero y problemas como el pandeo lateral torsional y pandeo local no ocurren.

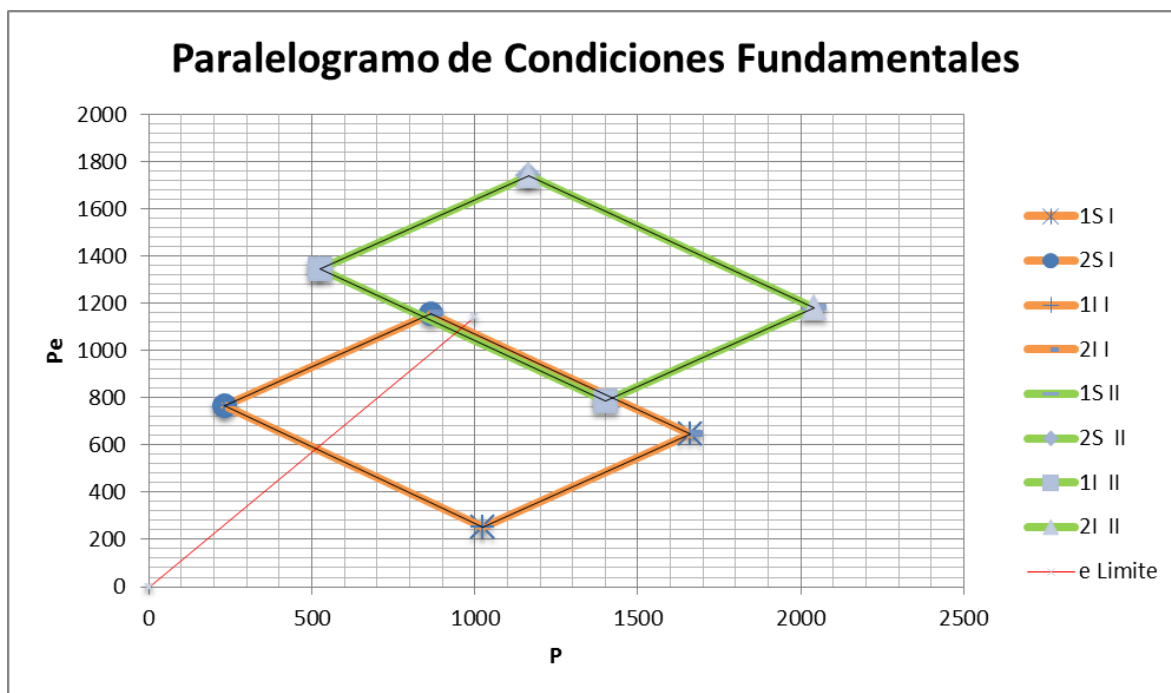
Tabla 11

Tipo de carga		Carga	
DC1	Sin Vigas	1.17	k/ft
	Total	3.0061	k/ft
DC2		0.30	k/ft
DW		0.16	k/ft
WS	Construcción	0.507	k/ft
	Total	0.682	k/ft

Con las cargas establecidas, el diseño requiere el cálculo de la fuerza de pretensado a ser usada y para ello es de gran importancia determinar el sistema de pretensado que será utilizado. Por conveniencia y facilidad de diseño las vigas serán prefabricadas y postensadas cuando el hormigón haya alcanzado su resistencia de diseño de $500 \frac{kg}{cm^2}$. Por precaución de diseño, la resistencia efectiva permitida para el diseño es únicamente de $200 \frac{kg}{cm^2}$. La combinación de carga usada para diseñar, resulta ser de servicio, y posteriormente se debe revisar las condiciones de construcción y resistencia I mostradas en capítulo 3.4.1 (LRFD Bridge Design Specification, 2012, págs. 3-8 : 3-15).

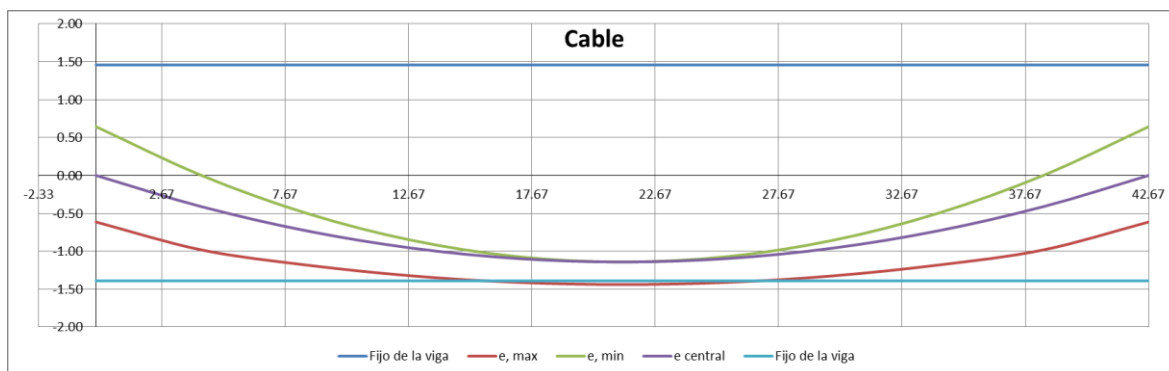
El procedimiento de diseño explicado por Arroyo (Hormigón Pretensado, 2002) toma en cuenta una construcción por etapas, donde en la etapa I la viga prefabricada trabaja por sí sola para resistir el peso del tablero cuando aún este está fresco. Posteriormente en la etapa II las vigas trabajan conjuntamente con el tablero, logrando así una mayor resistencia y la máxima optimización de la sección transversal. Es importante aclarar, que por el sistema de construcción por etapas es necesario usar el mismo hormigón de $500 \frac{kg}{cm^2}$ para la viga y el tablero y usar aditivo para lograr la adecuada adherencia entre las partes. Como resultado de este sistema de diseño, se obtiene el paralelogramo de intersección mostrado en la Figura 4. Se puede ver que los paralelogramos de la etapa I y etapa II apenas se intersectan, lo que es prueba de que el diseño propuesto es óptimo para las condiciones particulares de este puente.

Figura 4



La fuerza efectiva de pretensado P calculada es 945.42 toneladas a una excentricidad límite “ e ”. Este valor está controlado por el sistema de pretensado, basado en los manuales técnicos de Freyssinet (2010, págs. 7-10), y se calculó con la distancia entre el centro de los tendones y el borde de la viga. Dado que la fuerza mencionada anteriormente es la mínima posible para el funcionamiento de la misma, y tomando en cuenta la capacidad de los tendones pretensados, se optó por usar 3 tendones. El cálculo detallado de la fuerza en cada uno de los tendones y su geometría se encuentra en el Anexo 4, y la geometría final de las secciones transversales de las vigas está expuesta en el Anexo 11. La geometría del cable es una curva parabólica simple por lo que la construcción de la viga no es extremadamente complicada. Esta geometría se puede ver en la Figura 5.

Figura 5



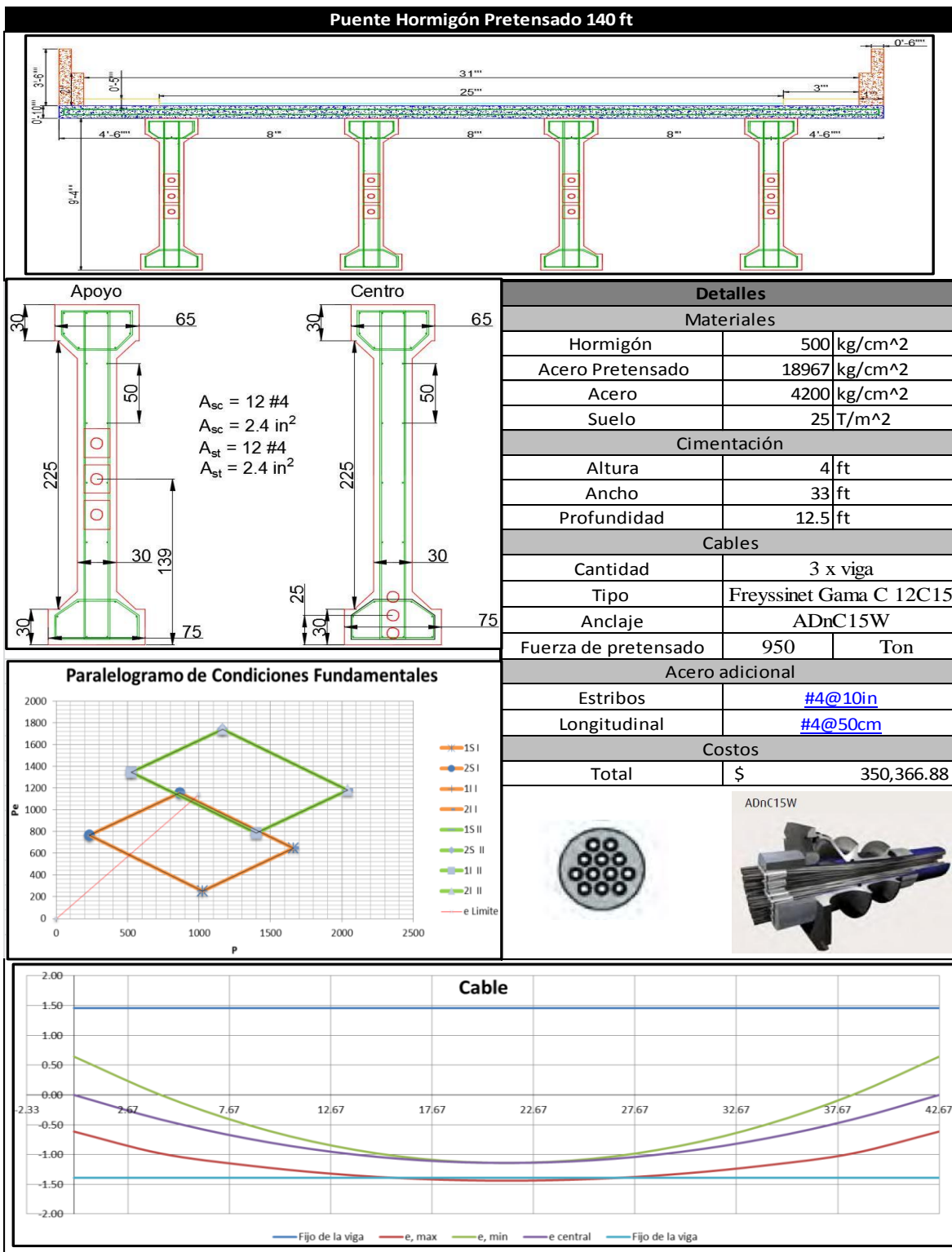
Es importante tomar en cuenta que los cables en conductos de PVC sin relleno requieren refuerzos de estribos adicionales detallados en las especificaciones técnicas del fabricante (El Pretensado Freyssinet, 2010, págs. 11-13). Finalmente, es clave especificar que la fuerza de pretensado calculada es la efectiva y no la que se aplica al cable, la fuerza efectiva usada es de 950 Ton. Por una serie de efectos en el hormigón como su retracción y fisuramiento se producen pérdidas, las cuales sumadas con las causadas por la distención del acero del cable y la retracción del mismo para sellar en los sistemas de anclaje en cada extremo, llegan a ser de un 20-30% y es difícil de cuantificar exactamente. Por esta razón la fuerza de tensado en el cable no es tomada en cuenta como parte del cálculo y se asume que un experto enviado por la empresa fabricante del sistema será quien realice ese proceso de tensado y montado.

Una vez terminado el proceso principal de diseño, el siguiente paso es hacer un chequeo de los múltiples modos de falla de las vigas de acuerdo con el capítulo 5 del código AASHTO (LRFD Bridge Design Specification, 2012, págs. 5-1 : 5-260). Es necesario evaluar la resistencia a momento y cortante, tanto en construcción como en resistencia I, así como también, revisar las cantidades necesarias de acero de refuerzo para el control de fisuras con sus cantidades mínimas requeridas. Lo primero es chequear la resistencia a momento de la viga, tanto en construcción como en resistencia I, lo cual representa un estado de

cargas último. Siguiendo las especificaciones del capítulo 5.7.3.2 (págs. 5-41:5-42) se ve que el diseño propuesto cumple los requerimientos del código. El siguiente chequeo a realizar es la resistencia a cortante siguiendo las mismas combinaciones de carga como lo explica el capítulo 5.8.3.3 (págs. 5-67: 5-77). Completado este chequeo, se procede a agregar el acero longitudinal y transversal para el control de fisuras en la viga, así como requiere en la sección 5.6.3.6 (págs. 5-34 : 5-35). Finalmente se realizó un chequeo del acero transversal y longitudinal mínimo como lo requiere la sección 5.7.3.3 (págs. 5-43:5-44). El procedimiento de cálculo detallado en estos chequeos y diseño se puede ver en el Anexo 7. Una vez terminados estos diseños, obtenemos los dibujos de las secciones de la viga en el Anexo 11, donde además se notan los refuerzos requeridos y la sección transversal del puente en el Anexo 12.

La parte final del diseño corresponde a la cimentación, la cual es diseñada a base del peso total del puente, por lo que mientras más pesado sea más grande será esta. Las dimensiones de la cimentación son $25\text{ ft} * 33\text{ ft} * 4\text{ ft}$ de profundidad, ancho y alto respectivamente; el detalle del cálculo está expuesto en el Anexo 8. Con el diseño terminado, es posible hacer el cálculo del costo total del puente para compararlo posteriormente con los obtenidos en otros materiales. El puente costará \$ 350,366.88 y el detalle se encuentra en el Anexo 13, mientras la Tabla 12 muestra un resumen del diseño completo.

Tabla 12



Hormigón Armado

Diseñar un puente en hormigón armado, en especial uno de más de 40 metros resulta poco práctico y no se requiere un gran cantidad de cálculos para concluir que las vigas necesarias para lograr la resistencia requerida son extremadamente aperaltadas haciéndolas imprácticas y disfuncionales. A pesar de esto, el diseño del puente en hormigón armado de 140 ft ha sido realizado para tener una comparación de costos. Al igual que el puente de hormigón pretensado, este diseño será realizado usando 4 vigas y por las características del material no hace falta ningún tipo de rigidizador. Dado que usar hormigón de 240 o 280 $\frac{kg}{cm^2}$ crearía vigas aún más aperaltadas que las expuestas a continuación, se determinó que un hormigón de 350 $\frac{kg}{cm^2}$ esta dentro de lo razonable para la construcción de puentes.

El primer paso para el diseño es el cálculo de las cargas aplicadas, dado que el peso propio de la viga es la mayor carga, el cálculo para el diseño deberá ser iterativo. Las cargas vivas aplicadas fueron calculadas usando LRFD Simon como herramienta con los factores mostrados en la Tabla 13.

Tabla 13

Factor de reducción de carga viva		
	Momento	Cortante
Un carril	0.825	0.86
Varios Carriles	0.945	1.114

Tras obtener los factores de carga viva y procediendo a realizar el diseño tradicional en hormigón armado, el método del diseño basado en encontrar un balance entre la cantidad hormigón y acero debido al gran tamaño de las vigas, por la luz que deben cubrir, resulta tener una gran cantidad de acero. Debido a que la distancia que debe cubrir el puente es sumamente larga y la viga sale muy grande y esbelta, en este caso no se siguió el proceso

mencionado anteriormente para reducir la cantidad de acero, y en lugar de esto la sección transversal mostrada en el Anexo 11 se mantiene constante a todo lo largo del puente.

El diseño del tablero es el mismo para todos los puentes y se puede encontrar en el Anexo

9. Las cargas, momentos y cortantes se pueden ver en la Tabla 14, Figura 6, Figura 7 respectivamente, mientras que los cálculos detallados están en el Anexo 2.

Tabla 14

Tipo de carga		Carga	
DC1	Sin Vigas	1.44	k/ft
	Total	8.8445	k/ft
DC2		0.30	k/ft
DW		0.16	k/ft
WS	Construcción	0.507	k/ft
	Total	0.682	k/ft

Figura 6

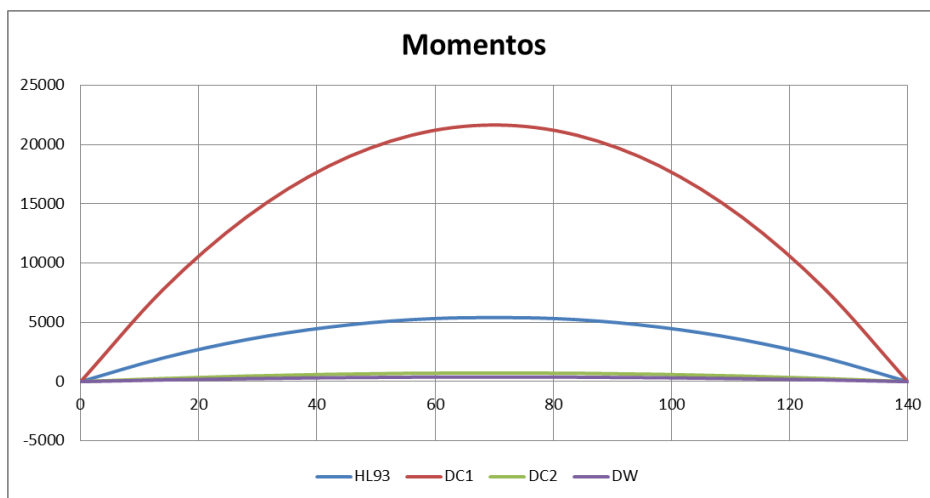
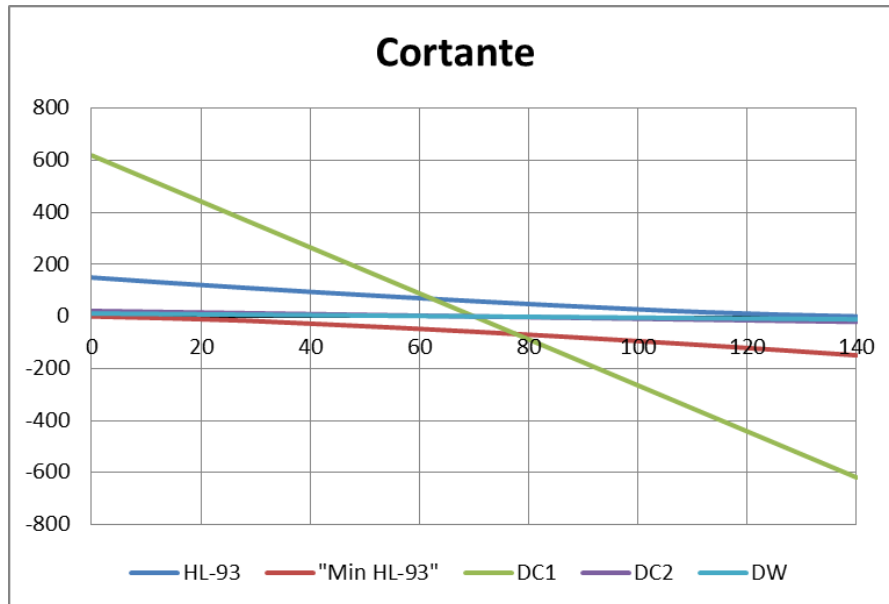


Figura 7



En puentes de hormigón armado el diseño resulta estar controlado por las deflexiones. Es importante recordar que el diseño es un proceso iterativo y que los resultados expuestos en este documento corresponden al resultado final. Usando el estado de cargas último y de construcción, se analizaron las condiciones de fluencia para en cada una de las dos circunstancias calcular la capacidad de momento de la viga. En construcción el momento máximo que resiste la viga se da cuando existe fluencia tanto en tensión como en compresión. Por otra parte el momento máximo de la viga compuesta con el tablero se da cuando existe fluencia en el lado inferior, correspondiente a la tensión, pero no existe fluencia en las fibras de compresión. Este cálculo está basado en un análisis de momentos en la sección de la viga, para así calcular la resistencia, por lo que posteriormente será chequeado con las ecuaciones del código.

Las deflexiones son el siguiente parámetro a chequear para completar el diseño por flexión. Usando un estado de cargas de servicio donde las cargas vivas tienen un factor asociado de 1.3, mientras que las cargas muertas no tienen factor, se calcularon según las ecuaciones especificadas en la sección 5.7.3.6 (AASHTO, 2012, págs. 5-47 , 5-48) para el cálculo de deflexiones permanentes y están expuestas en el Anexo 6 junto con los documentos de

diseño. Estas deformaciones controlan el diseño, ya que el código AASHTO limita la deformación máxima a $\frac{L}{800}$ donde L representa el largo de la luz para puentes de hormigón armado.

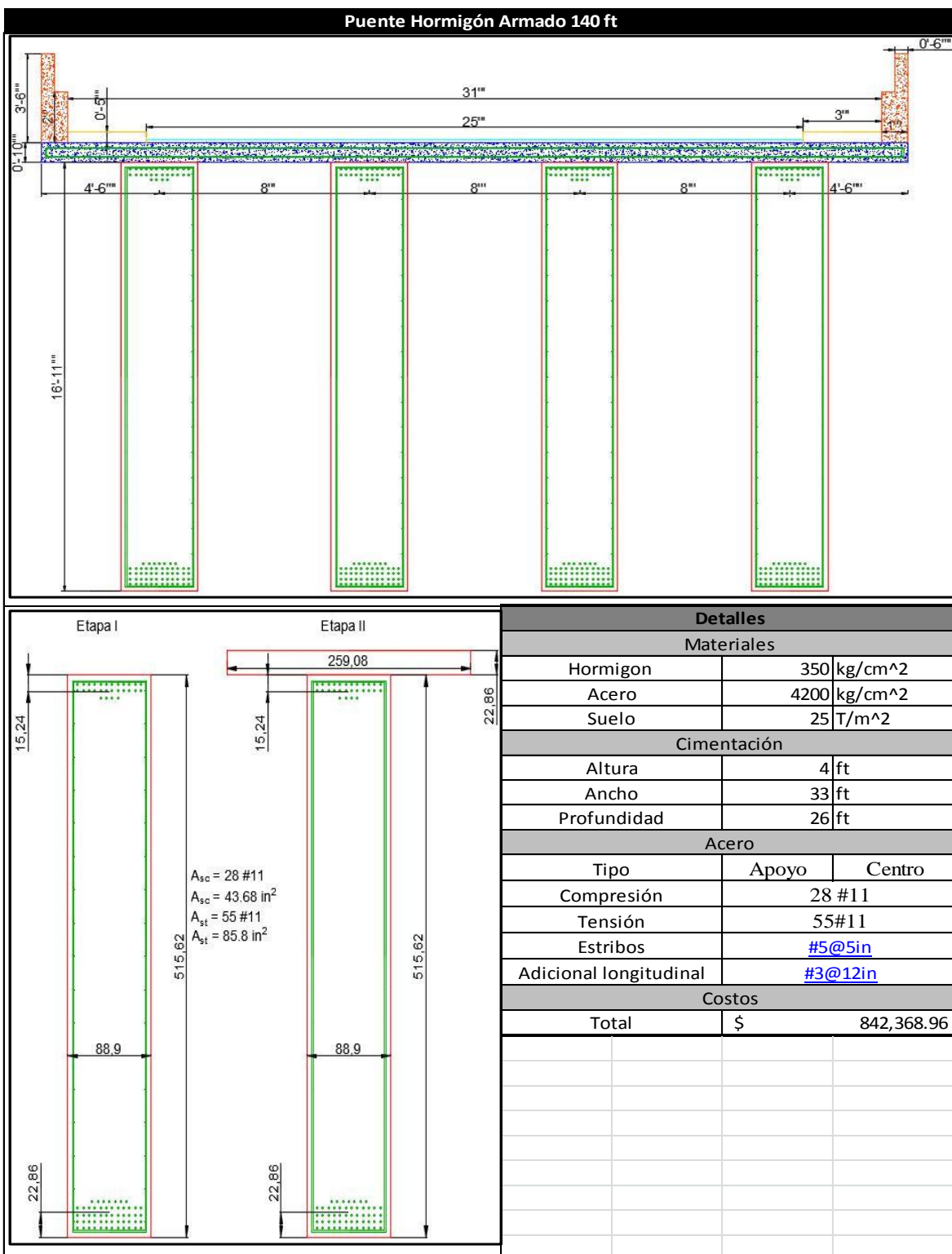
Una vez determinado el diseño final en hormigón, es muy importante revisar que se cumplan todas las condiciones que exige la AASHTO, por lo que se revisaron la resistencia a cortante, flexión y se calcularon las cantidades de acero necesario para el control de fisuras y en estribos. Adicionalmente se chequearon las cantidades mínimas pedidas por el código. Esta parte de los chequeos es muy similar al diseño en hormigón pretensado y los detalles de cálculo se encuentran en el Anexo 7.

El chequeo de la resistencia a momento en construcción y servicio es realizado siguiendo los parámetros establecidos en la sección 5.7.3.2 del código AASHTO (LRFD Bridge Design Specification, 2012, págs. 5-41, 5-42). Es necesario también cumplir con la resistencia a cortante de la viga y para esto, siguiendo las normas de la sección 5.8.3.2 (AASHTO, 2012, págs. 5-65) se elige la ubicación donde el cortante será máximo y posteriormente se revisa las condiciones de servicio y construcción, de manera que la viga cumpla con los requisitos del capítulo 5.8.3.4.3 (págs. 5-73;5-75).

Para completar el diseño es necesario revisar las cantidades de acero mínimo, tanto transversal como longitudinal. Usando las condiciones para el control de fisura se diseñan los estribos definiendo el uso de estribos #5 cada 5 pulgadas a todo lo largo de la viga. Dado que la viga tiene una sección tan alta, es vital que se coloquen varillas a lo largo de la misma para controlar el fisuramiento. Estas varillas estarán ubicadas cada 12 pulgadas y serán #3, extendiéndose a todo lo largo de la viga. Los detalles de la construcción se pueden ver en los diagramas del Anexo 11, mientras que el detalle de los cálculos está en el Anexo 7.

Finalizado el diseño de la superestructura, solo queda el diseñar la cimentación y calcular los costos finales del puente para su posterior comparación. La cimentación se diseñó mediante la comparación de la capacidad de carga del suelo y las cargas ejercidas por el puente. Dado que el puente en hormigón armado resulta en la viga más grande y pesada, la cimentación también resulta ser muy grande. Para no realizar una excavación muy profunda las dimensiones finales de la cimentación son de 4 pies de profundidad por un ancho igual al de puente de 33 pies y una longitud paralela a la dirección del puente de 26 pies. Finalmente se calcularon los costos de construcción basado en los datos proporcionados por la Cámara de la Construcción Quito para llegar a un costo final de \$842,368.96 cuyo cálculo detallado se encuentra en el Anexo 13. La siguiente tabla muestra un resumen general de diseño.

Tabla 15

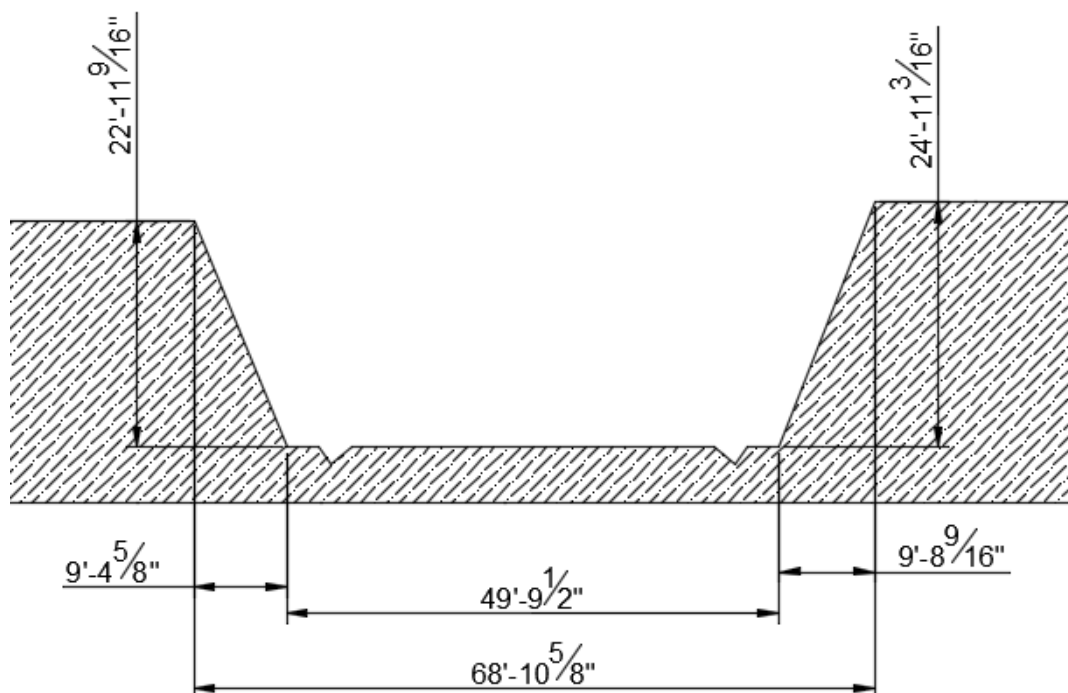


Puente de 70 ft

En la sección anterior, se expuso el diseño del puente de 140 pies de largo en tres materiales distintos de forma bastante detallada. Debido a que la principal diferencia entre esos puentes y los que se exponen a continuación es la longitud de los mismos, y para no repetir los procedimientos de diseño, las siguientes secciones del diseño muestran un resumen simplificado, resaltando únicamente las diferencias con los diseños anteriores.

El diseño del tablero mostrado al inicio del documento es igual para los puentes analizados a continuación, y adicionalmente el suelo sobre el cual se implantan es considerado igual al planteado en los diseños anteriores. La Figura 8 muestra el corte del lugar de implantación del puente

Figura 8



Acero

Una vez terminado el diseño en acero del puente de 140 pies el procedimiento para realizar el diseño del segundo puente es prácticamente igual al usado anteriormente. Debido a que el puente de 70 pies cubre menor distancia, pero soporta el mismo tráfico, la importancia de las cargas vivas en comparación con las cargas muertas, sube considerablemente. Los siguientes gráficos muestran los momentos y cortantes por cargas vivas y cargas muertas

Figura 9

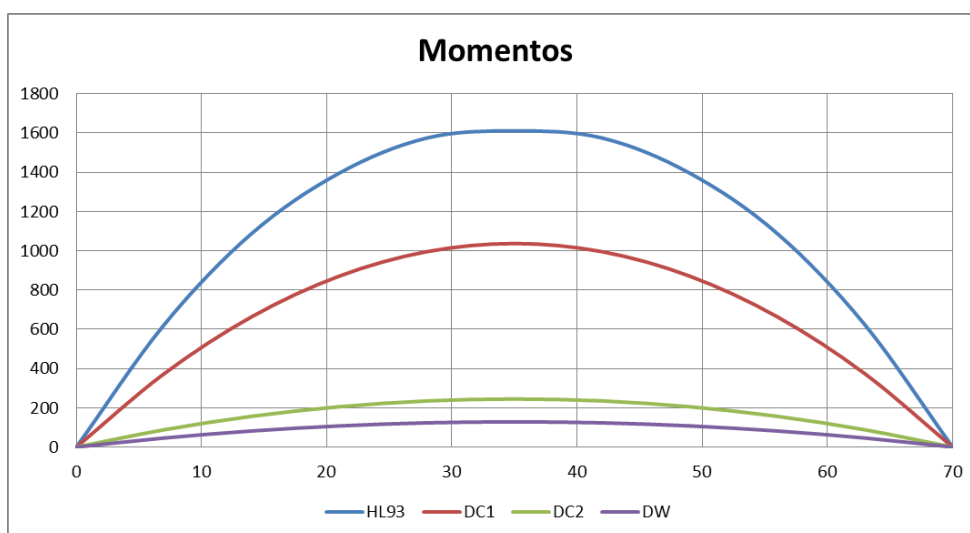
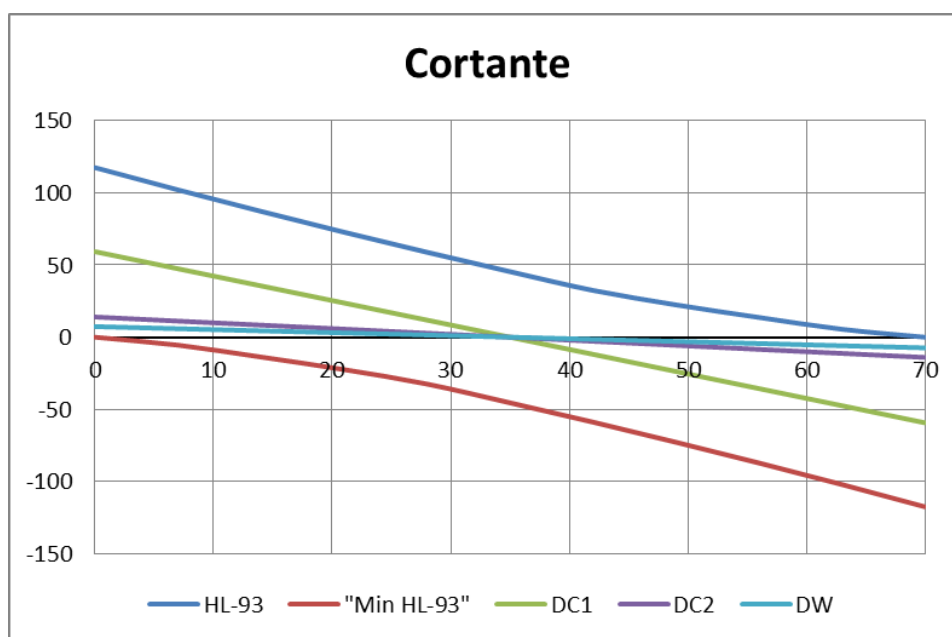


Figura 10



Usando estas cargas, se procedió a calcular las dimensiones necesarias de las vigas con la ayuda del programa LRFD Simon para facilitar el cálculo. En la Tabla 4 se pueden ver los capítulos que detallan las formas de falla establecidas en el código AASHTO (LRFD Bridge Design Specification, 2012). Debido a que el puente ha sido dividido en tercios y las dimensiones de la viga son distintas en los apoyos que en el centro, todos los chequeos deben ser realizados para ambas secciones. Recordando que el programa no toma en cuenta las cargas de viento aplicadas, es importante hacer estos mismos chequeos de manera manual para asegurar que las vigas están correctamente diseñadas. Las Tablas Tabla 16, Tabla 17, Tabla 18, Tabla 19 contienen los resultados de los chequeos de cada uno de los modos de falla, incluyendo y sin incluir la carga de viento para las dos secciones estudiadas en sus puntos más críticos.

Tabla 16

X=33.33%=23.33 ft							
Sin Carga de Viento							
Chequeo	Artículo AASHTO	LRFD Simon		Calculado		Relación	
		$\sum x_i q_i$	ϕR_n	$\sum x_i q_i$	ϕR_n	LRFD SIMON	Calculado
1	6.10.3.2.1	41.84	50	41.81	50	0.837	0.836
2	6.10.8.2.2	41.84	45.59	41.81	45.59	0.918	0.917
3	6.10.8.2.3	41.84	41.84	41.881	41.841	1.000	1.001
4	6.10.3.2.2	23.37	50	23.395	50	0.467	0.468
5	6.10.4.2.2	32.59	47.5	32.518	47.5	0.686	0.685
6	6.10.4.2.2	45.37	47.5	44.784	47.5	0.955	0.943
7	6.10.7.1.2	4165.4	5295	4100.85	5295.42	0.787	0.774
8	6.10.2.2-1	11.2	12	11.2	12	0.933	0.933
9	6.10.2.2-2	14	4.5	14	4.5	0.321	0.321
10	6.10.2.2-3	0.625	0.55	0.625	0.55	0.880	0.880
11	6.10.2.2-1	7.2	12	7.2	12	0.600	0.600
12	6.10.2.2-2	18	4.5	18	4.5	0.250	0.250
13	6.10.2.2-3	1.25	0.55	1.25	0.55	0.440	0.440

Tabla 17

X=50%=35 ft							
Sin Carga de Viento							
Chequeo	Artículo AASHTO	LRFD Simon		Calculado		Relación	
		$\sum x_i q_i$	ϕR_n	$\sum x_i q_i$	ϕR_n	LRFD SIMON	Calculado
1	6.10.3.2.1	37.54	50	37.552	50	0.751	0.751
2	6.10.8.2.2	37.54	46.74	37.552	46.739	0.803	0.803
3	6.10.8.2.3	37.54	44	37.552	44.004	0.853	0.853
4	6.10.3.2.2	23.12	50	23.132	50	0.462	0.463
5	6.10.4.2.2	29.62	47.5	29.491	47.5	0.624	0.621
6	6.10.4.2.2	45.55	47.5	45.514	47.5	0.959	0.958
7	6.10.7.1.2	4612.6	5709	4613.8	5709.26	0.808	0.808
8	6.10.2.2-1	10.666667	12	10.6667	12	0.889	0.889
9	6.10.2.2-2	16	4.5	16	4.5	0.281	0.281
10	6.10.2.2-3	0.75	0.55	0.75	0.55	0.733	0.733
11	6.10.2.2-1	8	12	8	12	0.667	0.667
12	6.10.2.2-2	20	4.5	20	4.5	0.225	0.225
13	6.10.2.2-3	1.25	0.55	1.25	0.55	0.440	0.440

Tabla 18

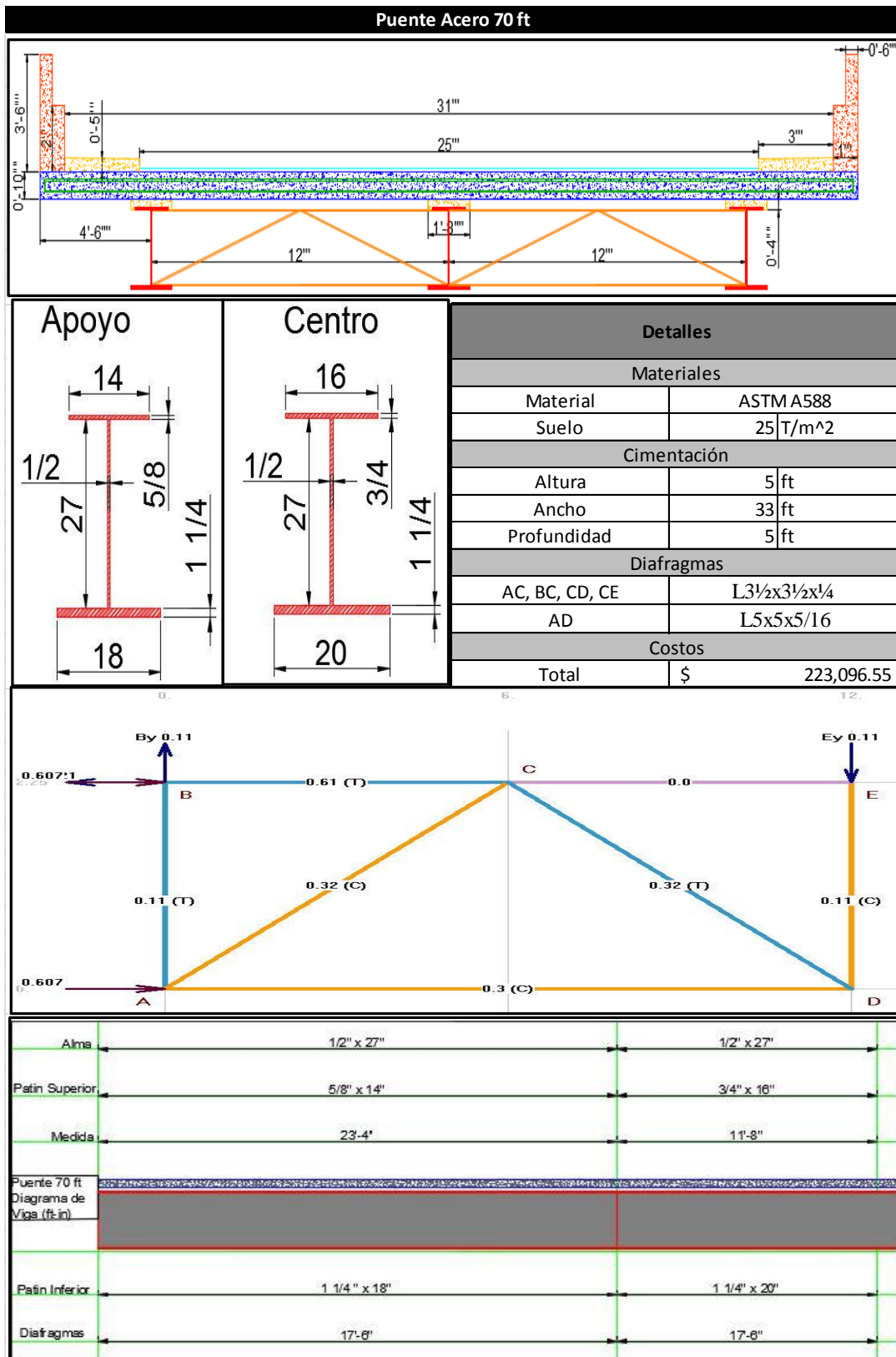
X=33.33%=23.33 ft							
Con Carga de Viento							
Chequeo	Artículo AASHTO	LRFD Simon		Calculado		Relación	
		$\sum x_i q_i$	ϕR_n	$\sum x_i q_i$	ϕR_n	LRFD SIMON	Calculado
1	6.10.3.2.1	41.84	50	43.079	50	0.837	0.862
2	6.10.8.2.2	41.84	45.59	43.079	45.59	0.918	0.945
3	6.10.8.2.3	41.84	41.84	42.28	41.841	1.000	1.010
4	6.10.3.2.2	23.37	50	24.593	50	0.467	0.492
5	6.10.4.2.2	32.9	47.5	32.518	47.5	0.693	0.685
6	6.10.4.2.2	45.82	47.5	44.924	47.5	0.965	0.946
7	6.10.7.1.2	4165.4	5295	4107.03	5295.42	0.787	0.776
8	6.10.2.2-1	11.2	12	11.2	12	0.933	0.933
9	6.10.2.2-2	14	4.5	14	4.5	0.321	0.321
10	6.10.2.2-3	0.625	0.55	0.625	0.55	0.880	0.880
11	6.10.2.2-1	7.2	12	7.2	12	0.600	0.600
12	6.10.2.2-2	18	4.5	18	4.5	0.250	0.250
13	6.10.2.2-3	1.25	0.55	1.25	0.55	0.440	0.440

Tabla 19

X=50%=35 ft							
Con Carga de Viento							
Chequeo	Artículo AASHTO	LRFD Simon		Calculado		Relación	
		$\sum x_i Q_i$	ϕR_n	$\sum x_i Q_i$	ϕR_n	LRFD SIMON	Calculado
1	6.10.3.2.1	37.54	50	38.469	50	0.751	0.769
2	6.10.8.2.2	37.54	46.74	38.469	46.739	0.803	0.823
3	6.10.8.2.3	37.54	44	37.8578	44.004	0.853	0.860
4	6.10.3.2.2	23.12	50	24.049	50	0.462	0.481
5	6.10.4.2.2	29.62	47.5	29.491	47.5	0.624	0.621
6	6.10.4.2.2	45.55	47.5	45.661	47.5	0.959	0.961
7	6.10.7.1.2	4612.6	5709	4620.92	5709.26	0.808	0.809
8	6.10.2.2-1	10.666667	12	10.6667	12	0.889	0.889
9	6.10.2.2-2	16	4.5	16	4.5	0.281	0.281
10	6.10.2.2-3	0.75	0.55	0.75	0.55	0.733	0.733
11	6.10.2.2-1	8	12	8	12	0.667	0.667
12	6.10.2.2-2	20	4.5	20	4.5	0.225	0.225
13	6.10.2.2-3	1.25	0.55	1.25	0.55	0.440	0.440

Con el diseño de la viga terminado y chequeado, y tomando en cuenta que el tablero se mantiene igual para todos los puentes, solo queda por diseñar los rigidizadores y la cimentación para terminar con el cálculo de costo del puente. Los detalles de diseño, chequeos y otros cálculos adicionales se encuentran en la sección de anexos. La Tabla 20 , más adelante, muestra un resumen del diseño para el puente en acero de 70 pies de largo.

Tabla 20



Hormigón Pretensado

En el caso del hormigón pretensado el puente al reducir la luz de 140 a 70 pies, reduce significativamente la altura de la viga, el peso propio, y con esta la cantidad de hormigón necesario. La reducción del peso propio de la viga resulta dar mayor importancia porcentual a la carga viva aplicada, sin embargo esta sigue siendo muy pequeña comparada con las cargas muertas. Las Figura 11 y Figura 12 muestran los momentos y cortantes de cada una de las cargas.

Figura 11

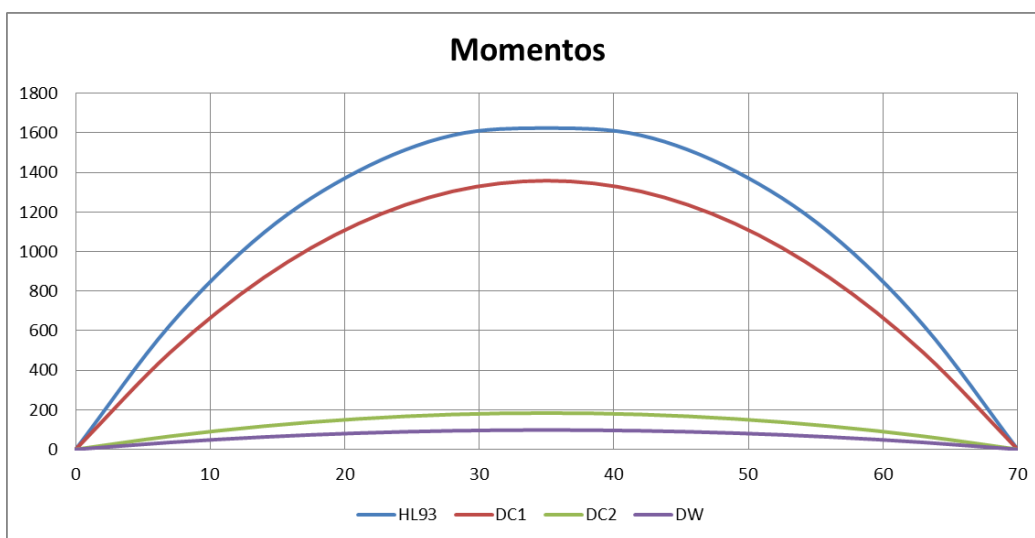
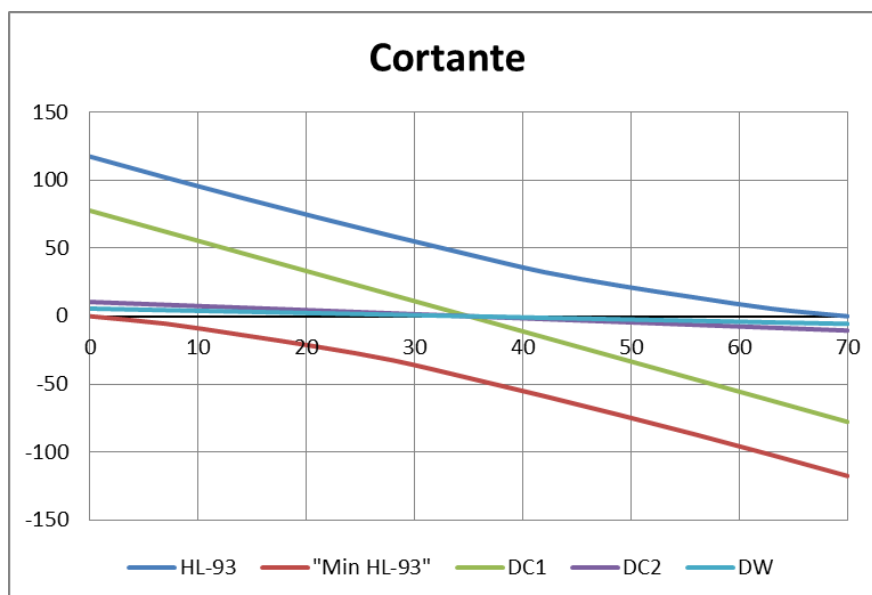
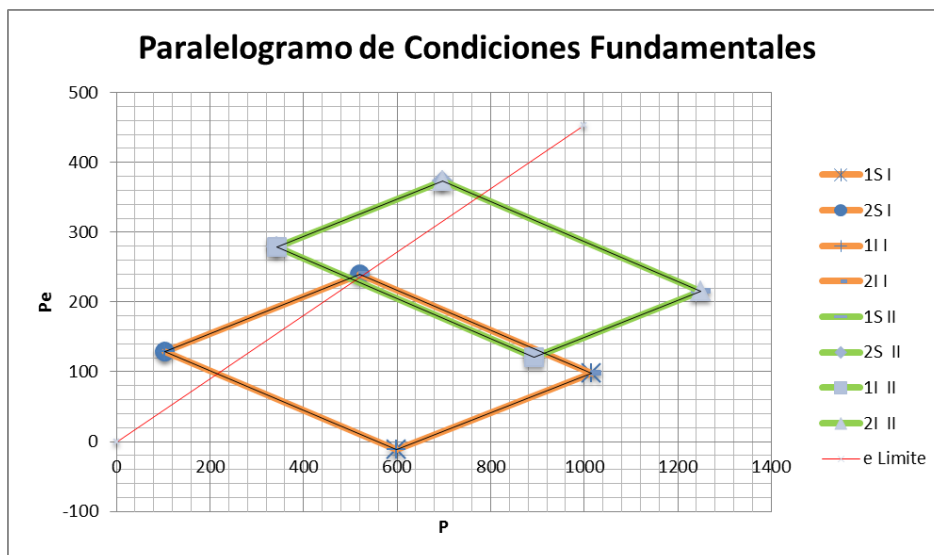


Figura 12



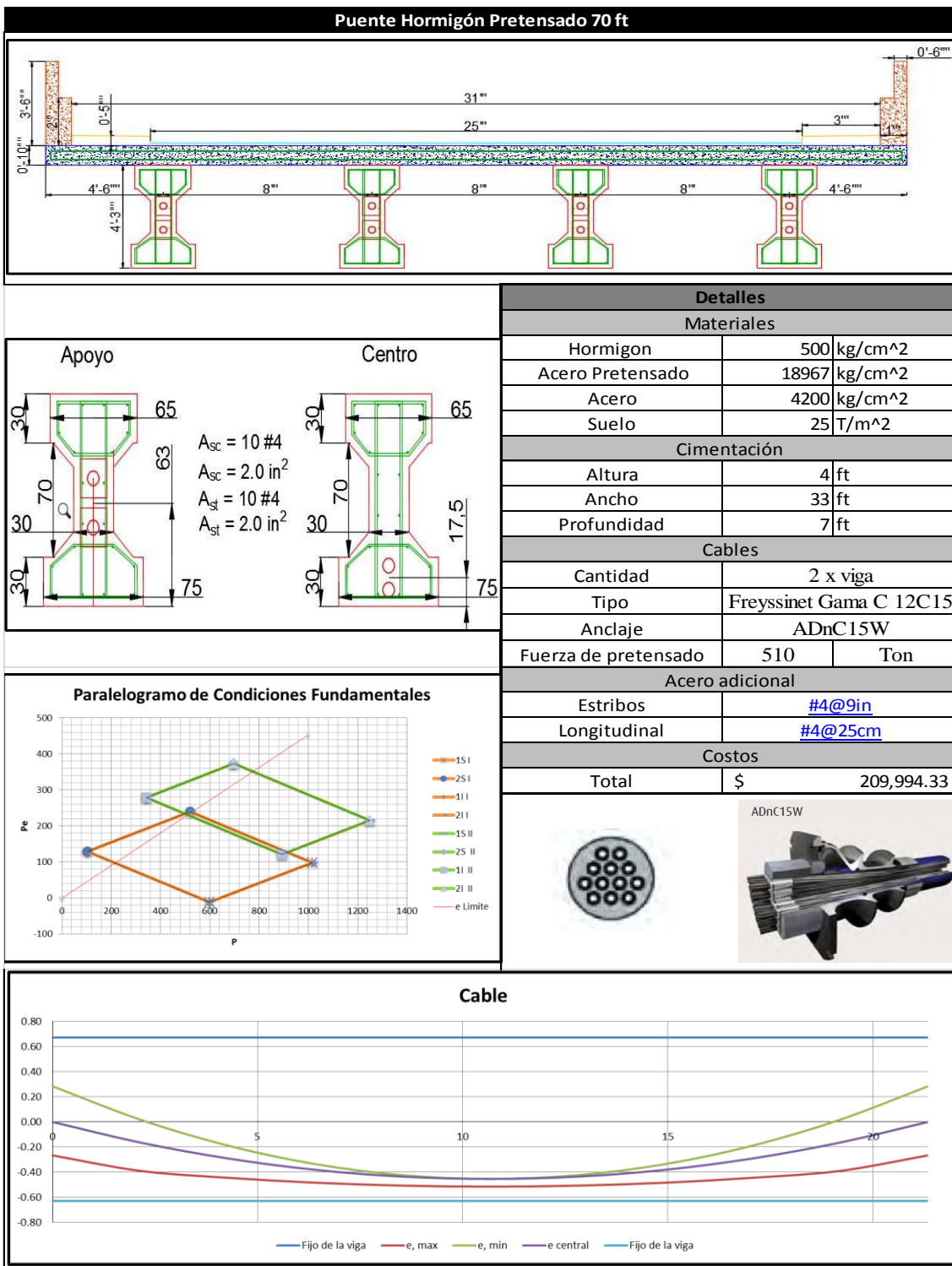
El proceso de diseño para este puente se mantiene exactamente igual al usado para el de 140 pies. Dicho esto, es importante recordar que a diferencia del puente de acero, este tendrá 4 vigas a todo lo largo y no existe la necesidad de usar rigidizadores, ya que el pandeo lateral torsional no es un problema significativo en las construcciones en hormigón. En la Figura 13 se ilustra el resultado del método de diseño dado por (Arroyo, 2002) que muestra claramente los paralelogramos de condiciones fundamentales para cada una de las dos etapas de construcción.

Figura 13



Finalmente, la totalidad del diseño, incluyendo la geometría de los cables y dimensiones de las vigas con sus correspondientes cantidades de acero esta mostrada en la Tabla 21. Es importante recalcar que todos los detalles de diseño se encuentran en los anexos : Anexo 1: Factores de Carga Viva, Anexo 2: Cargas y Momentos, Anexo 4: Geometría de los cables Pretensados, Anexo 6: Documentos de diseño, Anexo 7: Chequeos de Estados Límite, Anexo 8: Diseño de la cimentación, Anexo 11: Diagramas de las vigas, Anexo 12: Secciones transversales del puente y Anexo 13: Cálculo de Costos.

Tabla 21



Hormigón Armado

El último de los diseños de 70 pies, es el de sección de hormigón armado. Este diseño representa el material más utilizado actualmente en el Ecuador para puentes de este largo y menores, por lo que servirá como base para la comparación económica. A diferencia del primer diseño en hormigón armado planteado, se separa la viga en tres tramos y se reduce la cantidad de acero en las secciones cercanas a los apoyos, optimizando así el diseño.

El primer paso para diseñar consiste en el cálculo de los momentos y cortantes, pudiéndose ver que en comparación al anterior, la carga viva tiene una mayor importancia, pero el principal factor es el peso propio de la viga. Las figuras más adelante muestran los momentos y cortantes en cada viga.

Figura 14

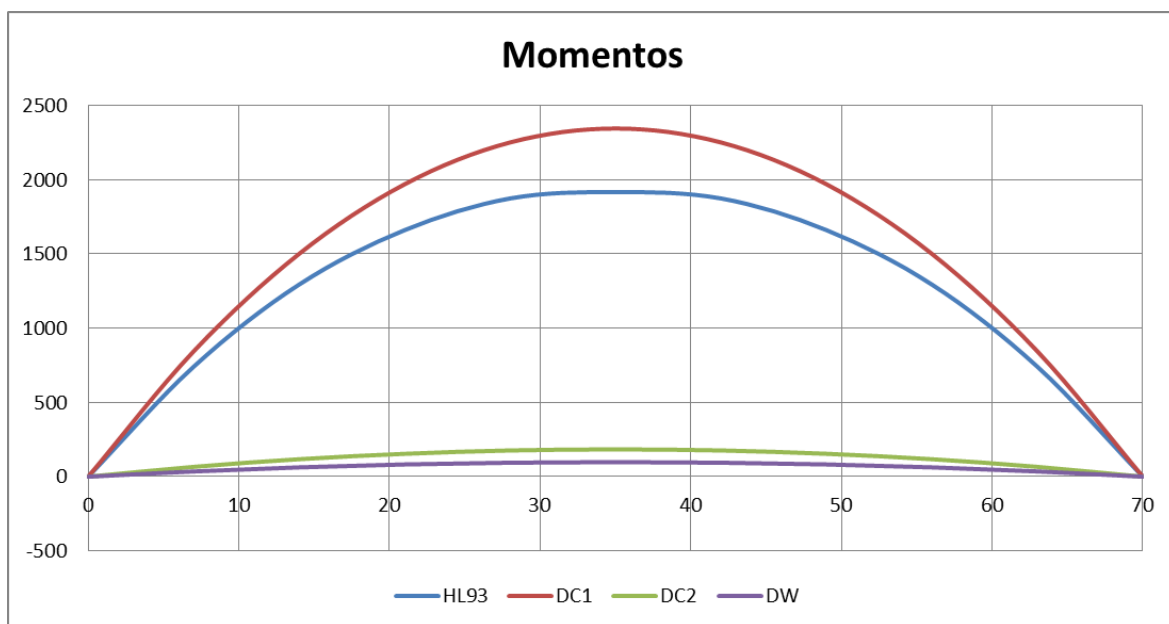
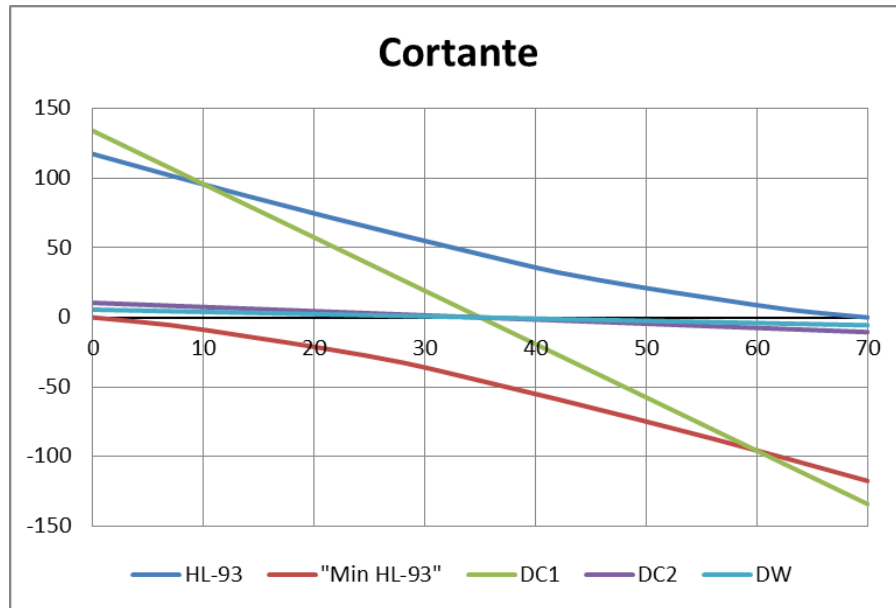
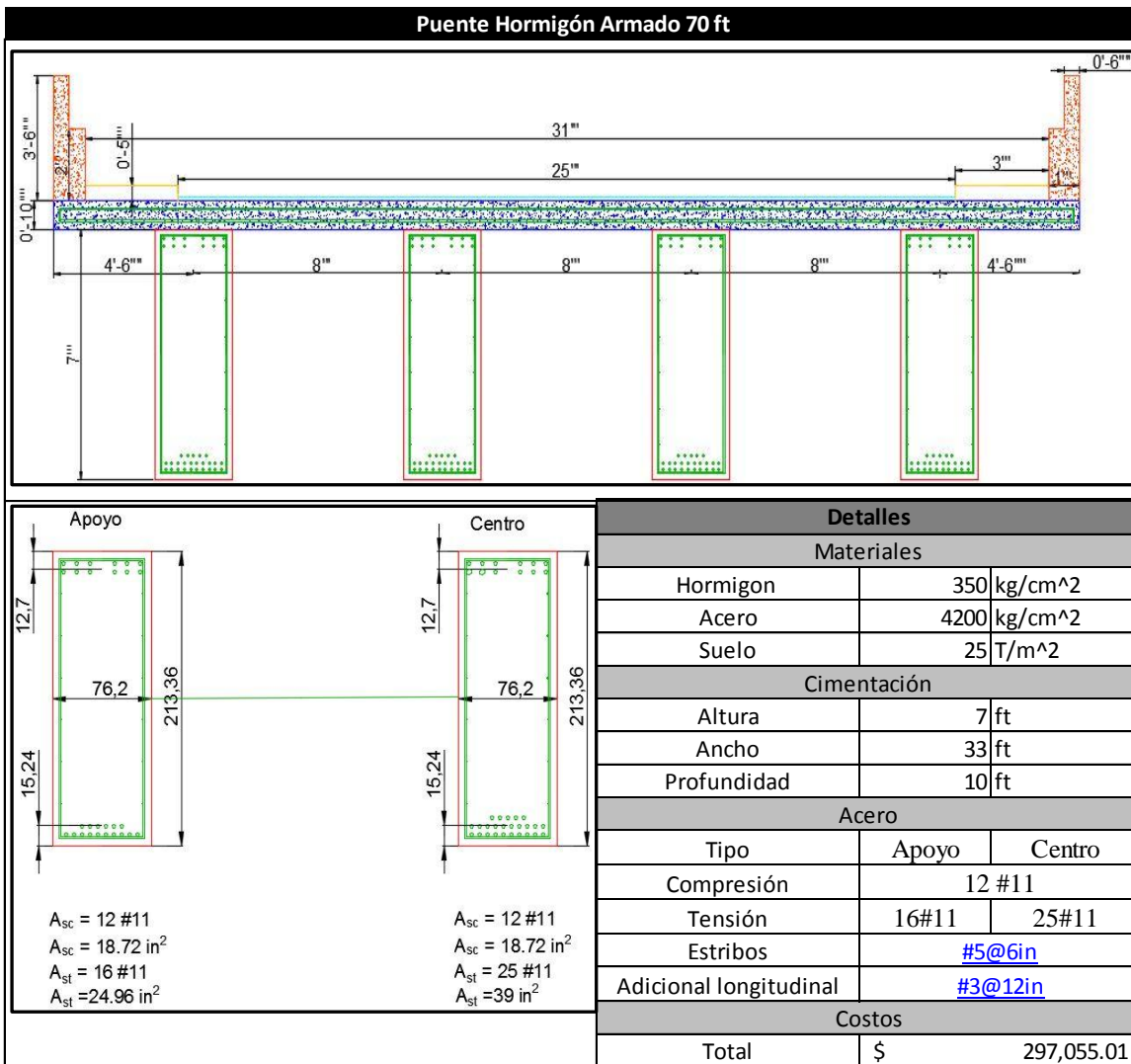


Figura 15



Prosiguiendo con el diseño, se obtuvo la sección de la viga usando los mismos procedimientos explicados para el puente de 140 pies en hormigón armado, los cuales están detallados en el Anexo 6. Terminado esto, se procedió a calcular los estribos y acero adicional junto con los chequeos correspondientes al código (AASHTO, 2012). Estos chequeos están detallados en el Anexo 7. Para finalizar, solo queda el diseño de la cimentación y el cálculo de los costos de construcción, cuyos detalles están en el Anexo 8 y Anexo 13 respectivamente. Debido a que el tablero se mantiene igual para todos los puentes, se tiene así la totalidad del diseño. La Tabla 22 muestra un resumen del diseño incluyendo las cantidades de acero y geometría de las vigas, además de las dimensiones de la cimentación.

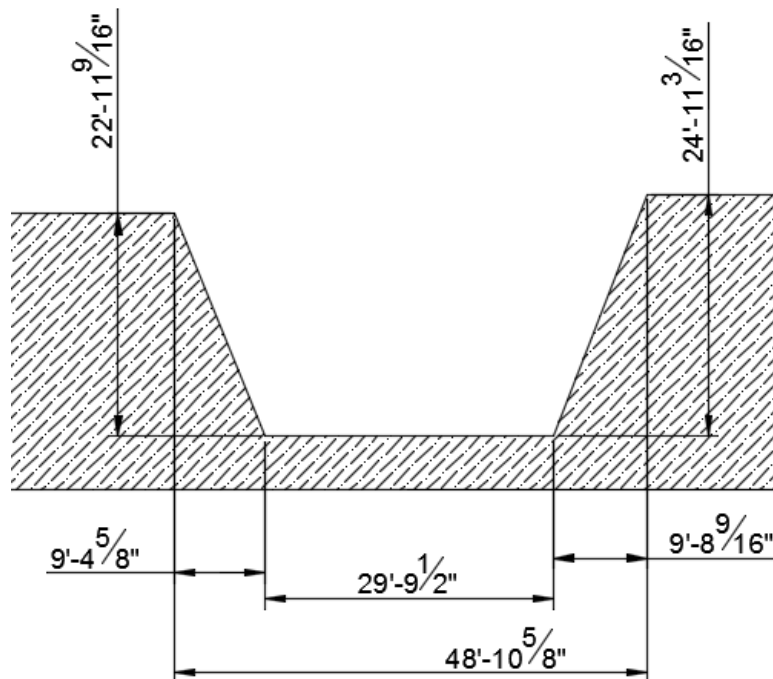
Tabla 22



Puente de 50 ft

La última de las distancias de diseño tomada en cuenta para el análisis, es 50 pies, pues una longitud algo menor a esto ofrece la oportunidad de usar otras soluciones tales como rellenos ingenieriles. Los puentes en estas distancias, al igual que antes, mantienen los materiales mencionados usando acero ASTM A588, hormigón de 500 kg/cm^2 y hormigón de 350 kg/cm^2 para los puentes de acero, hormigón pretensado y hormigón armado respectivamente. La cimentaciones serán todas de hormigón de 350 kg/cm^2 , mientras el tablero se mantiene igual al considerado para los puentes más grandes y se puede ver en el Anexo 9. A continuación están los resúmenes de diseño de los puentes en esta distancia, y los detalles se encuentran en los anexos al final del documento. La Figura 16 muestra la sección donde será ubicado el puente, y es importante recalcar que se toma en cuenta el mismo suelo en todos los casos.

Figura 16



Acero

Dado que la luz que debe cubrir el puente es aún menor a la tomada en cuenta para los anteriores diseños, se observa que la carga viva tiene un papel importante, pues el peso propio de la viga se reduce significativamente. Las siguientes figuras muestran los momentos y cortantes aplicados en cada viga a partir de los cuales se procede al diseño.

Figura 17

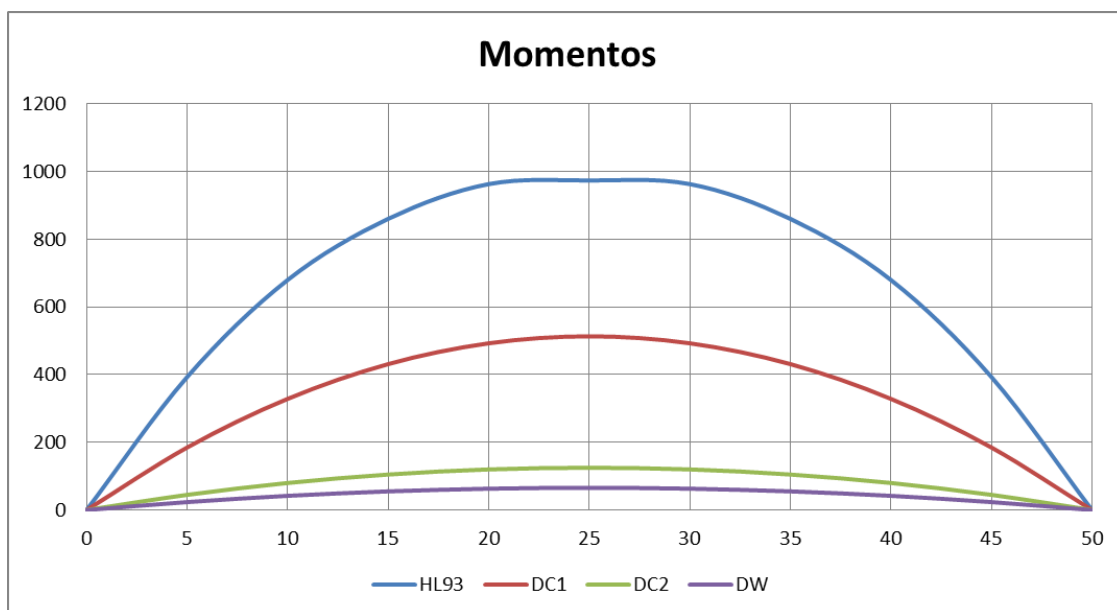
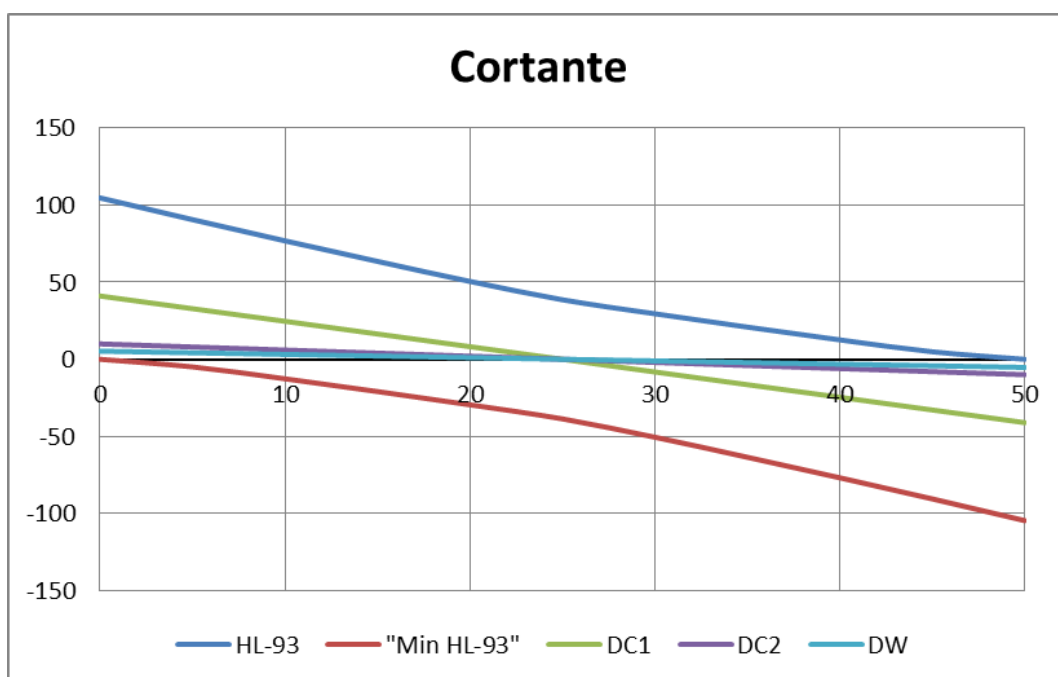


Figura 18



Usando LRFD Simon, tanto para el cálculo de la carga viva como para el diseño, se optimizó la sección transversal de la viga dividiendo en 3 partes la luz, y usando una sección diferente para los extremos. Los detalles del cálculo y los diagramas de las secciones de las vigas se pueden ver en el Anexo 6 y Anexo 11. Como lo especifica el código de AASHTO (LRFD Bridge Design Specification, 2012), es importante cumplir con los requerimientos para cada uno de los modos de falla mostrados en la Tabla 4. Debido a que el programa LRFD Simon no toma en cuenta la carga de viento, fue necesario revisar que cumpla con todas las restricciones. Tomando esto en cuenta, los resultados de los chequeos están en las siguientes tablas para las dos secciones, con y sin carga de viento.

Tabla 23

X=33.33%=16.66 ft							
Sin Carga de Viento							
Chequeo	Artículo AASHTO	LRFD Simon		Calculado		Relación	
		$\sum x_i Q_i$	ϕR_n	$\sum x_i Q_i$	ϕR_n	LRFD SIMON	Calculado
1	6.10.3.2.1	31.18	50	31.192	50	0.624	0.624
2	6.10.8.2.2	31.18	45.59	31.192	45.59	0.684	0.684
3	6.10.8.2.3	31.18	36.88	31.192	36.881	0.845	0.846
4	6.10.3.2.2	23.38	50	23.39	50	0.468	0.468
5	6.10.4.2.2	20.78	47.5	20.771	47.5	0.437	0.437
6	6.10.4.2.2	47.03	47.5	46.127	47.5	0.990	0.971
7	6.10.7.1.2	2375.9	3147	2310.31	3146.87	0.755	0.734
8	6.10.2.2-1	11.2	12	11.2	12	0.933	0.933
9	6.10.2.2-2	14	3.333	14	3.33333	0.238	0.238
10	6.10.2.2-3	0.625	0.55	0.625	0.55	0.880	0.880
11	6.10.2.2-1	7	12	7	12	0.583	0.583
12	6.10.2.2-2	14	3.333	14	3.33333	0.238	0.238
13	6.10.2.2-3	1	0.55	1	0.55	0.550	0.550

Tabla 24

X=50%=25 ft							
Sin Carga de Viento							
Chequeo	Artículo AASHTO	LRFD Simon		Calculado		Relación	
		$\sum x_i Q_i$	ϕR_n	$\sum x_i Q_i$	ϕR_n	LRFD SIMON	Calculado
1	6.10.3.2.1	34.68	50	34.677	50	0.694	0.694
2	6.10.8.2.2	34.68	45.59	34.677	45.59	0.761	0.761
3	6.10.8.2.3	34.68	36.81	34.677	36.809	0.942	0.942
4	6.10.3.2.2	23.62	50	23.621	50	0.472	0.472
5	6.10.4.2.2	23.92	47.5	23.734	47.5	0.504	0.500
6	6.10.4.2.2	46.89	47.5	46.984	47.5	0.987	0.989
7	6.10.7.1.2	2599.2	3397	2599.63	3397.31	0.765	0.765
8	6.10.2.2-1	11.2	12	11.2	12	0.933	0.933
9	6.10.2.2-2	14	3.333	14	3.33333	0.238	0.238
10	6.10.2.2-3	0.625	0.55	0.625	0.55	0.880	0.880
11	6.10.2.2-1	8	12	8	12	0.667	0.667
12	6.10.2.2-2	16	3.333	16	3.33333	0.208	0.208
13	6.10.2.2-3	1	0.55	1	0.55	0.550	0.550

Tabla 25

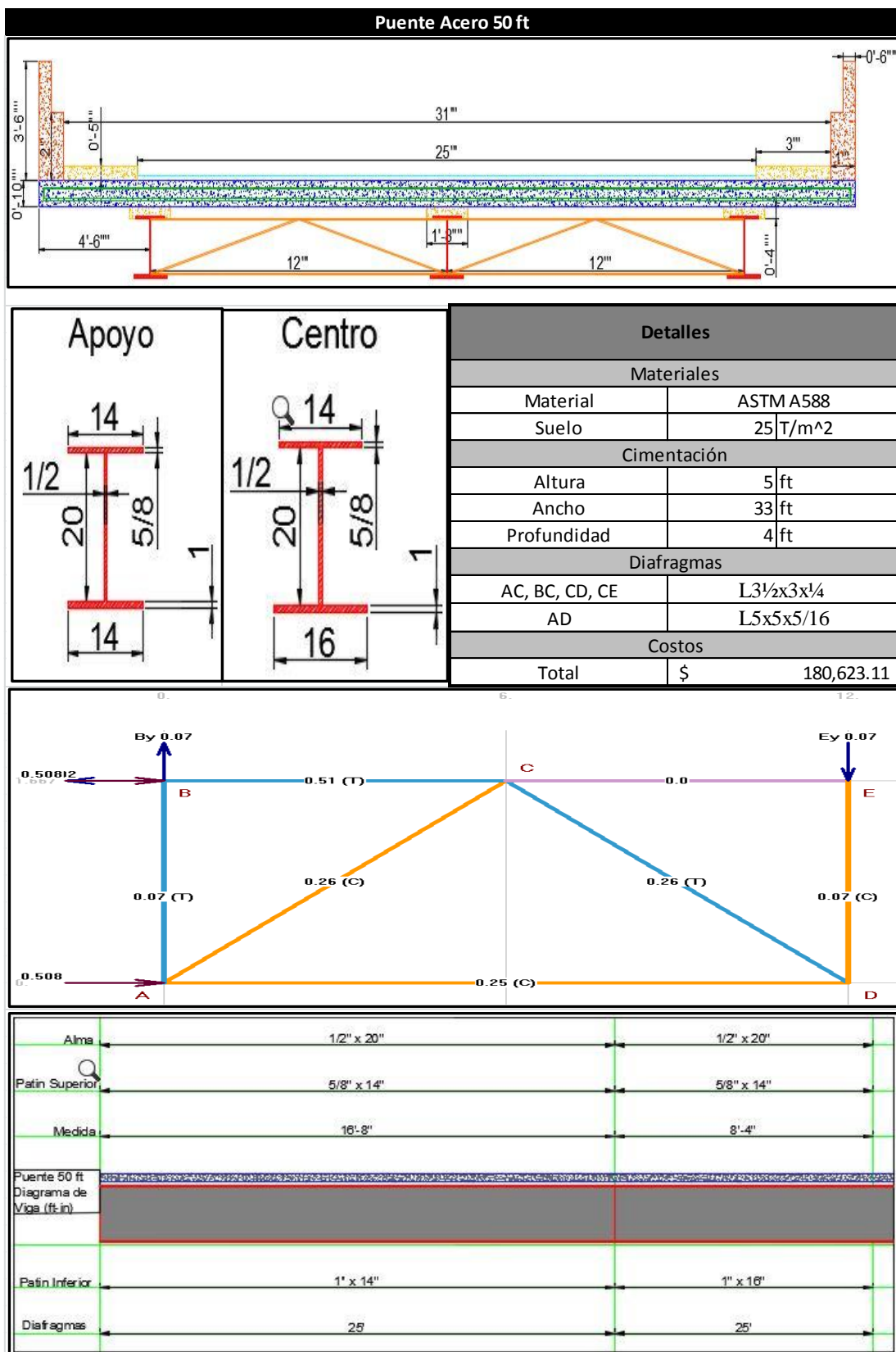
X=33.33%=16.66 ft							
Con Carga de Viento							
Chequeo	Artículo AASHTO	LRFD Simon		Calculado		Relación	
		$\sum x_i Q_i$	ϕR_n	$\sum x_i Q_i$	ϕR_n	LRFD SIMON	Calculado
1	6.10.3.2.1	31.18	50	34.369	50	0.624	0.687
2	6.10.8.2.2	31.18	45.59	34.369	45.59	0.684	0.754
3	6.10.8.2.3	31.18	36.88	32.2512	36.881	0.845	0.874
4	6.10.3.2.2	23.38	50	26.567	50	0.468	0.531
5	6.10.4.2.2	20.78	47.5	20.771	47.5	0.437	0.437
6	6.10.4.2.2	47.03	47.5	46.348	47.5	0.990	0.976
7	6.10.7.1.2	2375.9	3147	2315.46	3146.87	0.755	0.736
8	6.10.2.2-1	11.2	12	11.2	12	0.933	0.933
9	6.10.2.2-2	14	3.333	14	3.33333	0.238	0.238
10	6.10.2.2-3	0.625	0.55	0.625	0.55	0.880	0.880
11	6.10.2.2-1	7	12	7	12	0.583	0.583
12	6.10.2.2-2	14	3.333	14	3.33333	0.238	0.238
13	6.10.2.2-3	1	0.55	1	0.55	0.550	0.550

Tabla 26

X=50%=25 ft							
Con Carga de Viento							
Chequeo	Artículo AASHTO	LRFD Simon		Calculado		Relación	
		$\sum x_i Q_i$	ϕR_n	$\sum x_i Q_i$	ϕR_n	LRFD SIMON	Calculado
1	6.10.3.2.1	34.68	50	37.463	50	0.694	0.749
2	6.10.8.2.2	34.68	45.59	37.463	45.59	0.761	0.822
3	6.10.8.2.3	34.68	36.81	35.605	36.809	0.942	0.967
4	6.10.3.2.2	23.62	50	26.408	50	0.472	0.528
5	6.10.4.2.2	23.92	47.5	23.724	47.5	0.504	0.499
6	6.10.4.2.2	46.89	47.5	47.23	47.5	0.987	0.994
7	6.10.7.1.2	2599.2	3397	2605.97	3397.31	0.765	0.767
8	6.10.2.2-1	11.2	12	11.2	12	0.933	0.933
9	6.10.2.2-2	14	3.333	14	3.33333	0.238	0.238
10	6.10.2.2-3	0.625	0.55	0.625	0.55	0.880	0.880
11	6.10.2.2-1	8	12	8	12	0.667	0.667
12	6.10.2.2-2	16	3.333	16	3.33333	0.208	0.208
13	6.10.2.2-3	1	0.55	1	0.55	0.550	0.550

Terminados todos los chequeos cuyo cálculo detallado se encuentra en el Anexo 7, se tiene completo prácticamente todo el diseño. Procediendo a diseñar el rigidizador que se encuentra a la mitad de la luz, usando las tablas del *Steel Construction Manual* (AISC, 2012) y calcular las dimensiones de la cimentación, se termina el diseño y se puede calcular el costo total del puente detallado en el Anexo 13. Es importante recalcar que los elementos de los diafragmas usan el mismo acero ASTM A588 que las vigas facilitando la suelda y permitiendo reducir los costos de mantenimiento al no requerir pintura. La Tabla 27 tiene un resumen del diseño del puente de 50 pies, incluyendo todas las partes del puente, con excepción del tablero, el cual se puede ver en el Anexo 9.

Tabla 27



Hormigón Pretensado

El último de los puentes a ser diseñado en hormigón pretensado es el de 50 pies, manteniendo para este diseño el mismo procedimiento que el utilizado para los anteriores puentes. Siguiendo el patrón que se vio en los anteriores puentes, podemos notar que la carga viva aplicada tiene una mayor contribución, ya que el peso propio se redujo y la sección de la viga también se redujo. Las siguientes figuras muestran los momentos y cortantes aplicados a cada viga.

Figura 19

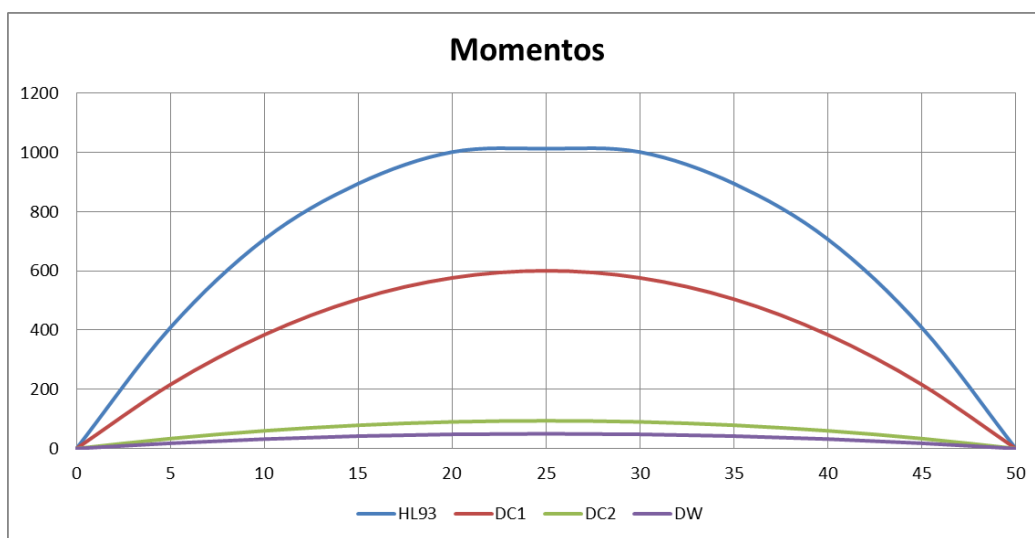
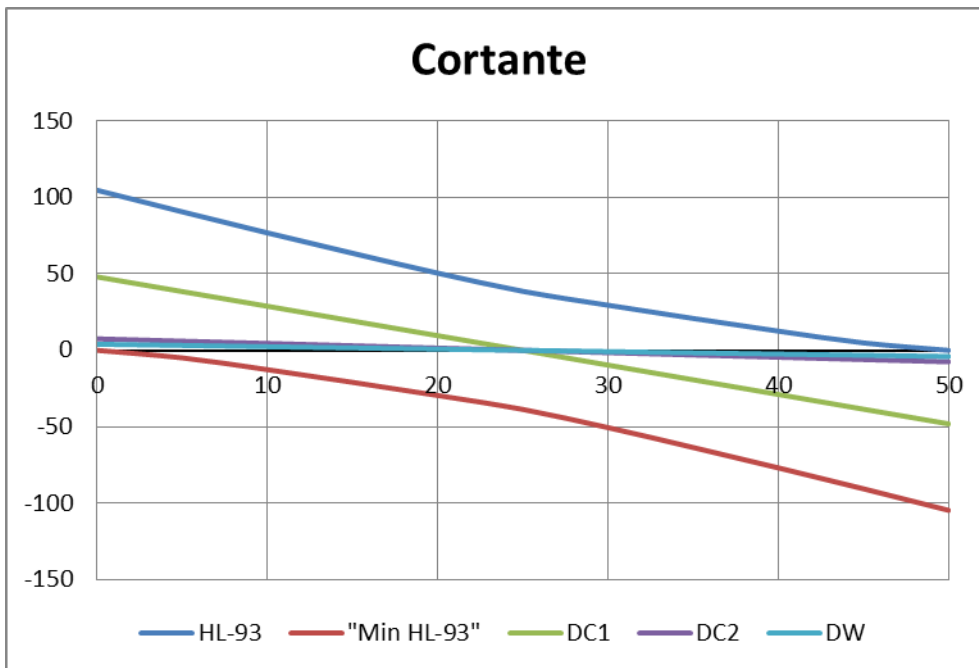
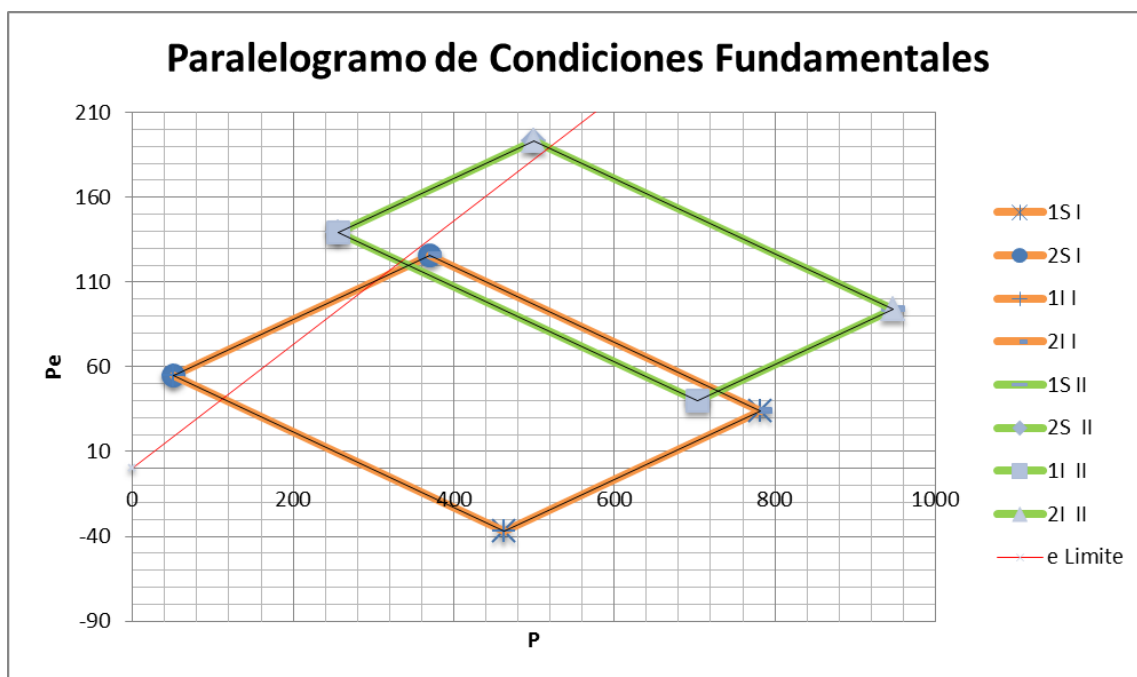


Figura 20



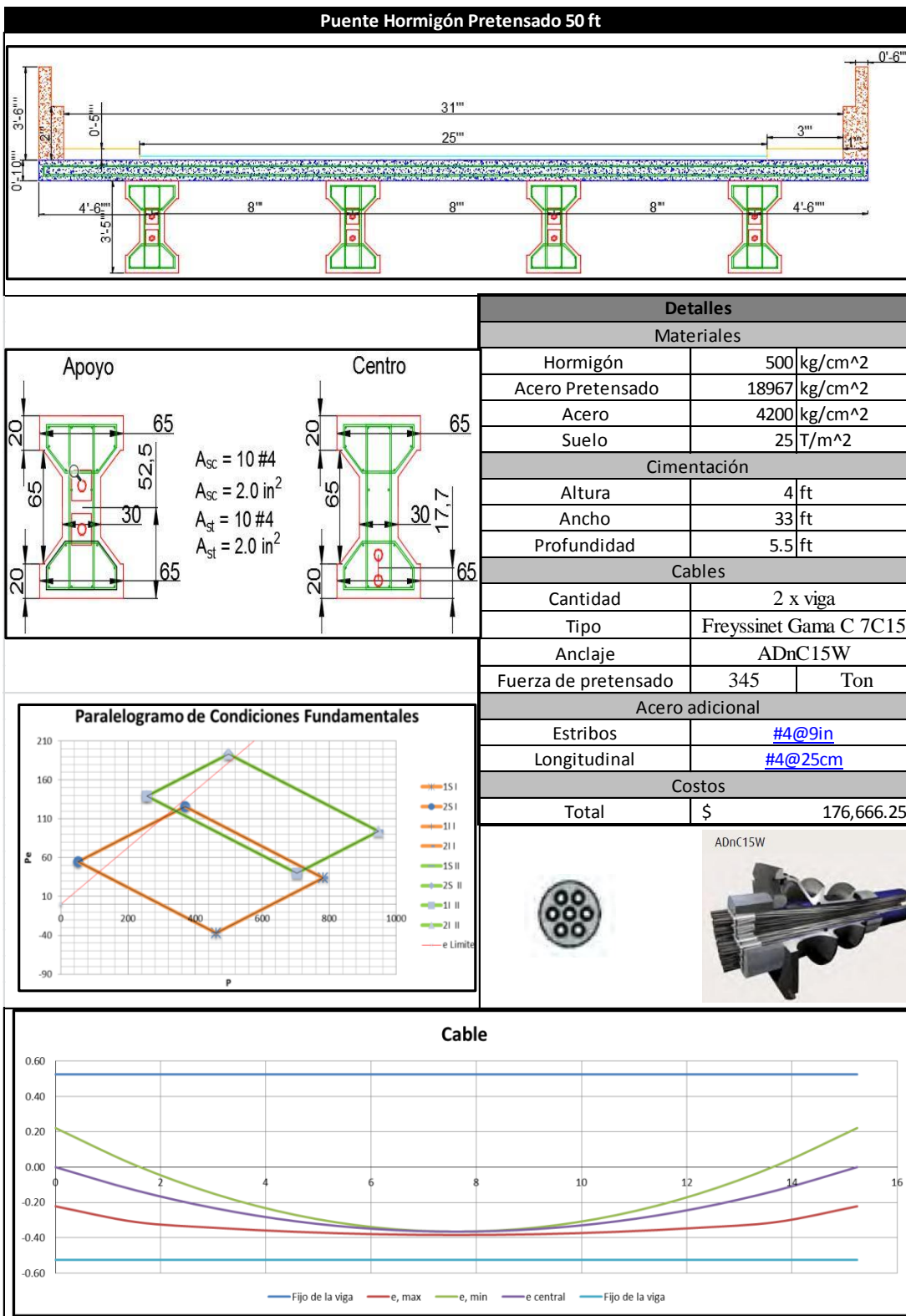
Una vez determinados los momentos y cortantes se procede a hacer el cálculo de la fuerza de pretensado y la geometría de la viga de manera iterativa, usando el procedimiento descrito por Arroyo (Hormigon Pretensado, 2002). Como resultado de este procedimiento se encuentra el paralelogramo de condiciones fundamentales mostrado en la Figura 21 y junto con este, la fuerza de pretensado requerida.

Figura 21



Establecida la geometría de las vigas y la fuerza de pretensado, solo queda el diseño de los cables pretensados y la cimentación. Para el diseño de los cables se consideró una geometría del cable parabólico, cuyo detalle está expuesto en el Anexo 4. Finalmente se diseñó la cimentación y se calculó el costo total de la construcción del puente. La Tabla 28 muestra un resumen del diseño, incluyendo los detalles de los cables, cimentación y las cantidades de acero adicional, así como también la geometría de las vigas.

Tabla 28



Hormigón Armado

Siguiendo el procedimiento ya descrito, el diseño en hormigón armado para el puente de 50 pies resulta bastante sencillo. Con la ayuda del programa LRFD Simon se calcularon las cargas vivas en el puente, y mediante un proceso iterativo se obtuvo la geometría de las vigas. Los momentos y cortantes mostrados en las figuras más adelante, son el resultado de las cargas aplicadas a la viga.

Figura 22

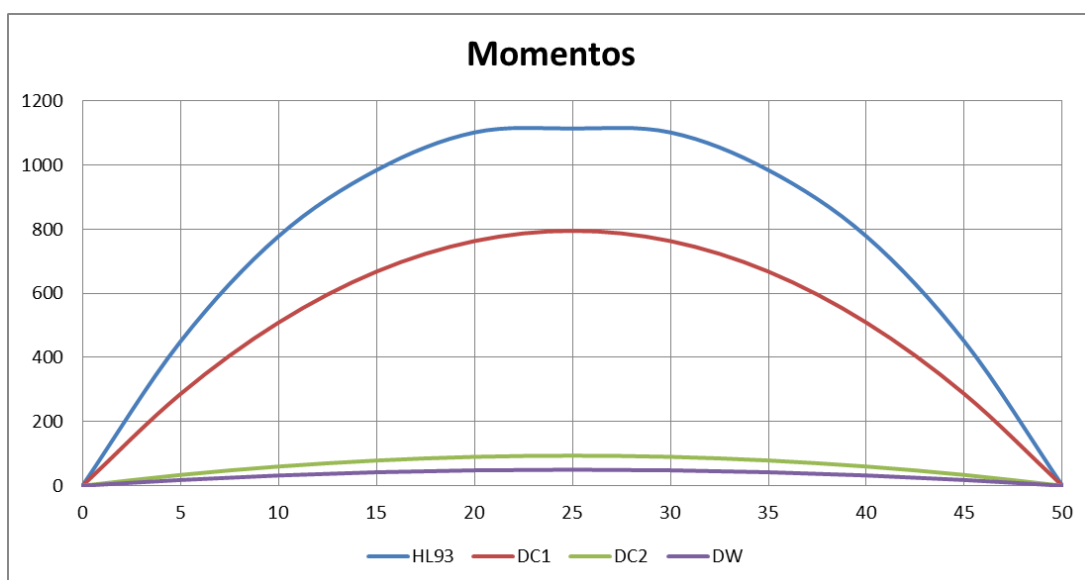
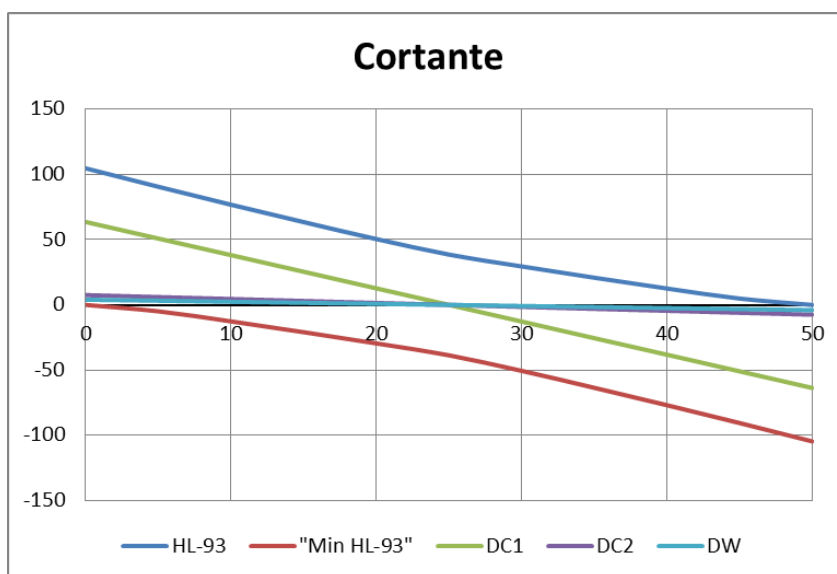
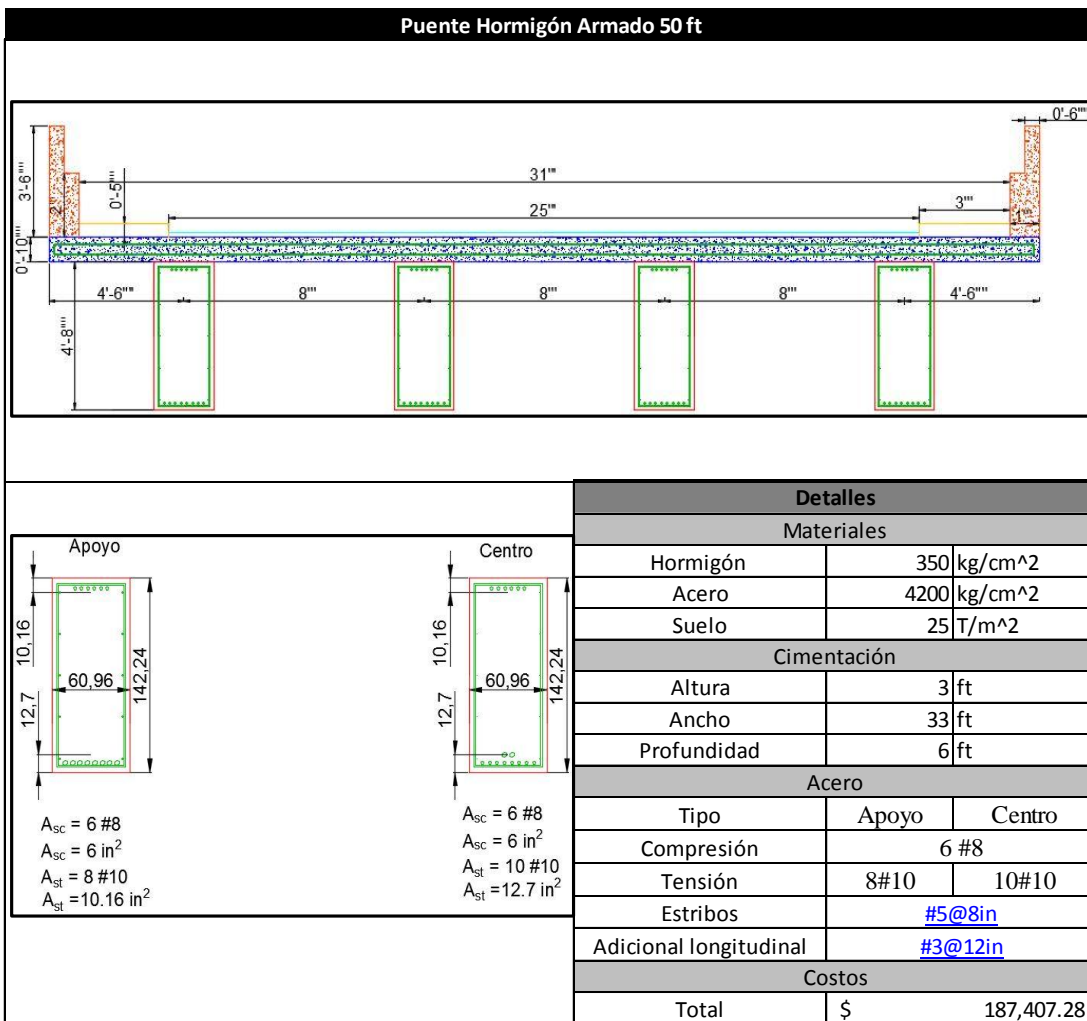


Figura 23



Una vez establecidas las cargas, el proceso de diseño se concentra en calcular la geometría de la viga rectangular y las cantidades de acero necesarias en cada una de las dos secciones, de manera que se optimice el diseño. El largo total del puente es dividido en tres partes, de manera que las secciones más cercanas a los apoyos tienen una menor cantidad de acero. Una vez diseñada la viga, es sumamente importante hacer los chequeos correspondientes a los límites impuestos por la AASHTO (LRFD Bridge Design Specification, 2012), Estos chequeos se encuentran detallados en el Anexo 7, donde además, se puede ver el diseño de los estribos y las cantidades adicionales de acero para resistir al fisuramiento. Terminado el diseño y los chequeos de las vigas, solo queda el cálculo de la cimentación y el costo del puente. Estos se encuentran en los correspondientes anexos. Finalmente en la Tabla 29 se puede apreciar un resumen del diseño, incluyendo diagramas de las vigas, tamaño de la cimentación y cantidades de acero.

Tabla 29



Análisis Económico

Vida útil

La realización de un análisis económico completo es una tarea compleja y con muchos factores subjetivos, por esta razón en el caso del análisis realizado, se han tomado muchas suposiciones. Dado que las suposiciones concernientes al tablero y superficie de rodamiento son iguales para todos los puentes analizados, el efecto final en la comparación se redujo. Para poder comparar correctamente los costos de cada puente en cada uno de los tres materiales de construcción, es de vital importancia tomar en cuenta el tiempo de vida útil de cada puente.

Para la realización del análisis económico mediante el método de *life cycle cost análisis* es necesario tomar en cuenta varias etapas. Iniciando con los costos de construcción, el mantenimiento rutinario, las rehabilitaciones esporádicas y finalizando con la reposición de la estructura. Para el análisis realizado no se tomara en cuenta la fase final correspondiente a la reposición de la estructura ya que este valor depende en gran medida del estado final de la misma. Adicionalmente representar un problema por la inestabilidad económica del país haciéndolo sumamente complicado determinar la situación para un periodo tan largo como 75 años. Considerando esto, cabe recalcar que los costos de sostenibilidad correspondientes al análisis ecológico no están considerados, esto se debe a la complejidad de este análisis así como también al hecho de que en países en vías de desarrollo como el Ecuador en la práctica ingenieril actual esto no es un parámetro que se tome en cuenta.

La determinación del tiempo de vida útil de un puente es una tarea compleja, ya que esto depende de muchos factores como el uso de puente, las sobrecargas, el mantenimiento, el clima y los efectos de eventos especiales como sismos y colisiones. Debido a estos factores los ingenieros y analistas suelen arbitrariamente determinar la vida útil del puente. Para usar un estándar para la comparación de puentes, *El National Cooperative Highway*

Research Program en su reporte 483 (2003) establece un procedimiento para el análisis de costo en la vida de puentes. En este documento se establece en términos generales, que tanto el hormigón pretensado, como el acero y el hormigón armado, al ser mantenidos correctamente tienen una vida útil para análisis de hasta 100 años. En este periodo lo más común es que el puente se encuentre estructuralmente funcional, pero ya no cumpla los requerimientos de la vía y tráfico, haciéndolo obsoleto. La especificación AASHTO (LRFD Bridge Design Specification, 2012) está establecida para un periodo de diseño y vida útil de 75 años para cada puente, haciendo la comparación de materiales mucho más viable, ya que todos los puentes tienen la misma vida útil. A pesar de esto, es importante recordar que algunos de los elementos del puente tienen una vida útil mucho menor a 75 años y deberán ser reemplazados varias veces según su deterioro. Adicionalmente se debe tomar en cuenta mantenimientos constantes para algunos de los elementos estructurales. Los elementos estructurales de los puentes: vigas, tablero y cimentación están todos considerados para una vida útil de 75 años.

Los costos de mantenimiento de las estructuras de los puentes varían mucho dependiendo del material de construcción. Según el informe de DNV los distintos materiales se ven afectados sobre todo por la corrosión. En el caso del hormigón pretensado debido a que no existen microfisuras en el hormigón las vigas y tablero no sufren mayores efectos por la corrosión eliminando la necesidad de mantenimiento. En contraste el uso de hormigón armado tradicional, debido a las microfisuras en el material, requiere de un recubrimiento de la estructura para poder proteger la armadura de acero de la corrosión y preservar las capacidades estructurales. Finalmente en el caso de los puentes con estructura de acero es necesario tomar en cuenta los efectos de la corrosión. (Yunovich, G. Thompson, Balvanyos, & Lave, 2001) Debido a que el acero usado ASTM A588 forma una capa protectora y no se corroe este no necesita recubrimientos. Por otra parte los elementos no

estructurales se dividen en dos tipos. Existen elementos como las barreras y las veredas que no requieren remplazo a lo largo de la vida útil del puente, ya que al no ser estructurales no se deterioran, sin embargo elementos como la superficie de rodadura, la pintura y las juntas si sufren deterioros rápidos que deben ser remplazados y considerados como parte de los costos durante la vida útil de la estructura. La Tabla 30 muestra los costos tomados en cuenta para cada puente en relación a los elementos no estructurales.

Tabla 30

Rubro	Costo (\$)		
	140	70	50
Area (m ²)	325.16	162.58	116.1288
Pintura	\$ 344.11	\$ 172.05	\$ 122.90
Inspección	\$ 8,000.00	\$ 6,500.00	\$ 5,000.00
Bacheo	\$ 24.58	\$ 12.29	\$ 8.78
Repavimentación	\$ 6,481.57	\$ 3,240.79	\$ 2,314.85
Juntas	\$ 5,035.00	\$ 5,035.00	\$ 5,035.00

Dado que los materiales de la estructura afectan los costos de mantenimiento a lo largo de la vida útil la Tabla 31 muestra los costos de mantenimiento para cada puente dependiendo del material.

Tabla 31

	Costos de mantenimiento estructural			Frecuencia
	140	70	50	
Acero	\$ 3,105.28	\$ 1,552.64	\$ 1,109.30	4
Hormigon Armado	\$ 7,153.53	\$ 3,576.77	\$ 2,554.83	10
Hormigon Pretensado	\$ -	\$ -	\$ -	0

Establecidos estos costos, se puede generar un gráfico mostrando los costos de mantenimiento a lo largo de la vida útil del puente. La frecuencia de cada mantenimiento

está limitada a las recomendaciones de Ingenieros en el campo. El mantenimiento se resume en ciclos de 10 años, en el año 4, se realiza la primera intervención con un trabajo de pintura de la vía, a continuación en el año 6, se proporciona un bacheo, y posteriormente en el año 10 se establece una inspección, repavimentación, reemplazo de juntas y pintura de la calzada. En el caso del mantenimiento de la estructura los tiempos dependen de cada uno de los materiales. El hormigón pretensado no requiere mantenimiento adicional. El acero requiere mantener los elementos adjuntos a las vigas y revisar las conexiones soldadas cada 4 años mientras el hormigón requiere reaplicar el recubrimiento Rhino Solarmax cada 10 años. En este punto se considera que el puente se encuentra como nuevo e inicia un segundo ciclo de 10 años, repitiendo el ciclo con las intervenciones mencionadas.

La Figura 24 muestra los costos mencionados en el ciclo de 10 años y la Figura 25 muestra los costos de los 7 ciclos a lo largo de la vida útil de cada puente. Estos costos se encuentran establecidos usando, en parte la recomendación de la Cámara de la Construcción de Quito, y por otro lado la experiencia y sugerencia del Ingeniero Telmo Sánchez. Adicionalmente para poder calcular el valor unitario de la repavimentación y bacheo, se usó como referencia el informe técnico de la rehabilitación y mantenimiento de la vía Papallacta- Simón Bolívar (Bustillos, 2011). Este informe muestra los costos para un plan de rehabilitación y mantenimiento de la vía y establece precios por metro cuadrado para la repavimentación y el bacheo.

Figura 24

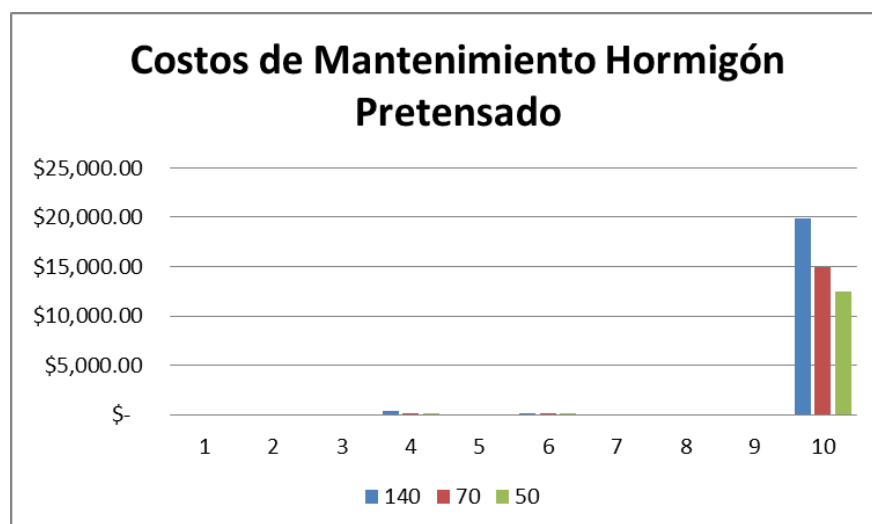
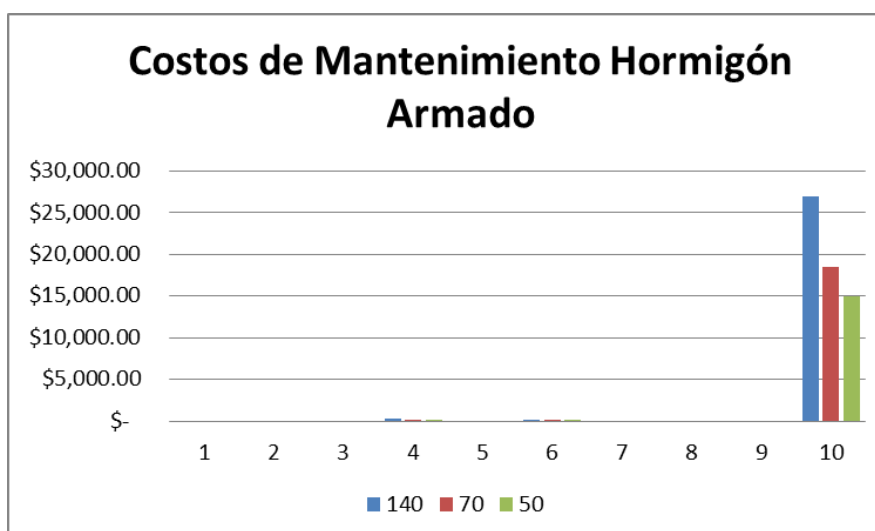
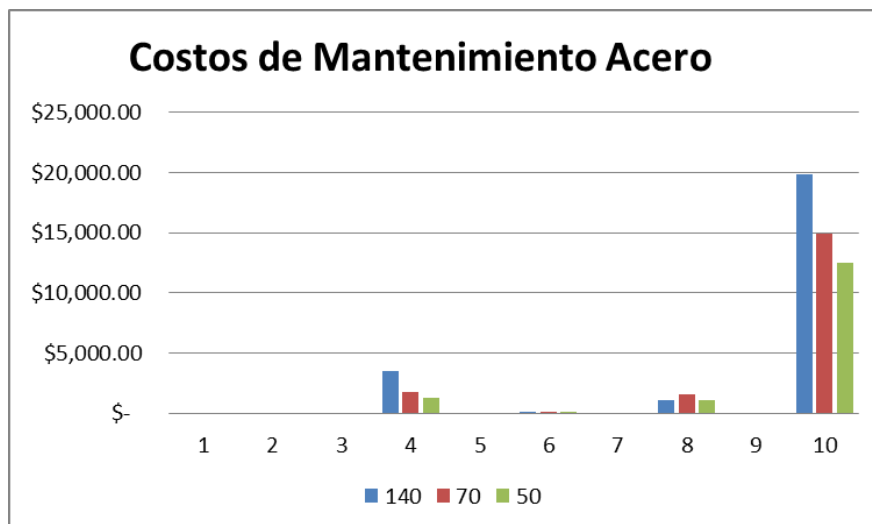
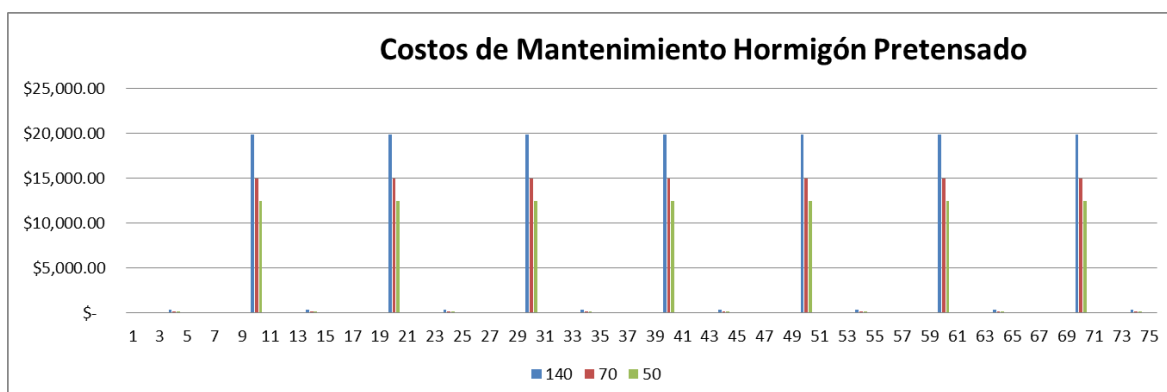
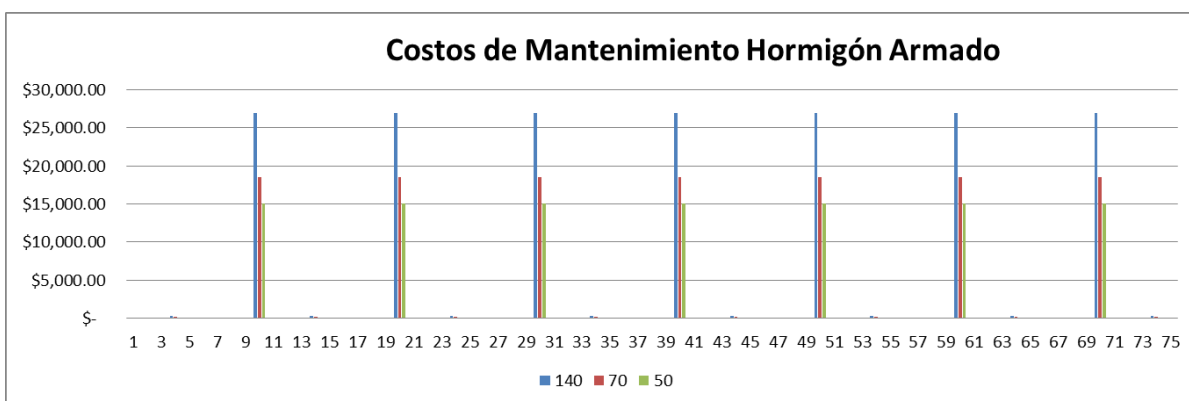
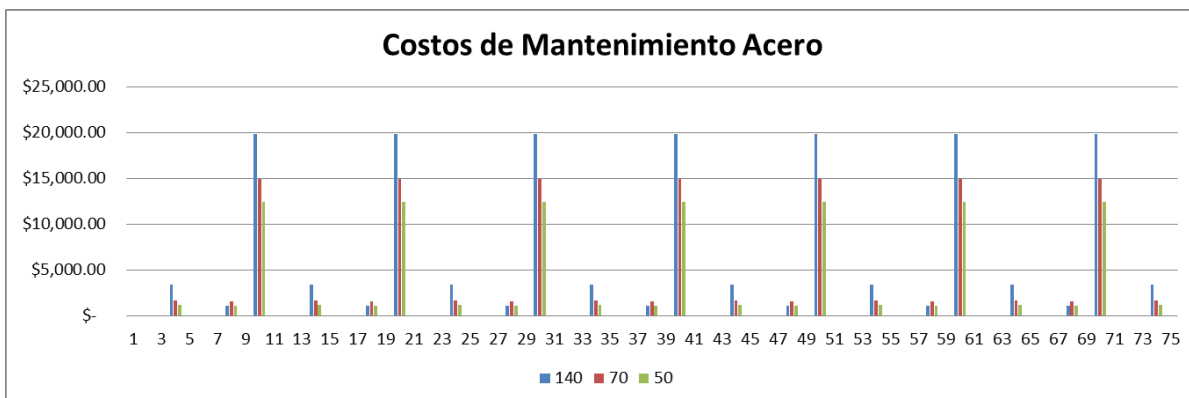


Figura 25



Costos de construcción

La determinación de los costos de construcción es una de las partes más complicadas de la comparación, y es debido a esto, que se usó la revista de la Cámara de la Construcción de Quito, creada por la cámara de la industria de la construcción para establecer los precios unitarios de cada uno de los elementos del puente (Rubros Referenciales - Costo directo, 2014). Debido a que esta revista no tiene todos los valores necesarios, algunos de los

precios fueron determinados mediante una combinación de los precios de la revista y cotizaciones realizadas con empresas locales.

Para calcular el costo del hormigón usado se realizó una combinación de los costos de mano de obra y equipo dado por la revista de la Cámara de la Construcción junto con el costo del hormigón dado por la cotización de la empresa Hormigonera Quito. De esta forma se calcularon los costos de las vigas en hormigón, hormigón pretensado y el tablero de cada puente, así como también la cimentación. Debido a que muchos de los rubros en la construcción requieren algún ajuste con respecto a los valores dados por la cámara, el Ingeniero constructor Carlos Bustamante Corral proporciono algunos consejos para hacer más realistas los costos. Por otra parte para obtener el costo del acero estructural usado para los puentes de este material, se usó la información provista por el Ingeniero Telmo Sánchez y mostrada en la tabla a continuación. Dado el material de construcción elegido, ASTM A588, es necesario un proceso de arenado (*sandblasting*) a partir del cual la oxidación del acero puede ocurrir y proporciona la protección requerida. El costo de este proceso está incluido en el rubro de fabricación de la siguiente tabla.

Rubro	Costo (\$/kg)
Provision	\$ 0.80
Fabricacion	\$ 1.00
Montaje	\$ 1.10
Total	\$ 2.90

Con respecto a los costos de elementos adicionales como las juntas y cables de pretensado, estos se obtuvieron mediante cotizaciones directas de empresas. Para los cables de pretensado la empresa Freyssinet, una gran multinacional experta en elementos para la construcción en hormigón pretensado, con representación en más de 60 países, proporcionó mediante su sede en Perú los datos de los costos del material requerido. Las tablas a continuación muestran los costos del pretensado para cada viga basados en la cotización provista por Freyssinet.

Tabla 32

Pretensado Por Viga 140(ft)			
	Cantidad	Precio unitario	Total
Tromplaca 12C15(uni)	3	\$ 54.80	\$ 164.40
Bloque 12C15 (uni)	3	\$ 37.06	\$ 111.18
Vaina 80mm (m)	129	\$ 7.28	\$ 939.12
Manguito 85mm(uni)	3	\$ 12.25	\$ 36.75
Strand T15.2mm	1548	\$ 1.00	\$ 1,548.00
Cunas	36	\$ 2.23	\$ 80.28
Impuesto	18%		
Total	\$		3,398.08

Tabla 33

Pretensado Por Viga 70 (ft)			
	Cantidad	Precio	Total
Tromplaca 12C15(uni)	2	\$ 54.80	\$ 109.60
Bloque 12C15 (uni)	2	\$ 37.06	\$ 74.12
Vaina 80mm (m)	44	\$ 7.28	\$ 320.32
Manguito 85mm(uni)	2	\$ 12.25	\$ 24.50
Strand T15.2mm	528	\$ 1.00	\$ 528.00
Cunas	24	\$ 2.23	\$ 53.52
Impuesto	18%		
Total	\$		1,309.87

Tabla 34

Pretensado Por Viga 50(ft)			
	Cantidad	Precio	Total
Tromplaca 7C15(uni)	2	\$ 94.38	\$ 188.76
Bloque 7C15 (uni)	2	\$ 72.27	\$ 144.54
Vaina 60mm (m)	31	\$ 4.17	\$ 129.27
Manguito 65mm(uni)	2	\$ 6.59	\$ 13.18
Strand T15.2mm	217	\$ 1.00	\$ 217.00
Cunas	14	\$ 2.23	\$ 31.22
Impuesto	18%		
Total	\$		854.28

Adicionalmente para las juntas, la empresa Juntas Vikingo proporcionó los precios de las juntas que se aplican en cientos de puentes a nivel nacional, haciendo de los costos dados, valores realistas para la comparación económica.

Análisis Comparativo

Una vez establecidos los costos de construcción y de mantenimiento de cada puente, es posible realizar el análisis comparativo correspondiente. Dado que los costos de mantenimiento ocurren a lo largo de los 75 años posteriores a la construcción, es importante tomar una tasa de descuento para traer todos los valores a valor presente, de manera que pueda ser comparado adecuadamente. Los puentes, como parte de la infraestructura vial del país, resultan muy difíciles de evaluar en términos de costo del dinero, y para tomar una tasa porcentual adecuada, se tomó la decisión de usar la tasa a la cual el Ecuador como país consigue préstamos internacionales. Esta tasa ha rondado entre el 6 y 7 % durante los últimos años, por lo que para este análisis se usó una tasa del 8% anual (El Universo, 2015). Dado que los costos de mantenimiento dependen del material del puente, la siguiente tabla muestra los costos de mantenimiento obtenidos. Los valores resaltados representan el total del costo durante la vida útil de la estructura en valor presente usando la tasa antes mencionada.

Tabla 35

Rubro	Costo								
	140			70			50		
	Acero	Hormigon Pretensado	Hormigon Aramado	Acero	Hormigon Pretensado	Hormigon Aramado	Acero	Hormigon Pretensado	Hormigon Aramado
Area (m ²)	325.16	162.58	116.1288	325.16	162.58	116.1288	325.16	162.58	116.1288
Pintura	\$ 344.11	\$ 172.05	\$ 122.90	\$ 344.11	\$ 172.05	\$ 122.90	\$ 344.11	\$ 172.05	\$ 122.90
Inspeccion	\$ 8,000.00	\$ 6,500.00	\$ 5,000.00	\$ 8,000.00	\$ 6,500.00	\$ 5,000.00	\$ 8,000.00	\$ 6,500.00	\$ 5,000.00
Bacheo	\$ 24.58	\$ 12.29	\$ 8.78	\$ 24.58	\$ 12.29	\$ 8.78	\$ 24.58	\$ 12.29	\$ 8.78
Repavimentacion	\$ 6,481.57	\$ 3,240.79	\$ 2,314.85	\$ 6,481.57	\$ 3,240.79	\$ 2,314.85	\$ 6,481.57	\$ 3,240.79	\$ 2,314.85
Juntas	\$ 5,035.00	\$ 5,035.00	\$ 5,035.00	\$ 5,035.00	\$ 5,035.00	\$ 5,035.00	\$ 5,035.00	\$ 5,035.00	\$ 5,035.00
Estructura	\$ 3,105.28	\$ -	\$ 7,153.53	\$ 1,552.64	\$ -	\$ 3,576.77	\$ 1,109.30	\$ -	\$ 2,554.83
Total	\$ 174,556.98	\$ 141,949.64	\$ 192,024.35	\$ 129,386.87	\$ 106,097.27	\$ 131,134.66	\$ 104,993.40	\$ 88,353.90	\$ 106,237.71

Usando estos valores de mantenimiento de la Tabla 35, en conjunto con el costo de construcción de cada uno de los puentes, se generó la Tabla 36, en la cual se muestra los costos totales de cada uno de los puentes sujetos al análisis.

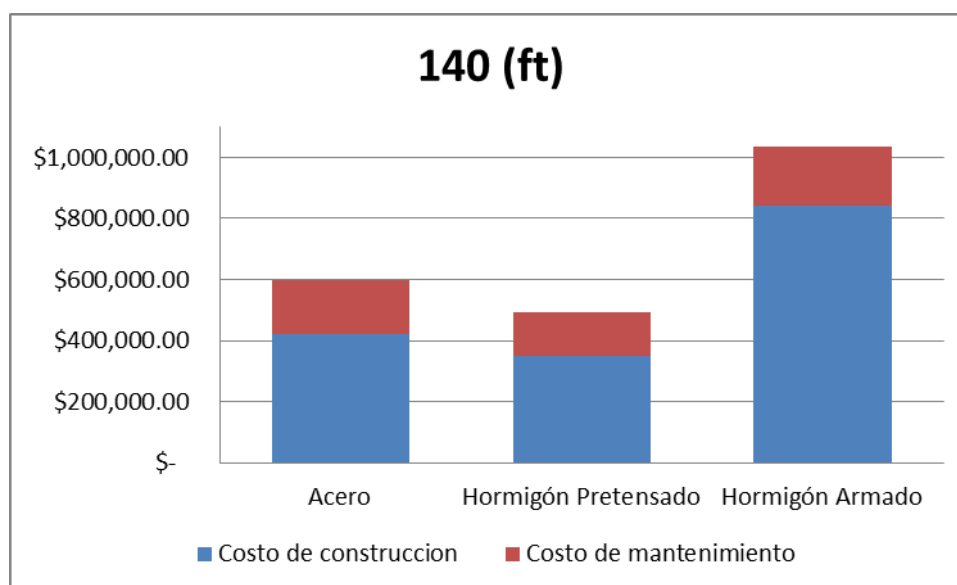
Tabla 36

Costos totales				
Longitud (ft)	Material	Costo de construccion	Costo de mantenimiento	Costo total en valor presente
140	Acero	\$ 422,669.78	\$ 174,556.98	\$ 597,226.76
	Hormigón Pretensado	\$ 350,366.88	\$ 141,949.64	\$ 492,316.52
	Hormigón Armado	\$ 842,368.96	\$ 192,024.35	\$ 1,034,393.30
70	Acero	\$ 221,221.74	\$ 129,386.87	\$ 350,608.61
	Hormigón Pretensado	\$ 209,994.33	\$ 106,097.27	\$ 316,091.60
	Hormigón Armado	\$ 292,736.07	\$ 131,134.66	\$ 423,870.73
50	Acero	\$ 180,623.11	\$ 104,993.40	\$ 285,616.51
	Hormigón Pretensado	\$ 176,666.25	\$ 88,353.90	\$ 265,020.15
	Hormigón Armado	\$ 187,407.28	\$ 106,237.71	\$ 293,644.99

Con los costos totales establecidos, se procede al análisis comparativo de cada longitud.

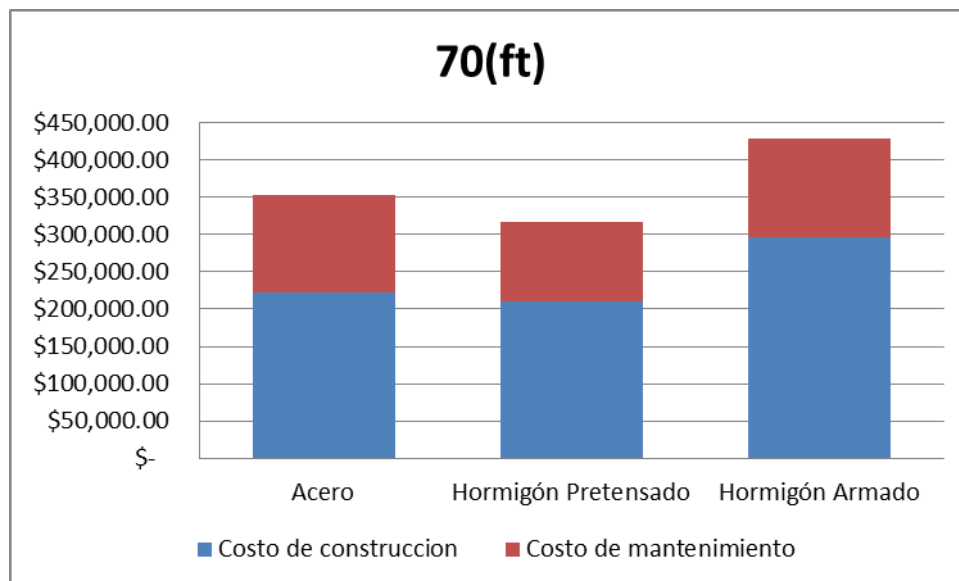
Los gráficos a continuación muestran comparativamente los costos de cada puente, en cada uno de los tres materiales.

Figura 26



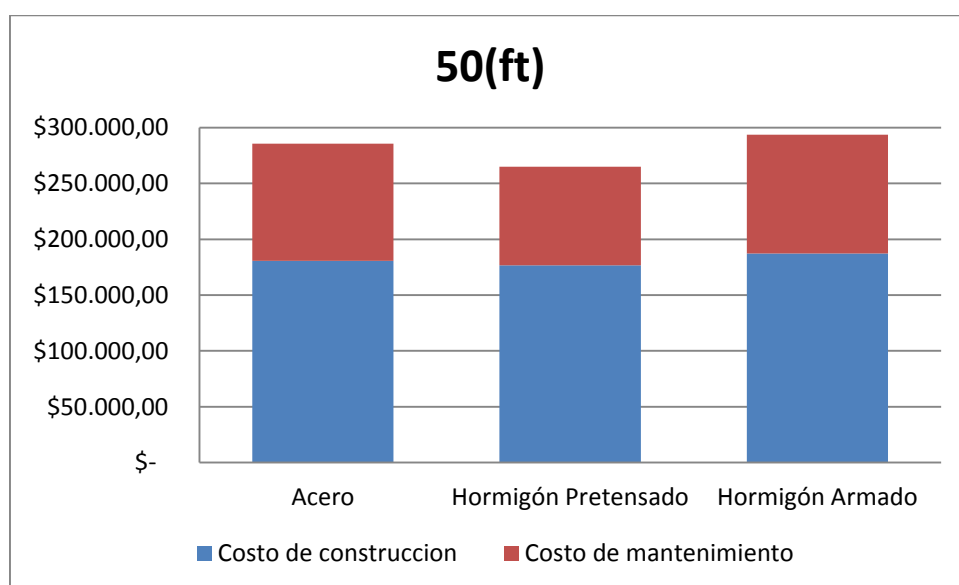
En el caso del puente de 140 pies, se puede ver que el hormigón pretensado es el material más económico, sin embargo el acero resulta bastante cercano. En contraste, el hormigón armado resulta extremadamente costoso, y recordando que la geometría obtenida para este puente tiene dimensiones excesivamente grandes, es claro que no es una buena opción.

Figura 27



Por otra parte al analizar el puente de 70 pies, las diferencias entre los materiales son mucho menores. El hormigón pretensado, una vez más, resulta el material más económico, pero es seguido muy de cerca por el acero. La construcción en hormigón armado resulta la de mayor costo por un margen significativo. Es importante recalcar que al reducir la distancia las diferencias de costo se redujeron substancialmente.

Figura 28

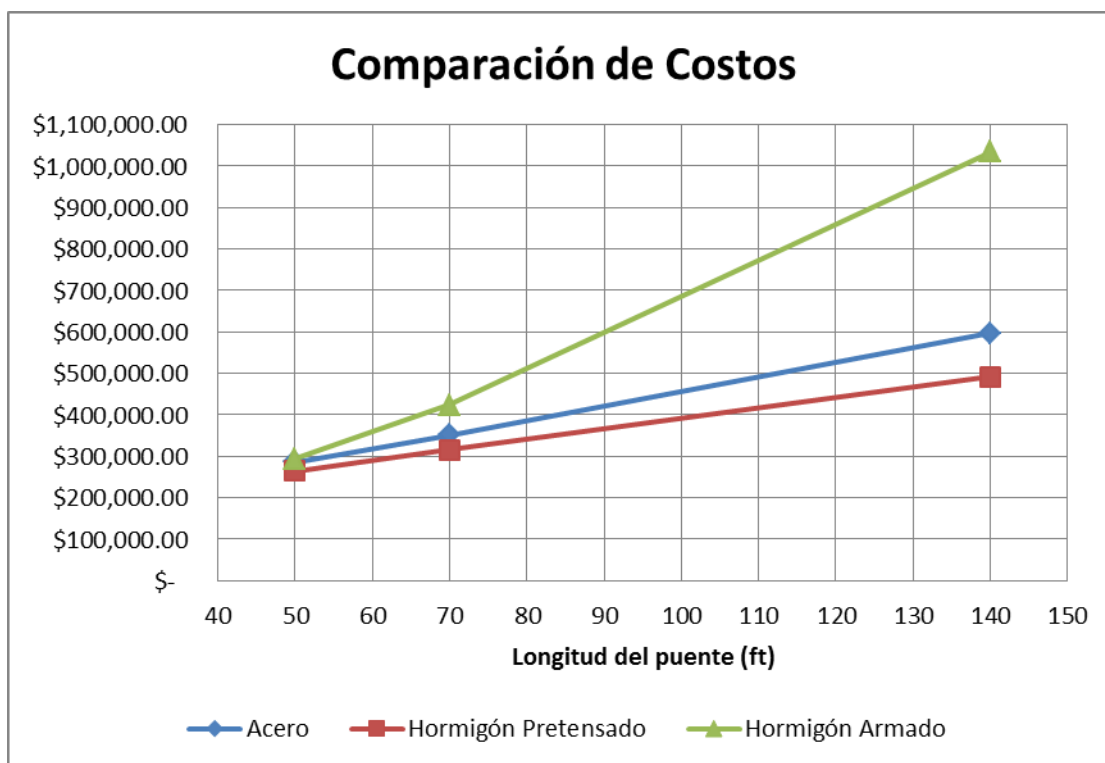


Finalmente el puente de 50 pies de largo dio resultados muy interesantes. El hormigón pretensado, una vez más, resulto ser el material de construcción más económico, seguido

por el acero y luego por el hormigón armado. En este caso se ve que las diferencias se redujeron substancialmente.

Con estos mismos datos, si ubicamos todos los puentes en un solo gráfico, podemos notar una tendencia en los costos y materiales. La Figura 29 muestra que en el caso del hormigón armado, el costo de construcción y mantenimiento para el periodo establecido (75 años) aumenta dramáticamente a medida que la longitud del puente aumenta. Es importante recordar que esto se debe a que el volumen de hormigón en las vigas crece muchísimo y lo hace más complicado de construir mientras más largo es.

Figura 29



En el caso del acero como material de las vigas, vemos que el costo aumenta a medida que la longitud aumenta, sin embargo el aumento es mucho más controlado. El hormigón pretensado tiene un patrón muy similar al del acero, con un aumento aún más leve, haciéndolo en todos los casos la opción más económica.

Dado que el análisis de los costos totales de los puentes ha sido realizado, nace la inquietud: ¿de dónde vienen esos costos, como se dividen? Para esto se dividió los costos en algunas categorías: superestructura, vigas, cimentación, operaciones, mantenimiento y adicionales. La categoría de superestructura corresponde a los costos de tablero de los puentes y todo lo que se encuentra sobre el mismo, incluyendo pavimento, barreras y veredas. La categoría de vigas y la de cimentación contienen únicamente los costos de estas dos partes, y la categoría de operaciones corresponde a costos generales de la obra que van desde cerramientos hasta el personal adicional como bodegueros, ingenieros y seguridad etc. Finalmente la categoría de mantenimiento engloba el mantenimiento y reparaciones a lo largo de la vida útil del puente, tomado en valor presente con el procedimiento especificado anteriormente. La categoría final de adicionales, corresponde al 5% de imprevistos del costo de construcción y al 15% de costos indirectos. La Tabla 37 muestra los costos y su distribución porcentual en cada material para el puente de 140 pies.

Tabla 37

Distribución de Costos						
140						
	Hormigon Armado		Hormigon Pretensado		Acero	
Súperestructura	\$ 87,103.89	8.4%	\$ 84,231.32	17.1%	\$ 83,055.64	13.9%
Vigas	\$ 481,875.88	46.6%	\$ 100,494.96	20.4%	\$ 171,743.43	28.8%
Cimientos	\$ 48,914.27	4.7%	\$ 25,712.63	5.2%	\$ 15,518.02	2.6%
Operacionales	\$ 79,720.00	7.7%	\$ 79,720.00	16.2%	\$ 79,720.00	13.3%
Mantenimiento	\$ 192,024.35	18.6%	\$ 141,949.64	28.8%	\$ 174,556.98	29.2%
Adicionales	\$ 144,754.91	14.0%	\$ 60,207.97	12.2%	\$ 72,632.69	12.2%
Total	\$ 1,034,393.31		\$ 492,316.52		\$ 597,226.76	

Como se ve en la Figura 30, en el caso del puente de hormigón armado, las vigas representan una porción muy grande del costo total de la obra, y esto se debe al gran tamaño y la cantidad de hormigón que entra en las mismas. Por otra parte en la distribución de costos del puente de hormigón pretensado mostrada en la Figura 31, se ve que las vigas ya no representan la categoría más costosa, debido a que el costo de mantenimiento durante

la vida útil es un 29% del costo total. Las vigas con un 21%, son el segundo rubro más costoso, seguido de los costos de operaciones y de la superestructura que representan ambos alrededor del 17%. Esta participación de las vigas en el costo, se debe principalmente a que en el caso de la construcción en hormigón pretensado el tablero usa el mismo hormigón de las vigas, el cual es de mayor capacidad al usado en los otros casos. Finalmente en el caso del puente de acero, cuya distribución de costos puede ser vista en la Figura 32, las vigas y el mantenimiento resultan ser la parte más costosa con un 29% del costo total cada uno. Cabe recalcar que la cimentación solo representa un porcentaje bajo del costo total en todos los materiales del puente de 140 pies de largo.

Figura 30

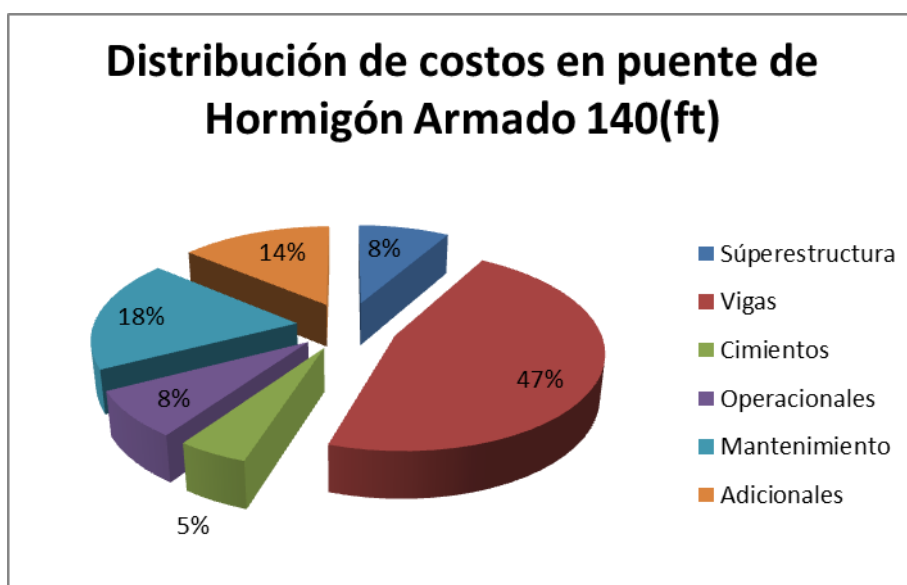


Figura 31

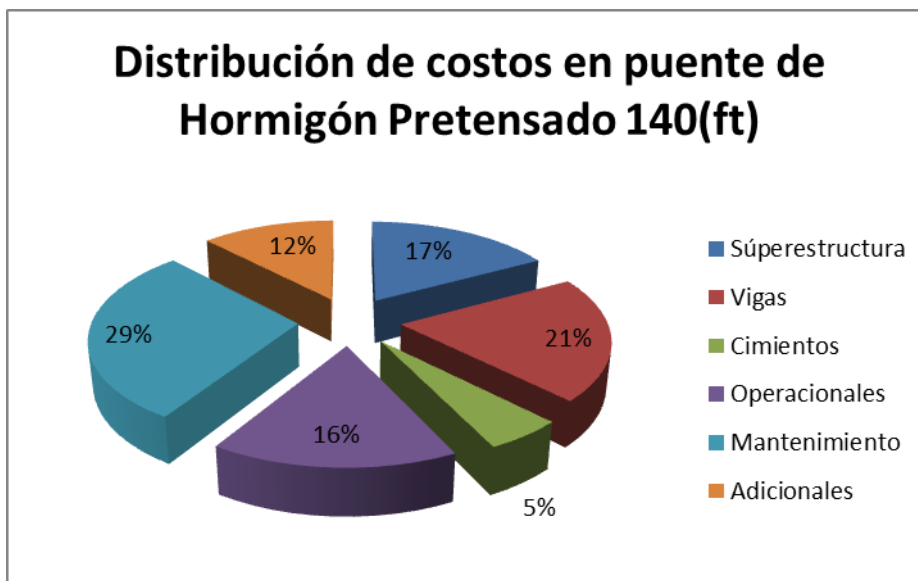
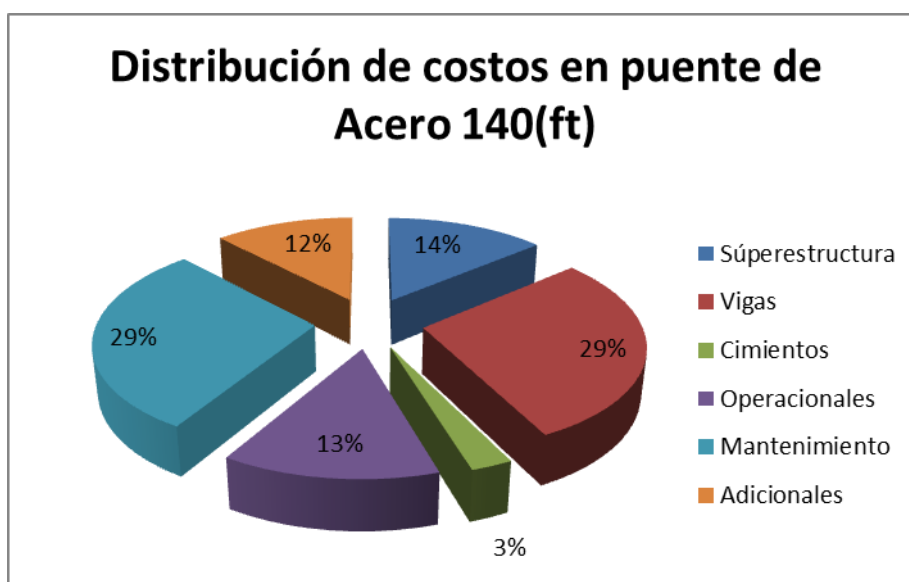


Figura 32



Cuando analizamos el puente de 70 pies de largo, la distribución de costos cambia substancialmente. La Tabla 38 muestra los costos y porcentajes de cada categoría para cada material. Recordando que los costos finales de los tres puentes son bastante similares podemos notar algunos detalles interesantes.

Tabla 38

Distribución de Costos						
70						
	Hormigón Armado		Hormigón Pretensado		Acero	
Súperestructura	\$ 46,069.44	10.8%	\$ 44,633.16	14.1%	\$ 44,045.32	12.5%
Vigas	\$ 88,124.13	20.6%	\$ 32,862.04	10.4%	\$ 45,686.73	13.0%
Cimientos	\$ 32,094.72	7.5%	\$ 16,693.15	5.3%	\$ 15,307.00	4.3%
Operacionales	\$ 79,720.00	18.6%	\$ 79,720.00	25.2%	\$ 79,720.00	22.6%
Mantenimiento	\$131,134.66	30.6%	\$106,097.27	33.6%	\$129,386.87	36.7%
Adicionales	\$ 51,046.72	11.9%	\$ 36,085.98	11.4%	\$ 38,337.50	10.9%
Total	\$ 428,189.67		\$ 316,091.60		\$ 352,483.42	

En general los costos operacionales de la obra suben porcentualmente para todos los materiales, esto se debe principalmente a que debido a la corta longitud de los puentes, el tiempo de construcción es igual independientemente de la longitud. Adicionalmente a esto, en los tres materiales se ve que los costos de mantenimiento representan un gran porcentaje. En el caso del hormigón armado el costo de las vigas resulta ser el más contribuyente entre los costos de la estructura. Al analizar la distribución de costos para el puente en hormigón pretensado, encontramos que las vigas resultan menos contribuyentes, siendo más importante el costo de operación y el mantenimiento. Por otra parte, en el puente de acero, las vigas representan el tercer rubro más importante con un 14% de costo total de la obra. Podemos también notar que en el caso del hormigón pretensado y el acero, la distribución de costos es bastante similar caracterizada por la gran representación de los costos de mantenimiento y operaciones de la obra.

Figura 33

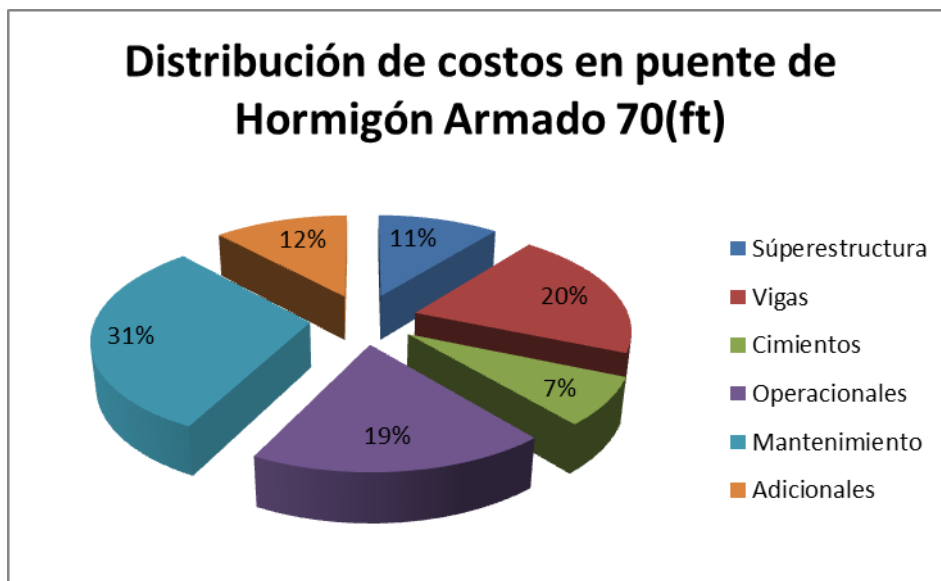


Figura 34

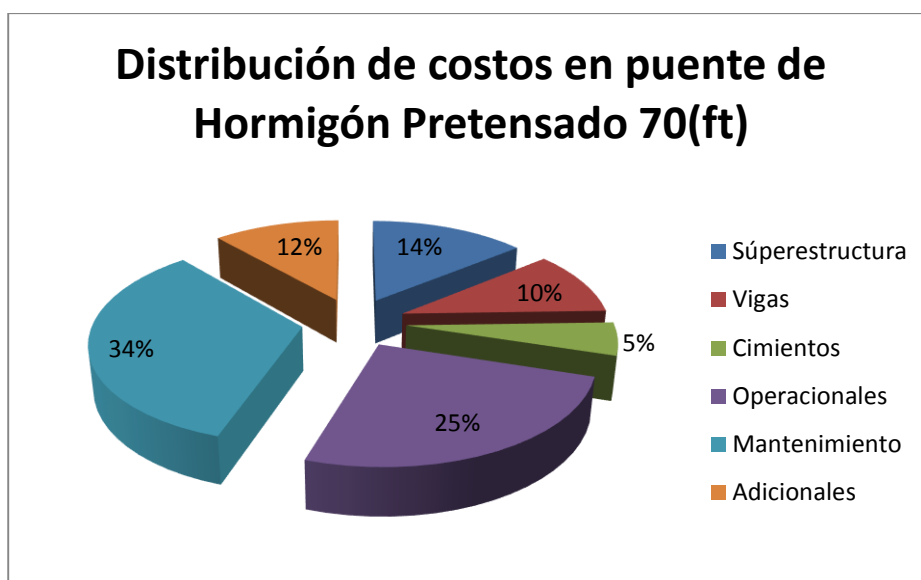
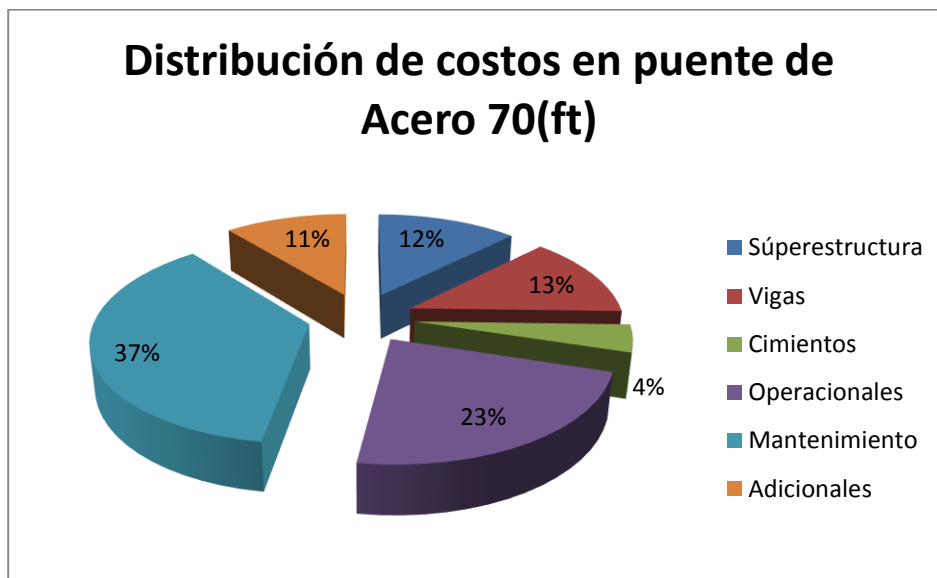


Figura 35



Finalmente, al analizar el puente de 50 pies encontramos que la importancia de los costos operacionales sube aún más que en el anterior, sin embargo el rubro más importante sigue siendo el mantenimiento. Adicionalmente a esto, se ve tanto en la Tabla 39 como en la Figura 36, Figura 37, Figura 38 que a medida que el puente se reduce en longitud la distribución de los costos tiende a ser cada vez más parecida entre los tres materiales sujetos a análisis.

Tabla 39

Distribución de Costos						
50						
	Hormigón Armado		Hormigón Pretensado		Acero	
Súperestructura	\$ 34,345.32	11.7%	\$33,319.40	12.6%	\$ 32,899.51	11.5%
Vigas	\$ 28,059.00	9.6%	\$18,910.12	7.1%	\$ 23,543.15	8.2%
Cimientos	\$ 13,078.40	4.5%	\$14,357.93	5.4%	\$ 13,421.69	4.7%
Operacionales	\$ 79,720.00	27.1%	\$79,720.00	30.1%	\$ 79,720.00	27.9%
Mantenimiento	\$106,237.71	36.2%	\$88,353.90	33.3%	\$104,993.40	36.8%
Adicionales	\$ 32,204.56	11.0%	\$30,358.80	11.5%	\$ 31,038.75	10.9%
Total	\$ 293,644.99		\$ 265,020.15		\$ 285,616.51	

Figura 36

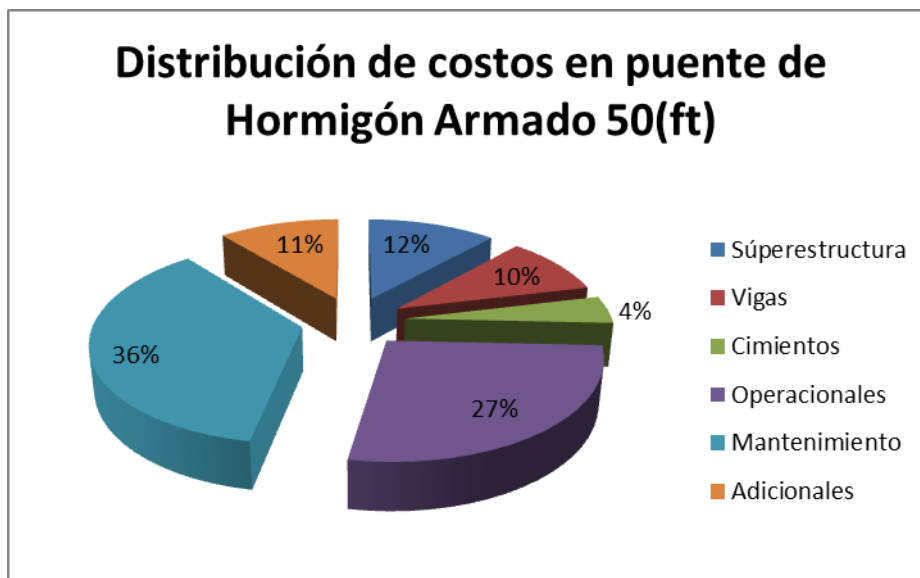


Figura 37

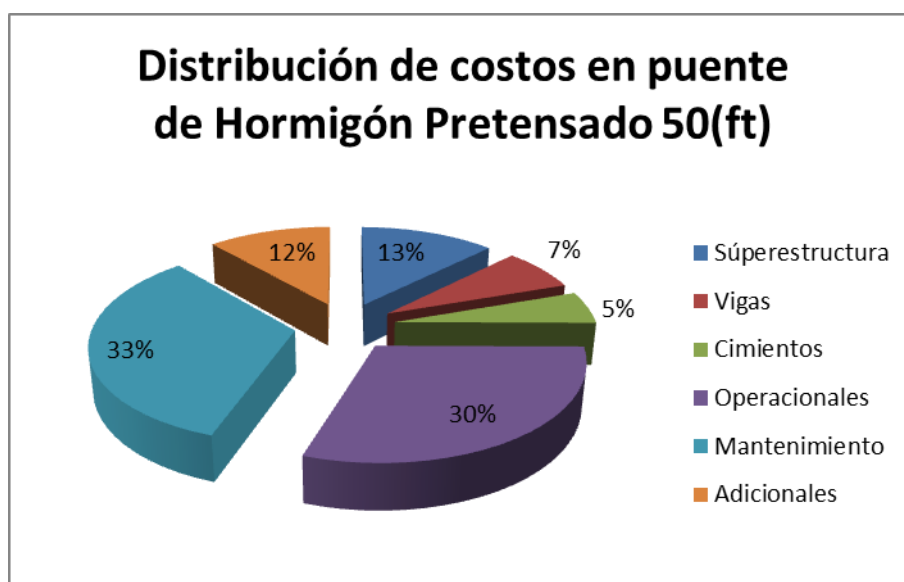
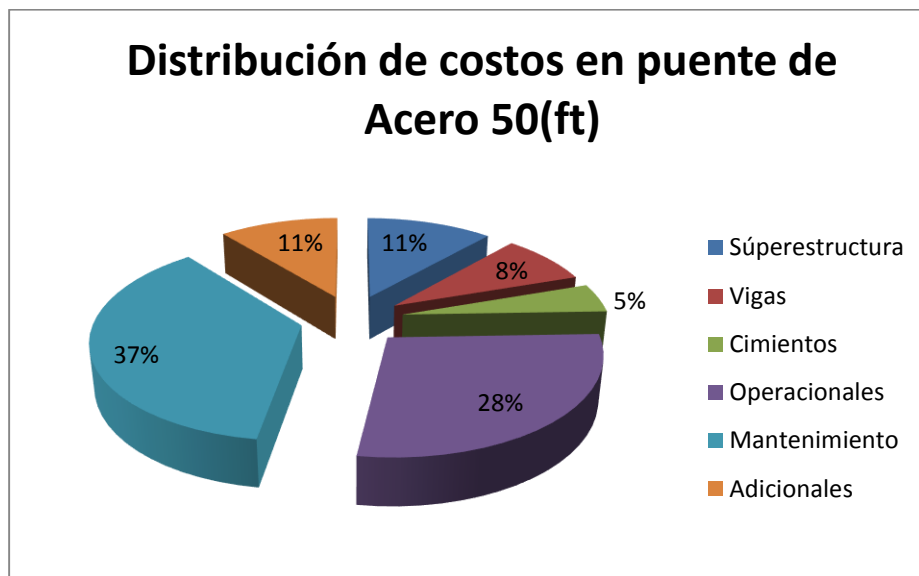


Figura 38



En general la distribución de costos resulta muy similar entre los tres materiales, al igual que las diferencias en costo total también son pequeñas para esta longitud de puente.

A lo largo de este estudio se han realizado los diseños y comparación económicos de tres puentes en tres distancias distintas. En esta fase final de análisis, se puede observar cómo se ven afectados los costos de la obra, basado en la distancia del puente y el material de construcción. Terminado esto, se puede llegar a múltiples conclusiones que tienen el potencial de reducir en gran medida los costos de la construcción de puentes cortos, solamente mediante la selección del material adecuado.

Conclusiones & Recomendaciones

A lo largo de este estudio se ha realizado el diseño y comparación económica de nueve puentes, con el propósito de encontrar la opción más económica para cada una de las tres distancias: 140, 70, 50 pies.

Luego de tomar en cuenta todas estas conclusiones y condiciones es necesario establecer la opción más eficiente basada en el análisis de costos para cada distancia. Si bien el análisis económico reveló que la opción de construcción más económica es la de hormigón pretensado para todos los casos, también mostré una relación entre la longitud y las diferencias de precios. La Figura 29 muestra claramente que a medida que la longitud aumenta es más favorable el uso de hormigón pretensado, sin embargo cuando se reduce la luz del puente podemos ver que las diferencias son marginales.

En la distancia de 140 pies, la opción más eficiente resulta la del hormigón pretensado. La diferencia de costos con el puente con vigas de acero no es tan grande, motivo por el cual, en casos donde las condiciones del sitio no son muy favorables, por facilidad de construcción, el acero también puede ser una opción viable.

Por otra parte para el puente de 70 pies de luz, la opción más económica resulta el hormigón pretensado, seguido muy de cerca por el acero. En este caso se recomienda el uso de hormigón pretensado para las vigas ya que es más económico y similar en términos de dificultad de construcción con el acero. Es importante mencionar que usar acero para esta longitud de puente tampoco se puede descartar.

En el caso del puente de 50 pies de largo, se recomienda la construcción en hormigón armado ya que a pesar de ser más costosa, por un margen muy pequeño, también es la

práctica más utilizada en el país y por ende existe una gran ventaja a la hora de encontrar personal adecuadamente calificado para la obra y facilita la ejecución.

Finalmente con respecto al análisis económico abarcando la vida útil total de la estructura es importante aclarar que, debido a que no se requiere mantenimiento en las vigas, el hormigón pretensado ofrece una ventaja considerable sobre el acero y el hormigón armado. Esta diferencia crece en gran medida cuando se alargan las luces de los puentes. De la mano con esto el hormigón pretensado también ofrece limitaciones ya que las vigas son pesadas y de gran tamaño por lo que su transporte y colocación puede resultar complejo en sitios de difícil acceso.

Con respecto a los materiales de construcción se concluye que el hormigón armado es el material que requiere la menor cantidad de conocimiento técnico y por ende el que proporciona la opción más fácil de construir. Tomando esto en cuenta durante los últimos 10 a 15 años se ha tecnificado este tipo de construcciones haciendo que tanto el acero como el hormigón pretensado sean opciones atractivas al momento de diseñar un puente. Cuando se trata de distancias cortas, entre 15 y 20 metros la opción más conveniente resulta ser el hormigón armado por la facilidad de construcción y los ahorros que proporciona al eliminar la necesidad de grúas. Por este motivo en el caso de luces cortas es de vital importancia tomar en cuenta la ubicación del puente y su facilidad de construcción al momento de determinar el material de construcción.

En lo concerniente al hormigón pretensado por las limitaciones establecidas de mantener la geometría de la viga los diseños mostrados anteriormente no representan la opción más optimizada. Mediante el ensanchamiento de las vigas en los terminales para permitir los anclajes sería posible reducir el espesor del alma. Esta reducción se relacionaría con una reducción del peso total de la viga permitiendo una mayor facilidad de construcción. Adicionalmente el cambiar la geometría de la viga a un diseño T se podrían optimizar los

diseños de las vigas establecidas para reducir el peso y con ello el costo de la estructura haciéndolo aún más deseable como material de construcción.

Durante la primera etapa de diseño se determinó que el tablero, y por ende la sección transversal de la superestructura mostrada en la Figura 1, será el mismo para todos los puentes, para, de esta forma, aislar el material de las vigas como único factor de comparación. Posteriormente se definió un terreno arbitrario sobre el cual se ubicaría cada uno de los puentes, y con el objetivo de limitar la variación entre cada puente, se determinó el mismo suelo para todos. Con estos factores establecidos se procedió al diseño, a partir del cual se puede sacar varias conclusiones.

Durante el diseño y estudio no se tomó en cuenta la facilidad de construir como factor en los diseños. El peso de las vigas, en especial las de hormigón armado y hormigón pretensado implican una dificultad adicional, asociada con el transporte y la ubicación en el sitio.

Con respecto a las cargas se pueden concluir algunas cosas: En primer lugar, viendo los gráficos del Anexo 2: Cargas y Momentos, notamos que, a medida que la longitud del puente se reduce, el peso propio resulta en cargas menores mientras que la carga viva se mantiene, causando así que mientras más pequeña es la longitud de puente mayor es la participación de la carga viva en el diseño.

Adicionalmente se observó, luego de realizar las verificaciones de los modos de falla en acero, que los efectos del viento son mínimos sobre las vigas, motivo por el cual podría ser despreciado, sin generar mayor peligro.

Finalmente es importante recordar, que la cantidad de suposiciones tomadas en cuenta dentro del espectro de diseño y análisis de este documento hacen que los precios usados sean únicamente una referencia y no precios específicos. Factores como la ubicación del puente, las vías de acceso al lugar y la facilidad de obtener personal calificado pueden

afectar en gran medida los costos. Por estos motivos, la interpolación de costos para puentes de otras distancias únicamente tiene un valor referencial.

En términos de los costos porcentuales de los puentes, se concluye que la cimentación, en un suelo bueno como el usado para este estudio, representa un costo mínimo en la obra mientras que el mantenimiento y los costos fijos de la obra son de gran importancia en el costo total.

Uno de los principales problemas encontrados al realizar el diseño, fue la dificultad de diseñar rápida y eficazmente. Dado que el diseño de puentes es un proceso iterativo, resulta ser un cálculo repetitivo e intensivo, haciendo que la realización de un diseño sin una herramienta unificada sea impráctica. En el caso del diseño en acero, el uso de LRFD Simon permite una mayor efectividad en el diseño general dando como resultado la rápida determinación de las dimensiones y una verificación eficaz de los distintos modos de falla. Por otra parte en el caso del diseño en hormigón, tanto pretensado como armado, no se posee de una herramienta de diseño eficiente y fácil de usar que permita la rápida iteración de los diseños dando como resultado, como se quisiera, secciones más óptimas y por ende más económicas.

Para estudios futuros en el campo de los puentes de luces cortas, sería interesante la investigación de nuevos métodos constructivos que abaraten los costos potenciando el desarrollo de los mismos. Adicionalmente, el desarrollo de herramientas automatizadas de diseño para puentes de hormigón, es otro de los temas donde se puede realizar mucho trabajo, especialmente con un enfoque a una interfaz de usuario fácil de utilizar.

Sería también interesante ampliar la cantidad de puentes usados en este estudio, para lograr establecer una línea de tendencia que relacione el costo con la longitud del puente dando a los ingenieros una herramienta confiable para la elección del material de construcción.

Bibliografía

- AASHTO. (2012). *LRFD Bridge Design Specification*. Washington, DC: AASHTO.
- AISC. (2012). *Steel Construction Manual*. Chicago: AISC.
- Alvarez Pinedo, I. J. (Noviembre de 2009). *PUENTES DE BAJO COSTE PARA LOS PAISES EN VIA DE DESARROLLO*. Obtenido de Universidad Politecnica de Valencia:
<http://riunet.upv.es/bitstream/handle/10251/14656/Puentes%20de%20bajo%20coste%20para%20los%20paises%20en%20v%C3%ADas%20de%20desarrollo.%20Estado%20actual%20de%20la%20t%C3%A9cnica..pdf?sequence=1>
- Arroyo, D. (Mayo de 2002). *Hormigon Pretensado*. Quito, Pichincha, Ecuador.
- Bustillos, J. (2011). *Evaluacion economica: Rehabilitacion y mantenimiento del corredor Papallacta- Simon Bolivar*. Retrieved from Ministerio de transporte y obras publicas:
http://www.obraspublicas.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2012/08/06-09-2011_informe_tecnico_papallacta_simon_bolivar_parteIII.pdf
- Camara de la Industria de la Construccion. (Junio de 2014). Rubros Referenciales - Costo directo. *Construccion*, B-34 - B-41.
- El Universo. (2015, Enero 8). *\$7.526 millones en créditos chinos vendrán en partes; El Universo*. Retrieved from El Universo:
<http://www.eluniverso.com/noticias/2015/01/08/nota/4408096/7526-millones-creditos-chinos-vendran-partes>
- Freyssinet. (Abril de 2010). *El Pretensado Freyssinet*. Vélizy-Villacoublay, Yvellines, Francia.
- Hanswille, G. (2007). *Composite Bridges in Germany disigned acording to Eurocode 4-2*. Obtenido de Institute of steel and composite structures, University of Wuppertal:
<http://ccvi.ce.gatech.edu/Papers%20March%20PDF/Hanswille%20G.pdf>
- National Cooperative Highway Research Program. (2003). *Report 483 Bridge Life cycle cost analisis*. Obtenido de National Cooperative Highway Research Program:
http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/nchrp/nchrp_rpt_483.pdf

Valencia Cabeza, C. (2008, Junio). *Universidad de Granada, Tesis de Viaducto de Rodenillo Anejo 4*. Retrieved from Universidad de Granada: <http://www.ugr.es/~proyectos/viaductorodenillo/estudio/ANEJO%204.pdf>

Yunovich, M., G. Thompson, N., Balvanyos, T., & Lave, L. (2001). *Highway Bridges : DNV USA*. Obtenido de DNV USA: http://www.dnvusa.com/Binaries/highway_tcm153-378806.pdf

Anexos

Anexo 1: Factores de Carga Viva

Puente de 140 ft

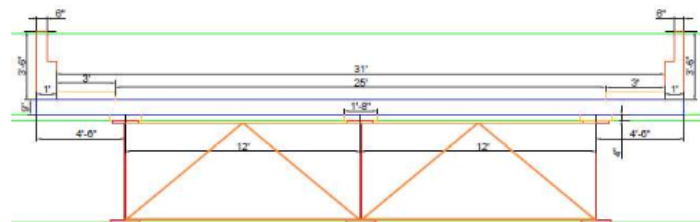
Acero

Calculo de Factores de
distribucion

Tesis

Carlos Bustamante
100103
11/30/2014

Seccion 1



$$E_s := 29000 \quad f_c := 4 \quad w_c := 0.145 \quad t_s := 9.5 \quad S_x := \frac{25}{2} = 12.5$$

$$D := 65 + 1 + 1.625 = 67.625 \quad J_{ww} := 140 \quad d_e := 0.5$$

$$A_{ww} := 16 \cdot 1 + 65 \cdot 0.5625 + 20 \cdot 1.625 = 85.063 \quad I_x := 62754.84$$

Calculo del factor de carga viva

Viga Interior

$FD_{LL} \cdot MI$

$$E_c := 33000(w_c^{1.5})\sqrt{f_c} = 3.644 \times 10^3 \quad n := \frac{E_s}{E_c} = 7.958$$

$$e_g := \frac{D}{2} + \frac{t_s}{2} + 4 = 42.563$$

$$K_g := n \cdot (I_x + A \cdot e_g^2) = 1725694.455101$$

Un carril

$$FD_{LLMi1} := 0.06 + \left(\frac{S}{14}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left[\frac{K_g}{12L \cdot (t_s)^3}\right]^{0.1} = 0.53141$$

Dos o mas Carriles

$$FD_{LLMi2} := 0.075 + \left(\frac{S}{9.5}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left[\frac{K_g}{12L \cdot (t_s)^3}\right]^{0.1} = 0.815$$

$FD_{LL} \cdot VI$

Un carril

$$FD_{LLVi1} := 0.36 + \frac{S}{25} = 0.86$$

Dos o mas Carriles

$$FD_{LLVi2} := 0.2 + \frac{S}{12} - \left(\frac{S}{35}\right)^2 = 1.114$$

Calculo de Factores de
distribucion

Tesis

Carlos Bustamante
100103
11/30/2014

Viga exterior

$FD_{LL} \cdot ME$

Un carril

Usando regla de la palanca

$$FD_{LLMe1} := \frac{12.5 + 6.5}{12 \cdot 2} = 0.792$$

$$FD_{LLMe1} := FD_{LLMe1} \cdot 1.2 = 0.95$$

Dos o mas Carriles

$$FD_{LLMe2} := \left(0.77 + \frac{d_c}{9.1} \right) (FD_{LLMi2}) = 0.673$$

$FD_{LL} \cdot VE$

Un carril

Usando regla de la palanca

$$FD_{LLVe1} := \frac{12.5 + 6.5}{12 \cdot 2} = 0.792$$

$$FD_{LLVe1} := FD_{LLVe1} \cdot 1.2 = 0.95$$

Dos o mas Carriles

$$FD_{LLVe2} := \left(0.6 + \frac{d_c}{10} \right) (FD_{LLVi2}) = 0.724$$

$$M_1 := \max(FD_{LLMi1}, FD_{LLMe1}) = 0.95$$

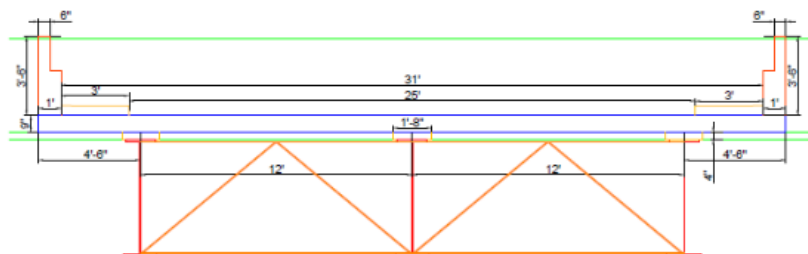
$$M_2 := \max(FD_{LLMi2}, FD_{LLMe2}) = 0.815$$

$$V_1 := \max(FD_{LLVi1}, FD_{LLVe1}) = 0.95$$

$$V_2 := \max(FD_{LLVi2}, FD_{LLVe2}) = 1.114$$

	Momento	Cortante
Un Carril	$M_1 = 0.95$	$V_1 = 0.95$
Varios Carriles	$M_2 = 0.815$	$V_2 = 1.114$

Seccion 2



$$E_s := 29000 \quad f_c := 4 \quad w_c := 0.145 \quad t_s := 9.5 \quad S_x := \frac{25}{2} = 12.5$$

$$D := 65 + 1.375 + 2 = 68.375 \quad L_w := 140 \quad d_e := 0.5$$

$$A_w := 16 \cdot 1.375 + 65 \cdot 0.5625 + 20 \cdot 2 = 98.563 \quad I_x := 78237.15$$

Calculo del factor de carga viva

Viga Interior

FD_{LL}·MI

$$E_c := 33000(w_c^{1.5})\sqrt{f_c} = 3.644 \times 10^3 \quad n := \frac{E_s}{E_c} = 7.958$$

$$e_g := \frac{D}{2} + \frac{t_s}{2} + 4 = 42.938$$

$$K_g := n \cdot (I_x + A \cdot e_g^2) = 2068671.764936$$

Un carril

$$FD_{LLM1} := 0.06 + \left(\frac{S}{14}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left[\frac{K_g}{12L \cdot (t_s)^3}\right]^{0.1} = 0.54003$$

Dos o mas Carriles

$$FD_{LLM2} := 0.075 + \left(\frac{S}{9.5}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{12L \cdot (t_s)^3}\right)^{0.1} = 0.829$$

FD_{LL}·VI

Un carril

$$FD_{LLV1} := 0.36 + \frac{S}{25} = 0.86$$

Dos o mas Carriles

$$FD_{LLV2} := 0.2 + \frac{S}{12} - \left(\frac{S}{35}\right)^2 = 1.114$$

Viga exterior

FD_{LL}·ME

Un carril

Usando regla de la palanca

$$FD_{LLMe1} := \frac{12.5 + 6.5}{12.2} = 0.792$$

$$FD_{LLMe1} := FD_{LLMe1} \cdot 1.2 = 0.95$$

Dos o mas Carriles

$$FD_{LLMe2} := \left(0.77 + \frac{d_e}{9.1} \right) (FD_{LLMi2}) = 0.684$$

FD_{LL}·VE

Un carril

Usando regla de la palanca

$$FD_{LLVe1} := \frac{12.5 + 6.5}{12.2} = 0.792$$

$$FD_{LLVe1} := FD_{LLVe1} \cdot 1.2 = 0.95$$

Dos o mas Carriles

$$FD_{LLVe2} := \left(0.6 + \frac{d_e}{10} \right) (FD_{LLVi2}) = 0.724$$

$$M_1 := \max(FD_{LLMi1}, FD_{LLMe1}) = 0.95$$

$$M_2 := \max(FD_{LLMi2}, FD_{LLMe2}) = 0.829$$

$$V_1 := \max(FD_{LLVi1}, FD_{LLVe1}) = 0.95$$

$$V_2 := \max(FD_{LLVi2}, FD_{LLVe2}) = 1.114$$

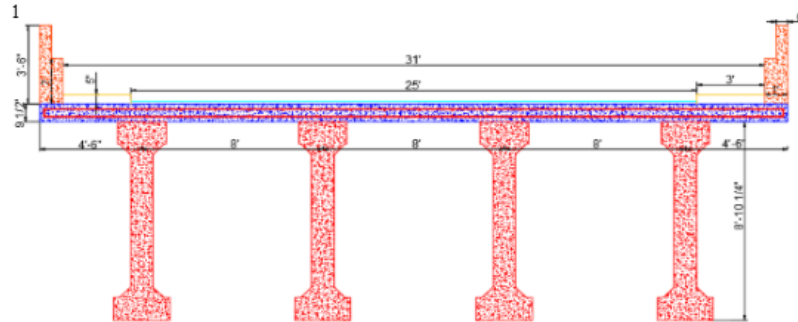
	Momento	Cortante
Un Carril	M ₁ = 0.95	V ₁ = 0.95
Varios Carriles	M ₂ = 0.829	V ₂ = 1.114

Hormigón Pretensado

Calculo de Factores de
distribucion

Tesis

Carlos Bustamante
100103
11/30/2014



$$f_c := 2000 \cdot \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2} = 2.845 \cdot \text{ksi} \quad w_c := 0.145 \cdot \text{ksi} \quad t_s := 9.5 \cdot \text{in} \quad S_{xx} := \frac{25 \cdot \text{ft}}{2} = 12.5 \cdot \text{ft}$$

$$D := 285 \cdot \text{cm} = 112.205 \cdot \text{in} \quad L_{\text{eff}} := 140 \cdot \text{ft} \quad d_e := 0.5 \cdot \text{ft}$$

$$A_{\text{eff}} := 1.140 \cdot \text{m}^2 = 1767.004 \cdot \text{in}^2 \quad I_x := 1.02145411 \cdot \text{m}^4 = 2454053.315 \cdot \text{in}^4$$

Calculo del factor de carga viva

Viga Interior

$FD_{LL} \cdot MI$

$$E_c := 33000 \cdot \text{ksi}^{-1} (w_c^{1.5}) \sqrt{f_c} = 3.073 \times 10^3 \cdot \text{ksi} \quad E_{cs} := E_c$$

$$e_g := \frac{D}{2} + \frac{t_s}{2} = 60.852 \cdot \text{in} \quad n := \frac{E_{cs}}{E_c} = 1$$

$$K_g := n \cdot (I_x + A \cdot e_g^2) = 8997285.047018 \cdot \text{in}^4$$

Un carril

$$FD_{LLMi1} := 0.06 + \left(\frac{S}{14 \cdot \text{ft}} \right)^{0.4} \left(\frac{S}{L} \right)^{0.3} \left[\frac{K_g}{L \cdot (t_s)^3} \right]^{0.1} = 0.61605$$

Dos o mas Carriles

$$FD_{LLMi2} := 0.075 + \left(\frac{S}{9.5 \cdot \text{ft}} \right)^{0.6} \left(\frac{S}{L} \right)^{0.2} \left[\frac{K_g}{L \cdot (t_s)^3} \right]^{0.1} = 0.948$$

$FD_{LL} \cdot VI$

Un carril

$$FD_{LLVi1} := 0.36 + \frac{S}{25 \cdot \text{ft}} = 0.86$$

Dos o mas Carriles

$$FD_{LLVi2} := 0.2 + \frac{S}{12 \cdot \text{ft}} - \left(\frac{S}{35 \cdot \text{ft}} \right)^2 = 1.114$$

Viga exterior

 $FD_{LL} \cdot ME$

Un carril

Usando regla de la palanca

$$FD_{LLMe1} := \frac{8.5 + 2.5}{8.2} = 0.688$$

$$FD_{LLMe1} := FD_{LLMe1} \cdot 1.2 = 0.825$$

Dos o mas Carriles

$$FD_{LLMe2} := \left(0.77 + \frac{d_e}{9.1 \cdot ft} \right) (FD_{LLMi2}) = 0.782$$

 $FD_{LL} \cdot VE$

Un carril

Usando regla de la palanca

$$FD_{LLVe1} := \frac{8.5 + 2.5}{8.2} = 0.688$$

$$FD_{LLVe1} := FD_{LLVe1} \cdot 1.2 = 0.825$$

Dos o mas Carriles

$$FD_{LLVe2} := \left(0.6 + \frac{d_e}{10 \cdot ft} \right) (FD_{LLVi2}) = 0.724$$

$$M_1 := \max(FD_{LLMi1}, FD_{LLMe1}) = 0.825$$

$$M_2 := \max(FD_{LLMi2}, FD_{LLMe2}) = 0.948$$

$$V_1 := \max(FD_{LLVi1}, FD_{LLVe1}) = 0.86$$

$$V_2 := \max(FD_{LLVi2}, FD_{LLVe2}) = 1.114$$

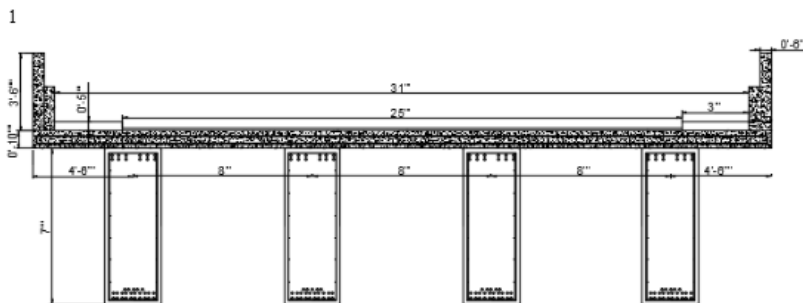
	Momento	Cortante
Un Carril	$M_1 = 0.825$	$V_1 = 0.86$
Varios Carriles	$M_2 = 0.948$	$V_2 = 1.114$

Hormigón Armado

Calculo de Factores de
distribucion

Tesis

Carlos Bustamante
100103
11/30/2014



$$f_c := 5 \cdot \text{ksi} \quad w_c := 0.145 \cdot \text{ksi} \quad t_s := 9.5 \cdot \text{in} \quad S_{xx} := \frac{25 \cdot \text{ft}}{2} = 12.5 \cdot \text{ft}$$

$$D := 20.3 \cdot \text{in} \quad b := 35 \cdot \text{in} \quad L_{ww} := 140 \cdot \text{ft} \quad d_e := 0.5 \cdot \text{ft}$$

$$A_{ww} := b \cdot D = 7105 \cdot \text{in}^2$$

$$I_x := \frac{b \cdot D^3}{12} = 24399162.083 \cdot \text{in}^4$$

Calculo del factor de carga viva

Viga Interior

$FD_{LL} \cdot MI$

$$E_c := 33000 \cdot \text{ksi}^{-1} (w_c^{1.5}) \sqrt{f_c} = 4.074 \times 10^3 \cdot \text{ksi} \quad E_{cs} := E_c$$

$$e_g := \frac{D}{2} + \frac{t_s}{2} = 106.25 \cdot \text{in} \quad n := \frac{E_{cs}}{E_c} = 1$$

$$K_g := n \cdot (I_x + A \cdot e_g^2) = 104607951.145833 \cdot \text{in}^4$$

Un carril

$$FD_{LLMi1} := 0.06 + \left(\frac{S}{14 \cdot \text{ft}} \right)^{0.4} \left(\frac{S}{L} \right)^{0.3} \left[\frac{K_g}{L \cdot (t_s)^3} \right]^{0.1} = 0.77065$$

Dos o mas Carriles

$$FD_{LLMi2} := 0.075 + \left(\frac{S}{9.5 \cdot \text{ft}} \right)^{0.6} \left(\frac{S}{L} \right)^{0.2} \left[\frac{K_g}{L \cdot (t_s)^3} \right]^{0.1} = 1.191$$

$FD_{LL} \cdot VI$

Un carril

$$FD_{LLVi1} := 0.36 + \frac{S}{25 \cdot \text{ft}} = 0.86$$

Dos o mas Carriles

$$FD_{LLVi2} := 0.2 + \frac{S}{12 \cdot \text{ft}} - \left(\frac{S}{35 \cdot \text{ft}} \right)^2 = 1.114$$

Viga exterior

 $FD_{LL} \cdot ME$

Un carril

Usando regla de la palanca

$$FD_{LLMe1} := \frac{8.5 + 2.5}{8.2} = 0.688$$

$$FD_{LLMe1} := FD_{LLMe1} \cdot 1.2 = 0.825$$

Dos o mas Carriles

$$FD_{LLMe2} := \left(0.77 + \frac{d_e}{9.1 \cdot ft} \right) (FD_{LLMi2}) = 0.983$$

 $FD_{LL} \cdot VE$

Un carril

Usando regla de la palanca

$$FD_{LLVe1} := \frac{8.5 + 2.5}{8.2} = 0.688$$

$$FD_{LLVe1} := FD_{LLVe1} \cdot 1.2 = 0.825$$

Dos o mas Carriles

$$FD_{LLVe2} := \left(0.6 + \frac{d_e}{10 \cdot ft} \right) (FD_{LLVi2}) = 0.724$$

$$M_1 := \max(FD_{LLMi1}, FD_{LLMe1}) = 0.825$$

$$M_2 := \max(FD_{LLMi2}, FD_{LLMe2}) = 1.191$$

$$V_1 := \max(FD_{LLVi1}, FD_{LLVe1}) = 0.86$$

$$V_2 := \max(FD_{LLVi2}, FD_{LLVe2}) = 1.114$$

	Momento	Cortante
Un Carril	$M_1 = 0.825$	$V_1 = 0.86$
Varios Carriles	$M_2 = 1.191$	$V_2 = 1.114$

Puente de 70 ft

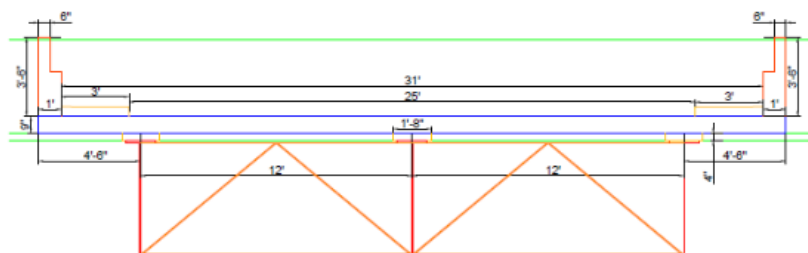
Acero

Calculo de Factores de
distribucion

Tesis

Carlos Bustamante
100103
11/30/2014

Seccion 1



$$E_s := 29000 \quad f_c := 4 \quad w_c := 0.145 \quad t_s := 9.5 \quad S := \frac{25}{2} = 12.5$$

$$D := 27 + 0.625 + 1.25 = 28.875 \quad L := 70 \quad d_e := 0.5$$

$$A := 14 \cdot 0.625 + 27 \cdot 0.5 + 18 \cdot 1.25 = 44.75 \quad I_x := 6114.9836$$

Calculo del factor de carga viva

Viga Interior

$FD_{LL} \cdot MI$

$$E_c := 33000(w_c^{1.5}) \cdot \sqrt{f_c} = 3.644 \times 10^3 \quad n := \frac{E_s}{E_c} = 7.958$$

$$e_g := \frac{D}{2} + \frac{t_s}{2} + 4 = 23.188$$

$$K_g := n \cdot (I_x + A \cdot e_g^2) = 240133.805974$$

Un carril

$$FD_{LLMI1} := 0.06 + \left(\frac{S}{14}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left[\frac{K_g}{12L \cdot (t_s)^3}\right]^{-0.1} = 0.57069$$

Dos o mas Carriles

$$FD_{LLMI2} := 0.075 + \left(\frac{S}{9.5}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left[\frac{K_g}{12L \cdot (t_s)^3}\right]^{-0.1} = 0.823$$

$FD_{LL} \cdot VI$

Un carril

$$FD_{LLVI1} := 0.36 + \frac{S}{25} = 0.86$$

Dos o mas Carriles

$$FD_{LLVI2} := 0.2 + \frac{S}{12} - \left(\frac{S}{35}\right)^2 = 1.114$$

Viga exterior

FD_{LL}·ME

Un carril

Usando regla de la palanca

$$FD_{LLMe1} := \frac{12.5 + 6.5}{12.2} = 0.792$$

$$FD_{LLMe1} := FD_{LLMe1} \cdot 1.2 = 0.95$$

Dos o mas Carriles

$$FD_{LLMe2} := \left(0.77 + \frac{d_e}{9.1} \right) (FD_{LLMi2}) = 0.679$$

FD_{LL}·VE

Un carril

Usando regla de la palanca

$$FD_{LLVe1} := \frac{12.5 + 6.5}{12.2} = 0.792$$

$$FD_{LLVe1} := FD_{LLVe1} \cdot 1.2 = 0.95$$

Dos o mas Carriles

$$FD_{LLVe2} := \left(0.6 + \frac{d_e}{10} \right) (FD_{LLVi2}) = 0.724$$

$$M_1 := \max(FD_{LLMi1}, FD_{LLMe1}) = 0.95$$

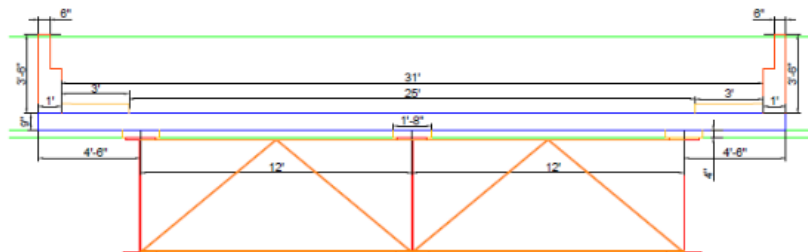
$$M_2 := \max(FD_{LLMi2}, FD_{LLMe2}) = 0.823$$

$$V_1 := \max(FD_{LLVi1}, FD_{LLVe1}) = 0.95$$

$$V_2 := \max(FD_{LLVi2}, FD_{LLVe2}) = 1.114$$

	Momento	Cortante
Un Carril	M ₁ = 0.95	V ₁ = 0.95
Varios Carriles	M ₂ = 0.823	V ₂ = 1.114

Seccion 2



$$E_s := 29000 \quad f_c := 4 \quad w_c := 0.145 \quad t_s := 9.5 \quad S_w := \frac{25}{2} = 12.5$$

$$D := 27 + 0.75 + 1.25 = 29 \quad L_w := 70 \quad d_e := 0.5$$

$$A_w := 16 \cdot 0.75 + 27 \cdot 0.5 + 20 \cdot 1.25 = 50.5 \quad I_x := 7432.33$$

Calculo del factor de carga viva

Viga Interior

 $FD_{LL} \cdot MI$

$$E_c := 33000(w_c^{1.5}) \sqrt{f_c} = 3.644 \times 10^3 \quad n := \frac{E_s}{E_c} = 7.958$$

$$e_g := \frac{D}{2} + \frac{t_s}{2} + 4 = 23.25$$

$$K_g := n \cdot (I_x + A \cdot e_g^2) = 276386.005308$$

Un carril

$$FD_{LLMI1} := 0.06 + \left(\frac{S}{14}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left[\frac{K_g}{12L \cdot (t_s)^3}\right]^{0.1} = 0.57792$$

Dos o mas Carriles

$$FD_{LLMI2} := 0.075 + \left(\frac{S}{9.5}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{12L \cdot (t_s)^3}\right)^{0.1} = 0.834$$

 $FD_{LL} \cdot VI$

Un carril

$$FD_{LLVI1} := 0.36 + \frac{S}{25} = 0.86$$

Dos o mas Carriles

$$FD_{LLVI2} := 0.2 + \frac{S}{12} - \left(\frac{S}{35}\right)^2 = 1.114$$

Viga exterior

FD_{LL}·ME

Un carril

Usando regla de la palanca

$$FD_{LLMe1} := \frac{12.5 + 6.5}{12.2} = 0.792$$

$$FD_{LLMe1} := FD_{LLMe1} \cdot 1.2 = 0.95$$

Dos o mas Carriles

$$FD_{LLMe2} := \left(0.77 + \frac{d_e}{9.1} \right) (FD_{LLMi2}) = 0.688$$

FD_{LL}·VE

Un carril

Usando regla de la palanca

$$FD_{LLVe1} := \frac{12.5 + 6.5}{12.2} = 0.792$$

$$FD_{LLVe1} := FD_{LLVe1} \cdot 1.2 = 0.95$$

Dos o mas Carriles

$$FD_{LLVe2} := \left(0.6 + \frac{d_e}{10} \right) (FD_{LLVi2}) = 0.724$$

$$M_1 := \max(FD_{LLMi1}, FD_{LLMe1}) = 0.95$$

$$M_2 := \max(FD_{LLMi2}, FD_{LLMe2}) = 0.834$$

$$V_1 := \max(FD_{LLVi1}, FD_{LLVe1}) = 0.95$$

$$V_2 := \max(FD_{LLVi2}, FD_{LLVe2}) = 1.114$$

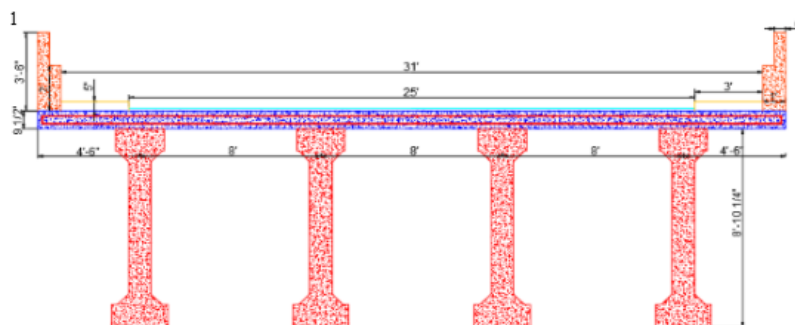
	Momento	Cortante
Un Carril	M ₁ = 0.95	V ₁ = 0.95
Varios Carriles	M ₂ = 0.834	V ₂ = 1.114

Hormigón Pretensado

Calculo de Factores de
distribucion 70P

Tesis

Carlos Bustamante
100103
11/30/2014



$$f_c := 2000 \cdot \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2} = 2.845 \cdot \text{ksi} \quad w_c := 0.145 \cdot \text{ksi} \quad t_s := 9.5 \cdot \text{in} \quad S_x := \frac{25 \cdot \text{ft}}{2} = 12.5 \cdot \text{ft}$$

$$D := 130 \cdot \text{cm} = 51.181 \cdot \text{in} \quad L_{\text{w}} := 70 \cdot \text{ft} \quad d_e := 0.5 \cdot \text{ft}$$

$$A_{\text{w}} := 0.675 \cdot \text{m}^2 = 1046.252 \cdot \text{in}^2 \quad I_x := 0.12049792 \cdot \text{m}^4 = 289497.411 \cdot \text{in}^4$$

Calculo del factor de carga viva

Viga Interior

$FD_{LL} \cdot MI$

$$E_c := 33000 \cdot \text{ksi}^{-1} (w_c^{1.5}) \sqrt{f_c} = 3.073 \times 10^3 \cdot \text{ksi} \quad E_{cs} := E_c$$

$$e_g := \frac{D}{2} + \frac{t_s}{2} = 30.341 \cdot \text{in}$$

$$n := \frac{E_{cs}}{E_c} = 1$$

$$K_g := n \cdot (I_x + A \cdot e_g^2) = 1252623.776391 \cdot \text{in}^4$$

Un carril

$$FD_{LLMi1} := 0.06 + \left(\frac{S}{14 \cdot \text{ft}} \right)^{0.4} \left(\frac{S}{L} \right)^{0.3} \left[\frac{K_g}{L \cdot (t_s)^3} \right]^{0.1} = 0.66241$$

Dos o mas Carriles

$$FD_{LLMi2} := 0.075 + \left(\frac{S}{9.5 \cdot \text{ft}} \right)^{0.6} \left(\frac{S}{L} \right)^{0.2} \left[\frac{K_g}{L \cdot (t_s)^3} \right]^{0.1} = 0.958$$

$FD_{LL} \cdot VI$

Un carril

$$FD_{LLVi1} := 0.36 + \frac{S}{25 \cdot \text{ft}} = 0.86$$

Dos o mas Carriles

$$FD_{LLVi2} := 0.2 + \frac{S}{12 \cdot \text{ft}} - \left(\frac{S}{35 \cdot \text{ft}} \right)^2 = 1.114$$

Viga exterior

FD_{LL}·ME

Un carril

Usando regla de la palanca

$$FD_{LLMe1} := \frac{8.5 + 2.5}{8.2} = 0.688$$

$$FD_{LLMe1} := FD_{LLMe1} \cdot 1.2 = 0.825$$

Dos o mas Carriles

$$FD_{LLMe2} := \left(0.77 + \frac{d_e}{9.1\text{-ft}} \right) (FD_{LLMi2}) = 0.79$$

FD_{LL}·VE

Un carril

Usando regla de la palanca

$$FD_{LLVe1} := \frac{8.5 + 2.5}{8.2} = 0.688$$

$$FD_{LLVe1} := FD_{LLVe1} \cdot 1.2 = 0.825$$

Dos o mas Carriles

$$FD_{LLVe2} := \left(0.6 + \frac{d_e}{10\text{-ft}} \right) (FD_{LLVi2}) = 0.724$$

$$M_1 := \max(FD_{LLMi1}, FD_{LLMe1}) = 0.825$$

$$M_2 := \max(FD_{LLMi2}, FD_{LLMe2}) = 0.958$$

$$V_1 := \max(FD_{LLVi1}, FD_{LLVe1}) = 0.86$$

$$V_2 := \max(FD_{LLVi2}, FD_{LLVe2}) = 1.114$$

	Momento	Cortante
Un Carril	M ₁ = 0.825	V ₁ = 0.86
Varios Carriles	M ₂ = 0.958	V ₂ = 1.114

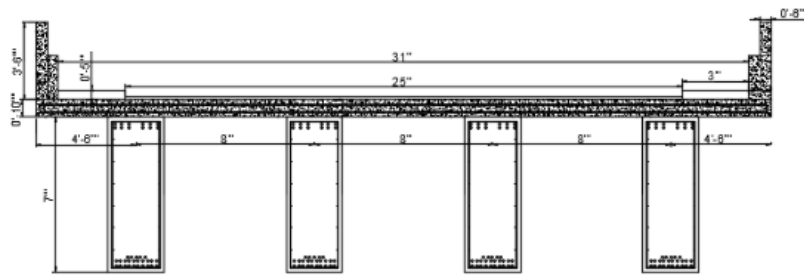
Hormigón Armado

Calculo de Factores de
distribucion

Tesis

Carlos Bustamante
100103
11/30/2014

1



$$\begin{aligned}
 f_c &:= 5 \cdot \text{ksi} & w_c &:= 0.145 \cdot \text{ksi} & t_s &:= 9.5 \cdot \text{in} & S_{xx} &:= \frac{25 \cdot \text{ft}}{2} = 12.5 \cdot \text{ft} \\
 D &:= 86 \cdot \text{in} & b &:= 30 \cdot \text{in} & L_{\text{eff}} &:= 70 \cdot \text{ft} & d_e &:= 0.5 \cdot \text{ft} \\
 A_{\text{ww}} &:= b \cdot D = 2580 \cdot \text{in}^2 & I_x &:= \frac{b \cdot D^3}{12} = 1590140 \cdot \text{in}^4
 \end{aligned}$$

Calculo del factor de carga viva
Viga Interior

$FD_{LL} \cdot MI$

$$E_c := 33000 \cdot \text{ksi}^{-1} (w_c^{1.5}) \sqrt{f_c} = 4.074 \times 10^3 \cdot \text{ksi} \quad E_{cs} := E_c$$

$$e_g := \frac{D}{2} + \frac{t_s}{2} = 47.75 \cdot \text{in} \quad n := \frac{E_{cs}}{E_c} = 1$$

$$K_g := n \cdot (I_x + A \cdot e_g^2) = 7472701.25 \cdot \text{in}^4$$

Un carril

$$FD_{LLMi1} := 0.06 + \left(\frac{S}{14 \cdot \text{ft}} \right)^{0.4} \left(\frac{S}{L} \right)^{0.3} \left[\frac{K_g}{L \cdot (t_s)^3} \right]^{0.1} = 0.78021$$

Dos o mas Carriles

$$FD_{LLMi2} := 0.075 + \left(\frac{S}{9.5 \cdot \text{ft}} \right)^{0.6} \left(\frac{S}{L} \right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{L \cdot t_s^3} \right)^{0.1} = 1.131$$

$FD_{LL} \cdot VI$

Un carril

$$FD_{LLVi1} := 0.36 + \frac{S}{25 \cdot \text{ft}} = 0.86$$

Dos o mas Carriles

$$FD_{LLVi2} := 0.2 + \frac{S}{12 \cdot \text{ft}} - \left(\frac{S}{35 \cdot \text{ft}} \right)^2 = 1.114$$

1

Viga exterior

FD_{LL}·ME

Un carril

Usando regla de la palanca

$$FD_{LLMe1} := \frac{8.5 + 2.5}{8.2} = 0.688$$

$$FD_{LLMe1} := FD_{LLMe1} \cdot 1.2 = 0.825$$

Dos o mas Carriles

$$FD_{LLMe2} := \left(0.77 + \frac{d_e}{9.1\text{-ft}} \right) (FD_{LLMi2}) = 0.933$$

FD_{LL}·VE

Un carril

Usando regla de la palanca

$$FD_{LLVe1} := \frac{8.5 + 2.5}{8.2} = 0.688$$

$$FD_{LLVe1} := FD_{LLVe1} \cdot 1.2 = 0.825$$

Dos o mas Carriles

$$FD_{LLVe2} := \left(0.6 + \frac{d_e}{10\text{-ft}} \right) (FD_{LLVi2}) = 0.724$$

$$M_1 := \max(FD_{LLMi1}, FD_{LLMe1}) = 0.825$$

$$M_2 := \max(FD_{LLMi2}, FD_{LLMe2}) = 1.131$$

$$V_1 := \max(FD_{LLVi1}, FD_{LLVe1}) = 0.86$$

$$V_2 := \max(FD_{LLVi2}, FD_{LLVe2}) = 1.114$$



	Momento	Cortante
Un Carril	$M_1 = 0.825$	$V_1 = 0.86$
Varios Carriles	$M_2 = 1.131$	$V_2 = 1.114$



Puente de 50 ft

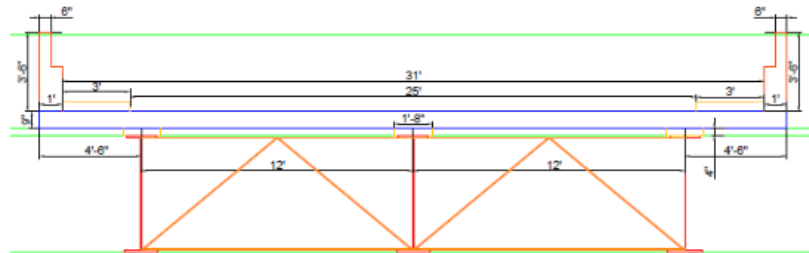
Acero

Calculo de Factores de
distribucion

Tesis

Carlos Bustamante
100103
11/30/2014

Seccion 1



$$E_s := 29000 \quad f_c := 4 \quad w_c := 0.145 \quad t_s := 9.5 \quad S := \frac{25}{2} = 12.5$$

$$D := 27 + 0.625 + 1 = 28.625 \quad L := 50 \quad d_e := 0.5$$

$$A := 14 \cdot 0.625 + 20 \cdot 0.5 + 14 \cdot 1 = 32.75 \quad I_x := 2710.43$$

Calculo del factor de carga viva

Viga Interior

$FD_{LL} \cdot MI$

$$E_c := 33000(w_c^{1.5}) \cdot \sqrt{f_c} = 3.644 \times 10^3 \quad n := \frac{E_s}{E_c} = 7.958$$

$$e_g := \frac{D}{2} + \frac{t_s}{2} + 4 = 23.063$$

$$K_g := n \cdot (I_x + A \cdot e_g^2) = 160189.584049$$

Un carril

$$FD_{LLMi1} := 0.06 + \left(\frac{S}{14}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left[\frac{K_g}{12L \cdot (t_s)^3}\right]^{-0.1} = 0.62108$$

Dos o mas Carriles

$$FD_{LLMi2} := 0.075 + \left(\frac{S}{9.5}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{12L \cdot t_s^3}\right)^{0.1} = 0.87$$

$FD_{LL} \cdot VI$

Un carril

$$FD_{LLVi1} := 0.36 + \frac{S}{25} = 0.86$$

Dos o mas Carriles

$$FD_{LLVi2} := 0.2 + \frac{S}{12} - \left(\frac{S}{35}\right)^2 = 1.114$$

Viga exterior

FD_{LL}·ME

Un carril

Usando regla de la palanca

$$FD_{LLMe1} := \frac{12.5 + 6.5}{12.2} = 0.792$$

$$FD_{LLMe1} := FD_{LLMe1} \cdot 1.2 = 0.95$$

Dos o mas Carriles

$$FD_{LLMe2} := \left(0.77 + \frac{d_e}{9.1} \right) (FD_{LLMi2}) = 0.718$$

FD_{LL}·VE

Un carril

Usando regla de la palanca

$$FD_{LLVe1} := \frac{12.5 + 6.5}{12.2} = 0.792$$

$$FD_{LLVe1} := FD_{LLVe1} \cdot 1.2 = 0.95$$

Dos o mas Carriles

$$FD_{LLVe2} := \left(0.6 + \frac{d_e}{10} \right) (FD_{LLVi2}) = 0.724$$

$$M_1 := \max(FD_{LLMi1}, FD_{LLMe1}) = 0.95$$

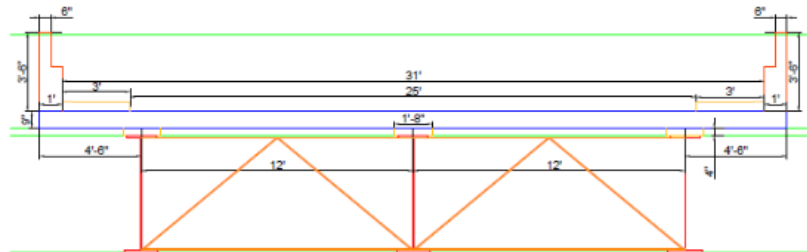
$$M_2 := \max(FD_{LLMi2}, FD_{LLMe2}) = 0.87$$

$$V_1 := \max(FD_{LLVi1}, FD_{LLVe1}) = 0.95$$

$$V_2 := \max(FD_{LLVi2}, FD_{LLVe2}) = 1.114$$

	Momento	Cortante
Un Carril	M ₁ = 0.95	V ₁ = 0.95
Varios Carriles	M ₂ = 0.87	V ₂ = 1.114

Seccion 2



$$E_s := 29000 \quad f_c := 4 \quad w_c := 0.145 \quad t_s := 9.5 \quad S_x := \frac{25}{2} = 12.5$$

$$D := 20 + 0.625 + 1 = 21.625 \quad L_w := 50 \quad d_e := 0.5$$

$$A_w := 14 \cdot 0.625 + 20 \cdot 0.5 + 16 \cdot 1 = 34.75 \quad I_x := 2855.46$$

Calculo del factor de carga viva

Viga Interior

FD_{LL}·MI

$$E_c := 33000(w_c^{1.5})\sqrt{f_c} = 3.644 \times 10^3 \quad n := \frac{E_s}{E_c} = 7.958$$

$$e_g := \frac{D}{2} + \frac{t_s}{2} + 4 = 19.563$$

$$K_g := n \cdot (I_x + A \cdot e_g^2) = 128552.868263$$

Un carril

$$FD_{LLM1} := 0.06 + \left(\frac{S}{14}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left[\frac{K_g}{12L \cdot (t_s)^3}\right]^{0.1} = 0.60887$$

Dos o mas Carriles

$$FD_{LLM2} := 0.075 + \left(\frac{S}{9.5}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{12L \cdot (t_s)^3}\right)^{0.1} = 0.853$$

FD_{LL}·VI

Un carril

$$FD_{LLV1} := 0.36 + \frac{S}{25} = 0.86$$

Dos o mas Carriles

$$FD_{LLV2} := 0.2 + \frac{S}{12} - \left(\frac{S}{35}\right)^2 = 1.114$$

Viga exterior

FD_{LL}·ME

Un carril

Usando regla de la palanca

$$FD_{LLMe1} := \frac{12.5 + 6.5}{12.2} = 0.792$$

$$FD_{LLMe1} := FD_{LLMe1} \cdot 1.2 = 0.95$$

Dos o mas Carriles

$$FD_{LLMe2} := \left(0.77 + \frac{d_e}{9.1} \right) (FD_{LLMi2}) = 0.704$$

FD_{LL}·VE

Un carril

Usando regla de la palanca

$$FD_{LLVe1} := \frac{12.5 + 6.5}{12.2} = 0.792$$

$$FD_{LLVe1} := FD_{LLVe1} \cdot 1.2 = 0.95$$

Dos o mas Carriles

$$FD_{LLVe2} := \left(0.6 + \frac{d_e}{10} \right) (FD_{LLVi2}) = 0.724$$

$$M_1 := \max(FD_{LLMi1}, FD_{LLMe1}) = 0.95$$

$$M_2 := \max(FD_{LLMi2}, FD_{LLMe2}) = 0.853$$

$$V_1 := \max(FD_{LLVi1}, FD_{LLVe1}) = 0.95$$

$$V_2 := \max(FD_{LLVi2}, FD_{LLVe2}) = 1.114$$

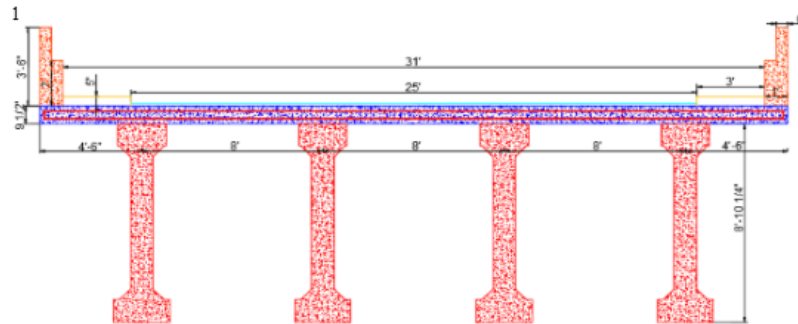
	Momento	Cortante
Un Carril	M ₁ = 0.95	V ₁ = 0.95
Varios Carriles	M ₂ = 0.853	V ₂ = 1.114

Hormigón Pretensado

Calculo de Factores de
distribucion 70P

Tesis

Carlos Bustamante
100103
11/30/2014



$$f_c := 2000 \cdot \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2} = 2.845 \cdot \text{ksi} \quad w_c := 0.145 \cdot \text{ksi} \quad t_s := 9.5 \cdot \text{in} \quad S_{xx} := \frac{25 \cdot \text{ft}}{2} = 12.5 \cdot \text{ft}$$

$$D := 105 \cdot \text{cm} = 41.339 \cdot \text{in} \quad L_{ww} := 50 \cdot \text{ft} \quad d_e := 0.5 \cdot \text{ft}$$

$$A_{ww} := 0.500 \cdot \text{m}^2 = 775.002 \cdot \text{in}^2 \quad I_x := 0.05815417 \cdot \text{m}^4 = 139715.952 \cdot \text{in}^4$$

Calculo del factor de carga viva

Viga Interior

$FD_{LL} \cdot MI$

$$E_c := 33000 \cdot \text{ksi}^{-1} (w_c^{1.5}) \sqrt{f_c} = 3.073 \times 10^3 \cdot \text{ksi} \quad E_{cs} := E_c$$

$$e_g := \frac{D}{2} + \frac{t_s}{2} = 25.419 \cdot \text{in}$$

$$n := \frac{E_{cs}}{E_c} = 1$$

$$K_g := n \cdot (I_x + A \cdot e_g^2) = 640475.742229 \cdot \text{in}^4$$

Un carril

$$FD_{LLMi1} := 0.06 + \left(\frac{S}{14 \cdot \text{ft}} \right)^{0.4} \left(\frac{S}{L} \right)^{0.3} \left[\frac{K_g}{L \cdot (t_s)^3} \right]^{0.1} = 0.70449$$

Dos o mas Carriles

$$FD_{LLMi2} := 0.075 + \left(\frac{S}{9.5 \cdot \text{ft}} \right)^{0.6} \left(\frac{S}{L} \right)^{0.2} \left[\frac{K_g}{L \cdot (t_s)^3} \right]^{0.1} = 0.988$$

$FD_{LL} \cdot VI$

Un carril

$$FD_{LLVi1} := 0.36 + \frac{S}{25 \cdot \text{ft}} = 0.86$$

Dos o mas Carriles

$$FD_{LLVi2} := 0.2 + \frac{S}{12 \cdot \text{ft}} - \left(\frac{S}{35 \cdot \text{ft}} \right)^2 = 1.114$$

Viga exterior

FD_{LL}·ME

Un carril

Usando regla de la palanca

$$FD_{LLMe1} := \frac{8.5 + 2.5}{8.2} = 0.688$$

$$FD_{LLMe1} := FD_{LLMe1} \cdot 1.2 = 0.825$$

Dos o mas Carriles

$$FD_{LLMe2} := \left(0.77 + \frac{d_e}{9.1\text{-ft}} \right) (FD_{LLMi2}) = 0.815$$

FD_{LL}·VE

Un carril

Usando regla de la palanca

$$FD_{LLVe1} := \frac{8.5 + 2.5}{8.2} = 0.688$$

$$FD_{LLVe1} := FD_{LLVe1} \cdot 1.2 = 0.825$$

Dos o mas Carriles

$$FD_{LLVe2} := \left(0.6 + \frac{d_e}{10\text{-ft}} \right) (FD_{LLVi2}) = 0.724$$

$$M_1 := \max(FD_{LLMi1}, FD_{LLMe1}) = 0.825$$

$$M_2 := \max(FD_{LLMi2}, FD_{LLMe2}) = 0.988$$

$$V_1 := \max(FD_{LLVi1}, FD_{LLVe1}) = 0.86$$

$$V_2 := \max(FD_{LLVi2}, FD_{LLVe2}) = 1.114$$

	Momento	Cortante
Un Carril	M ₁ = 0.825	V ₁ = 0.86
Varios Carriles	M ₂ = 0.988	V ₂ = 1.114

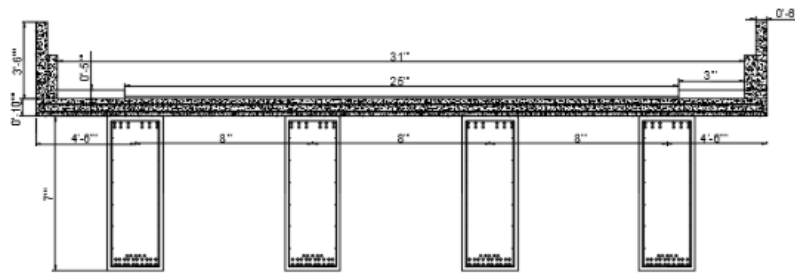
Hormigón Armado

Calculo de Factores de
distribucion

Tesis

Carlos Bustamante
100103
11/30/2014

1



$$\begin{aligned}
 f_c &:= 5 \cdot \text{ksi} & w_c &:= 0.145 \cdot \text{ksi} & t_s &:= 9.5 \cdot \text{in} & S_{xx} &:= \frac{25 \cdot \text{ft}}{2} = 12.5 \cdot \text{ft} \\
 D &:= 56 \cdot \text{in} & b &:= 24 \cdot \text{in} & L_{ww} &:= 50 \cdot \text{ft} & d_e &:= 0.5 \cdot \text{ft} \\
 A_{ww} &:= b \cdot D = 1344 \cdot \text{in}^2 & I_x &:= \frac{b \cdot D^3}{12} = 351232 \cdot \text{in}^4
 \end{aligned}$$

Calculo del factor de carga viva
Viga Interior

$FD_{LL} \cdot MI$

$$E_c := 33000 \cdot \text{ksi}^{-1} (w_c^{1.5}) \sqrt{f_c} = 4.074 \times 10^3 \cdot \text{ksi} \quad E_{cs} := E_c$$

$$e_g := \frac{D}{2} + \frac{t_s}{2} = 32.75 \cdot \text{in} \quad n := \frac{E_{cs}}{E_c} = 1$$

$$K_g := n \cdot (I_x + A \cdot e_g^2) = 1792756 \cdot \text{in}^4$$

Un carril

$$FD_{LLMi1} := 0.06 + \left(\frac{S}{14 \cdot \text{ft}} \right)^{0.4} \left(\frac{S}{L} \right)^{0.3} \left[\frac{K_g}{L \cdot (t_s)^3} \right]^{0.1} = 0.77436$$

Dos o mas Carriles

$$FD_{LLMi2} := 0.075 + \left(\frac{S}{9.5 \cdot \text{ft}} \right)^{0.6} \left(\frac{S}{L} \right)^{0.2} \left[\frac{K_g}{L \cdot (t_s)^3} \right]^{0.1} = 1.087$$

$FD_{LL} \cdot VI$

Un carril

$$FD_{LLVi1} := 0.36 + \frac{S}{25 \cdot \text{ft}} = 0.86$$

Dos o mas Carriles

$$FD_{LLVi2} := 0.2 + \frac{S}{12 \cdot \text{ft}} - \left(\frac{S}{35 \cdot \text{ft}} \right)^2 = 1.114$$

1

Viga exterior

FD_{LL}·ME

Un carril

Usando regla de la palanca

$$FD_{LLMe1} := \frac{8.5 + 2.5}{8.2} = 0.688$$

$$FD_{LLMe1} := FD_{LLMe1} \cdot 1.2 = 0.825$$

Dos o mas Carriles

$$FD_{LLMe2} := \left(0.77 + \frac{d_e}{9.1\text{-ft}} \right) (FD_{LLMi2}) = 0.897$$

FD_{LL}·VE

Un carril

Usando regla de la palanca

$$FD_{LLVe1} := \frac{8.5 + 2.5}{8.2} = 0.688$$

$$FD_{LLVe1} := FD_{LLVe1} \cdot 1.2 = 0.825$$

Dos o mas Carriles

$$FD_{LLVe2} := \left(0.6 + \frac{d_e}{10\text{-ft}} \right) (FD_{LLVi2}) = 0.724$$

$$M_1 := \max(FD_{LLMi1}, FD_{LLMe1}) = 0.825$$

$$M_2 := \max(FD_{LLMi2}, FD_{LLMe2}) = 1.087$$

$$V_1 := \max(FD_{LLVi1}, FD_{LLVe1}) = 0.86$$

$$V_2 := \max(FD_{LLVi2}, FD_{LLVe2}) = 1.114$$



	Momento	Cortante
Un Carril	M ₁ = 0.825	V ₁ = 0.86
Varios Carriles	M ₂ = 1.087	V ₂ = 1.114



Anexo 2: Cargas y Momentos

Puente de 140 ft

Acero

Carga Muerta											
DC1		Cantidad	x	y	z	Volumen	Densidad	Peso total	Carga	Carga por Viga	
		#	ft	ft	ft	ft ³	K/ft ³	K	K/ft	K/ft	
	Tablero	1.00	33.00	0.79	140.00	3657.50	0.15	548.63	3.92	1.31	
	Hauches	3.00	1.67	0.33	140.00	233.33	0.15	35.00	0.25	0.08	
	Vigas	3.00	0.59		93.33	165.40	0.50	82.70	0.59	0.20	
		3.00	0.68		46.67	95.82	0.50	47.91	0.34	0.11	
	Mislaneos	10% del peso total de la viga de acero							4.79	0.03	0.01
		Cantidad	x	z	Area	Densidad	Peso total	Carga	Carga por Viga		
		#	ft	ft	ft ²	K/ft ²	K	K/ft	K/ft		
	Deck metalico	2.00	12.50		140.00	3500.00	0.015	52.50	0.38	0.13	
	Sin vigas								4.58	1.53	
	Total								5.51	1.8370	
DC2		Cantidad	x	y	z	Volumen	Densidad	Peso total	Carga	Carga por Viga	
		#	ft	ft	ft	ft ³	K/ft ³	K	K/ft	K/ft	
	Barreras	2.00	0.50	3.50	140.00	490.00	0.15	73.50	0.53	0.18	
		2.00	0.50	2.00	140.00	280.00	0.15	42.00	0.30	0.10	
	Veredas	2.00	3.00	0.42	140.00	350.00	0.15	52.50	0.38	0.13	
	Total								1.20	0.40	
DW		Cantidad	x	z	Area	Densidad	Peso total	Carga	Carga por Viga		
		#	ft	ft	ft ²	K/ft ²	K	K/ft	K/ft		
	Rodarura	1.00	25.00		140.00	3500.00	0.025	87.50	0.63	0.21	
	Total								0.63	0.21	

Calculo de la carga de Viento

$$P_B := 0.050 \frac{k}{ft^2} \quad V_{Dz} := 100 \quad V_B := 100$$

$$H_{expcons} := \frac{(9.5 + 4 + 1.375 + 2 + 65)}{12} = 6.823 \text{ ft}$$

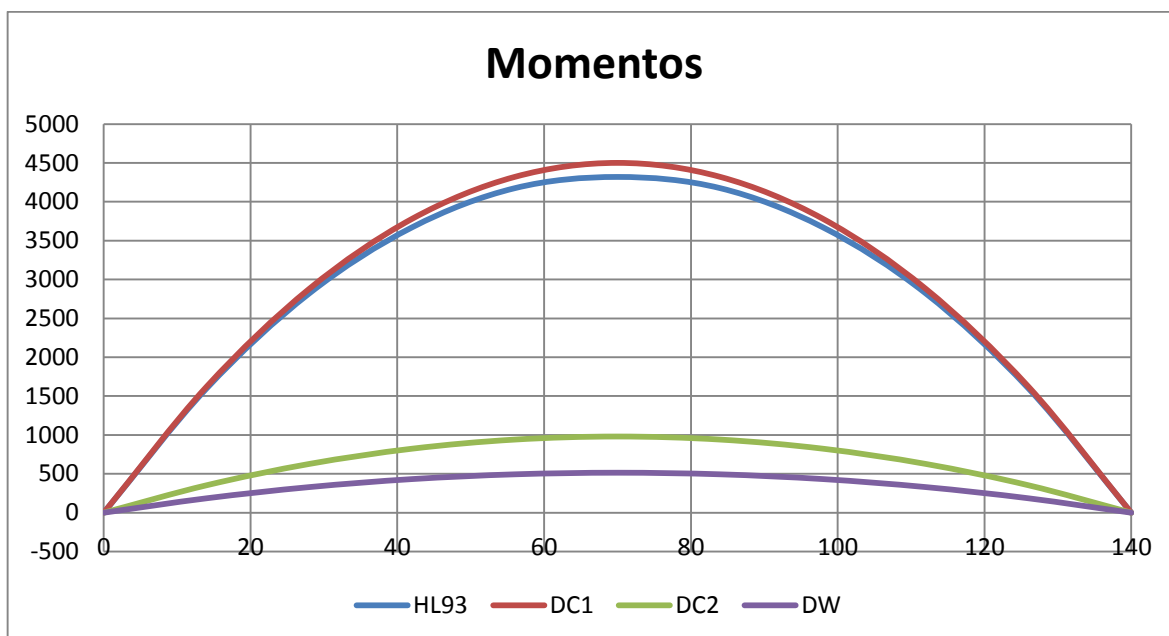
$$H_{expuesto} := \frac{(9.5 + 4 + 1.375 + 2 + 65)}{12} + 3.5 = 10.323 \text{ ft}$$

$$P_D := P_B \cdot \left(\frac{V_{Dz}}{V_B} \right)^2 = 0.05 \frac{k}{ft^2}$$

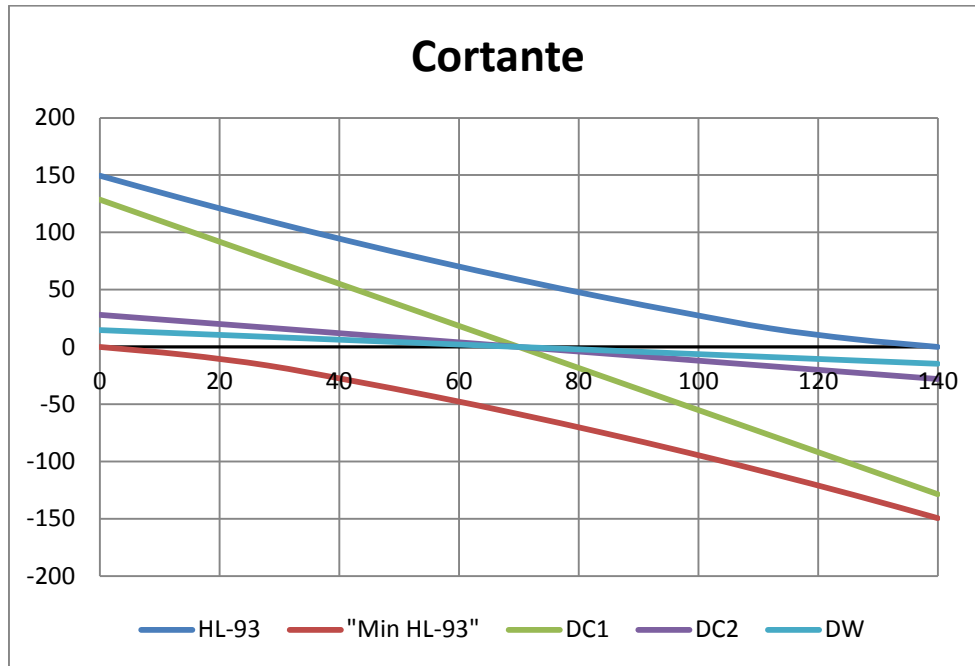
$$WS := P_D \cdot H_{expuesto} = 0.516 \frac{k}{ft}$$

$$WS_{const} := P_D \cdot H_{expcons} = 0.341 \frac{k}{ft}$$

Momentos de una Viga					
X	HL-93	HL-93 (est.)	DC1	DC2	DW
0	0	0	0.00	0.00	0.00
14	1598	1555.128	1620.23	352.80	185.22
28	2821	2764.672	2880.42	627.20	329.28
42	3671	3628.632	3780.55	823.20	432.18
56	4175	4147.008	4320.62	940.80	493.92
70	4320	4319.8	4500.65	980.00	514.50
84	4175	4147.008	4320.62	940.80	493.92
98	3671	3628.632	3780.55	823.20	432.18
112	2821	2764.672	2880.42	627.20	329.28
126	1598	1555.128	1620.23	352.80	185.22
140	0	0	0.00	0.00	0.00



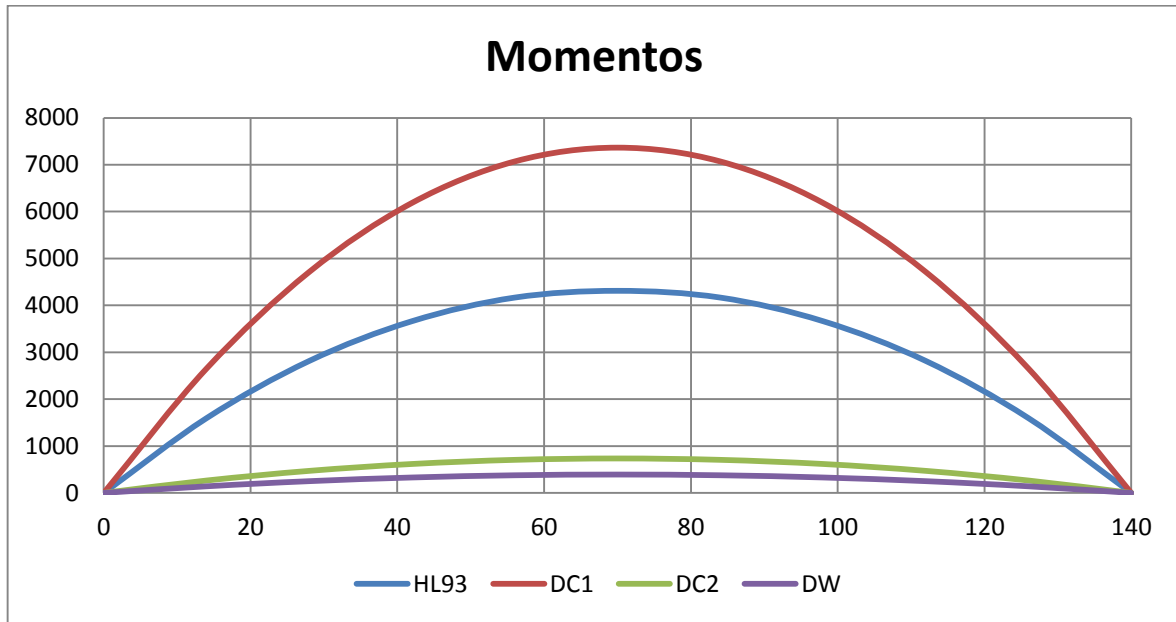
Cortantes de una Viga					
X	HL-93	DC1	DC2	DW	
0	150	0	128.59	28	14.7
14	129	-6.8	102.872	22.4	11.76
28	110	-16.2	77.154	16.8	8.82
42	92	-29.4	51.436	11.2	5.88
56	74.9	-43.5	25.718	5.6	2.94
70	58.7	-58.7	0	0	0
84	43.5	-74.9	-25.718	-5.6	-2.94
98	29.4	-92	-51.436	-11.2	-5.88
112	16.2	-110	-77.154	-16.8	-8.82
126	6.8	-129	-102.872	-22.4	-11.76
140	0	-150	-128.59	-28	-14.7



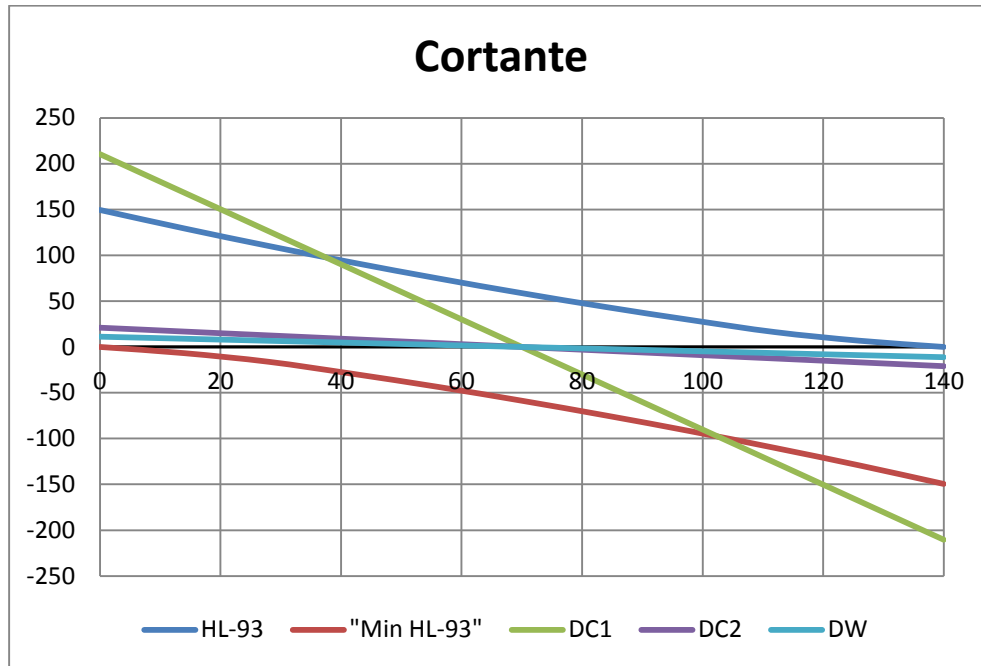
Hormigón Pretensado

Carga Muerta											
DC1		Cantidad	x	y	z	Volumen	Densidad	Peso total	Carga	Carga por Viga	
		#	ft	ft	ft	ft^3	K/ft^3	K	K/ft	K/ft	
	Tablero	1.00	33.00	0.79	140.00	3657.50	0.15	548.63	3.92	0.98	
	Hauches	0.00	1.67	0.33	140.00	0.00	0.15	0.00	0.00	0.00	
	Vigas	4.00	12.2709		140.00	6871.68	0.15	1030.75	7.36	1.84	
	Mislaneos	5% del peso total de la viga de acero							51.54	0.37	0.09
		Cantidad	x	z	Area	Densidad	Peso total	Carga	Carga por Viga		
		#	ft	ft	ft^2	K/ft^2	K	K/ft	K/ft		
	Deck metalico	2.00	12.50	140.00	3500.00	0.015	52.50	0.38	0.09		
	Sin vigas							4.66	1.1655		
	Total							12.02	3.0061		
DC2		Cantidad	x	y	z	Volumen	Densidad	Peso total	Carga	Carga por Viga	
		#	ft	ft	ft	ft^3	K/ft^3	K	K/ft	K/ft	
	Barreras	2.00	0.50	3.50	140.00	490.00	0.15	73.50	0.53	0.13	
		2.00	0.50	2.00	140.00	280.00	0.15	42.00	0.30	0.08	
	Veredas	2.00	3.00	0.42	140.00	350.00	0.15	52.50	0.38	0.09	
	Total							1.20	0.3000		
DW		Cantidad	x	z	Area	Densidad	Peso total	Carga	Carga por Viga		
		#	ft	ft	ft^2	K/ft^2	K	K/ft	K/ft		
	Rodarura	1.00	25.00	140.00	3500.00	0.025	87.50	0.63	0.16		
	Total							0.63	0.16		

Momentos de una Viga					
X	HL-93	HL-93 (est.)	DC1	DC2	DW
0	0	0	0.00	0.00	0.00
14	1594.2	1551.852	2651.38	264.60	141.12
28	2815.4	2758.848	4713.56	470.40	250.88
42	3663.4	3620.988	6186.55	617.40	329.28
56	4166.6	4138.272	7070.35	705.60	376.32
70	4310.7	4310.7	7364.95	735.00	392.00
84	4166.6	4138.272	7070.35	705.60	376.32
98	3663.4	3620.988	6186.55	617.40	329.28
112	2815.4	2758.848	4713.56	470.40	250.88
126	1594.2	1551.852	2651.38	264.60	141.12
140	0	0	0.00	0.00	0.00



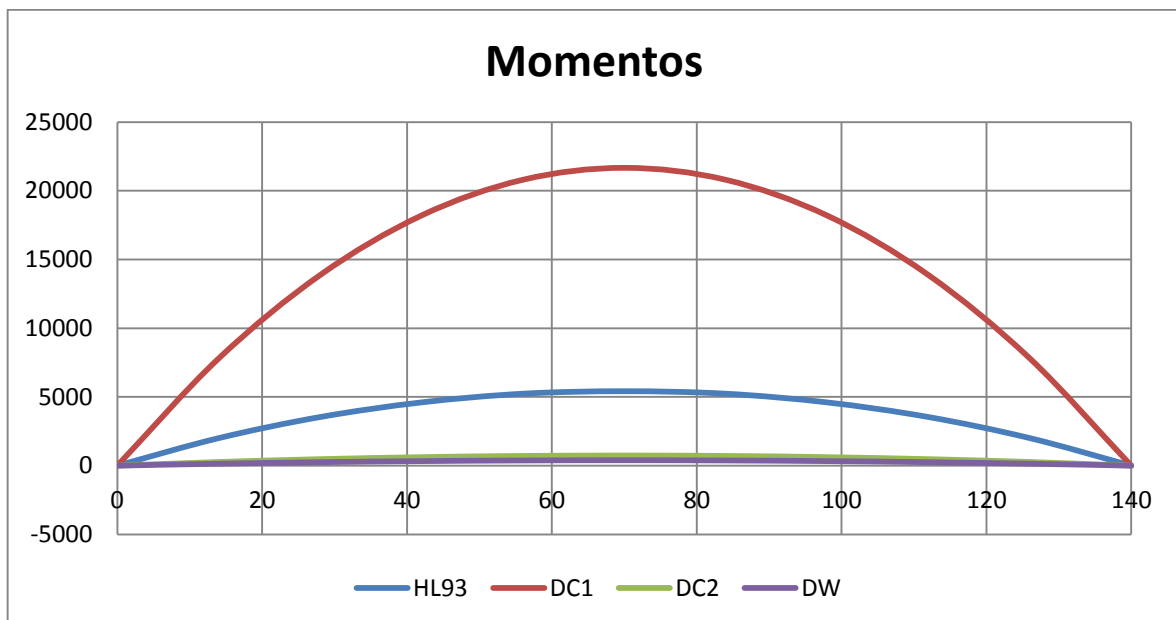
Cortantes de una Viga					
X	HL-93	DC1	DC2	DW	
0	149.5	0	210.43	21	11.2
14	129.3	-6.8	168.34	16.8	8.96
28	110.2	-16.2	126.26	12.6	6.72
42	92	-29.4	84.171	8.4	4.48
56	74.9	-43.5	42.085	4.2	2.24
70	58.7	-58.7	0	0	0
84	43.5	-74.9	-42.085	-4.2	-2.24
98	29.4	-92	-84.171	-8.4	-4.48
112	16.2	-110.2	-126.26	-12.6	-6.72
126	6.8	-129.3	-168.34	-16.8	-8.96
140	0	-149.5	-210.43	-21	-11.2



Hormigón Armado

Carga Muerta										
DC1		Cantidad	x	y	z	Volumen	Densidad	Peso total	Carga	Carga por Viga
		#	ft	ft	ft	ft ³	K/ft ³	K	K/ft	K/ft
	Tablero	1.00	33.00	0.79	140.00	3657.50	0.15	548.63	3.92	0.98
	Hauches	0.00	1.67	0.33	140.00	0.00	0.15	0.00	0.00	0.00
	Vigas	4.00	2.92	16.92	140.00	27630.56	0.15	4144.58	29.60	7.40
	Mislaneos	5% del peso total de la vigas						207.23	1.48	0.37
		Cantidad	x	z	Area	Densidad	Peso total	Carga	Carga por Viga	
		#	ft	ft	ft ²	K/ft ²	K	K/ft	K/ft	
	Deck metalico	2.00	12.50	140.00	3500.00	0.015	52.50	0.38	0.09	
	Sin vigas							5.77	1.4435	
	Total							35.38	8.8445	
DC2		Cantidad	x	y	z	Volumen	Densidad	Peso total	Carga	Carga por Viga
		#	ft	ft	ft	ft ³	K/ft ³	K	K/ft	K/ft
	Barreras	2.00	0.50	3.50	140.00	490.00	0.15	73.50	0.53	0.13
		2.00	0.50	2.00	140.00	280.00	0.15	42.00	0.30	0.08
	Veredas	2.00	3.00	0.42	140.00	350.00	0.15	52.50	0.38	0.09
	Total							1.20	0.3000	
DW		Cantidad	x	z	Area	Densidad	Peso total	Carga	Carga por Viga	
		#	ft	ft	ft ²	K/ft ²	K	K/ft	K/ft	
	Rodarura	1.00	25.00	140.00	3500.00	0.025	87.50	0.63	0.16	
	Total							0.63	0.16	

Momentos de una Viga					
X	HL-93	HL-93 (est.)	DC1	DC2	DW
0	0	0	0.00	0.00	0.00
14	2002.9	1949.652	7800.85	264.60	141.12
28	3537	3466.048	13868.18	470.40	250.88
42	4602.4	4549.188	18201.98	617.40	329.28
56	5234.6	5199.072	20802.26	705.60	376.32
70	5415.7	5415.7	21669.03	735.00	392.00
84	5234.6	5199.072	20802.26	705.60	376.32
98	4602.4	4549.188	18201.98	617.40	329.28
112	3537	3466.048	13868.18	470.40	250.88
126	2002.9	1949.652	7800.85	264.60	141.12
140	0	0	0.00	0.00	0.00



Puente de 70 ft

Acero

Carga Muerta											
DC1		Cantidad	x	y	z	Volumen	Densidad	Peso total	Carga	Carga por Viga	
		#	ft	ft	ft	ft^3	K/ft^3	K	K/ft	K/ft	
	Tablero	1.00	33.00	0.79	70.00	1828.75	0.15	274.31	3.92	1.30625	
	Hauches	3.00	1.67	0.33	70.00	116.67	0.15	17.50	0.25	0.08333	
	Vigas	3.00	0.31		46.67	43.51	0.50	21.75	0.31	0.10359	
		3.00	0.35		23.33	24.55	0.50	12.27	0.18	0.05845	
	Mislaneos	10% del peso total de la viga de acero						3.40	0.05	0.01620	
		Cantidad	x	z	Area	Densidad	Peso total	Carga	Carga por Viga		
		#	ft	ft	ft^2	K/ft^2	K	K/ft	K/ft		
	Deck metalico	2.00	12.50	70.00	1750.00	0.015	26.25	0.38	0.13		
	Sin vigas							4.59	1.5308		
	Total							5.08	1.6928		
DC2		Cantidad	x	y	z	Volumen	Densidad	Peso total	Carga	Carga por Viga	
		#	ft	ft	ft	ft^3	K/ft^3	K	K/ft	K/ft	
		Barreras	2.00	0.50	3.50	70.00	245.00	0.15	36.75	0.53	0.18
			2.00	0.50	2.00	70.00	140.00	0.15	21.00	0.30	0.10
	Veredas	2.00	3.00	0.42	70.00	175.00	0.15	26.25	0.38	0.13	
	Total							1.20	0.40		
DW		Cantidad	x	z	Area	Densidad	Peso total	Carga	Carga por Viga		
		#	ft	ft	ft^2	K/ft^2	K	K/ft	K/ft		
	Rodarura	1.00	25.00	70.00	1750.00	0.025	43.75	0.63	0.21		
	Total							0.63	0.21		

Calculo de la carga de Viento

$$P_B := 0.05 \quad V_{Dz} := 100 \quad V_B := 100$$

$$H_{\text{expcns}} := \frac{(9.5 + 1.25 + 27 + 4)}{12} = 3.479$$

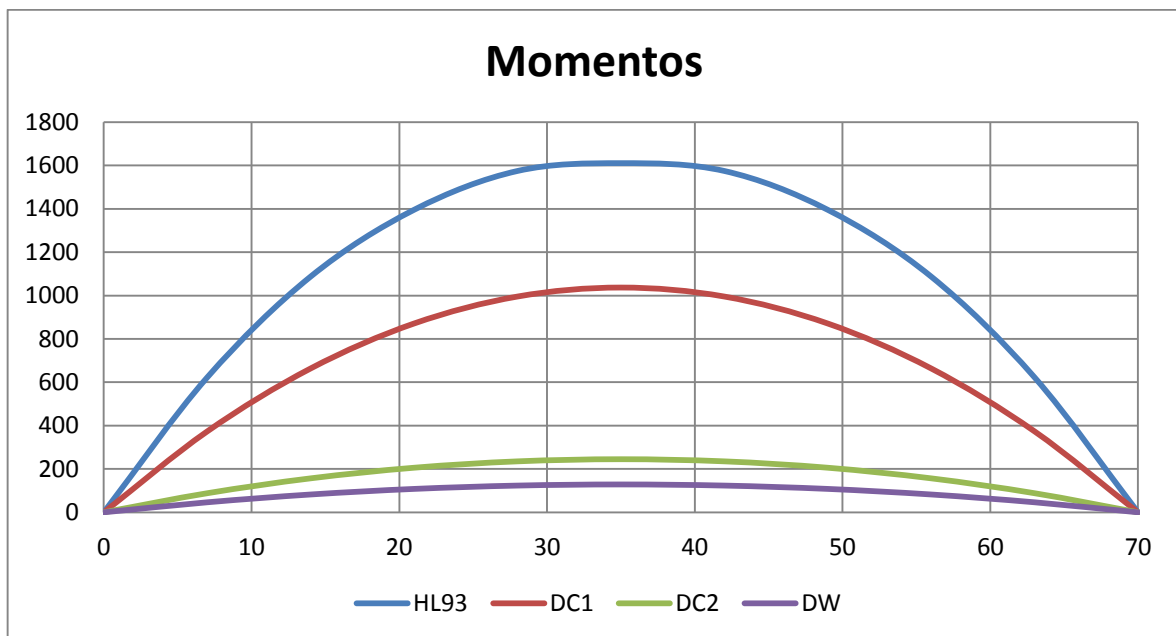
$$H_{\text{expuesto}} := \frac{(9.5 + 1.25 + 27 + 4)}{12} + 3.5 = 6.979$$

$$P_D := P_B \cdot \left(\frac{V_{Dz}}{V_B} \right)^2 = 0.05 \frac{k}{ft^2}$$

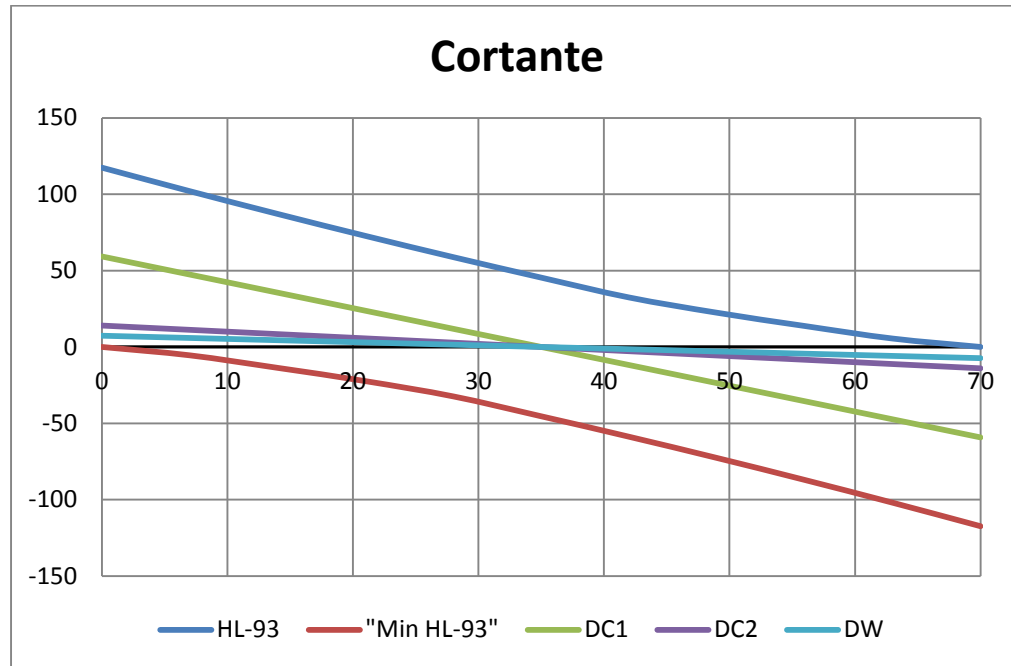
$$WS := P_D \cdot H_{\text{expuesto}} = 0.349 \frac{k}{ft}$$

$$WS_{\text{const}} := P_D \cdot H_{\text{expcns}} = 0.174 \frac{k}{ft}$$

Momentos de una Viga					
X	HL-93	HL-93 (est.)	DC1	DC2	DW
0	0	0	0.00	0.00	0.00
7	622.3	579.816	373.26	88.20	46.31
14	1087	1030.784	663.58	156.80	82.32
21	1395	1352.904	870.95	205.80	108.05
28	1575	1546.176	995.37	235.20	123.48
35	1611	1610.6	1036.84	245.00	128.63
42	1575	1546.176	995.37	235.20	123.48
49	1395	1352.904	870.95	205.80	108.05
56	1087	1030.784	663.58	156.80	82.32
63	622.3	579.816	373.26	88.20	46.30
70	0	-1.819E-12	0.00	0.00	0.00



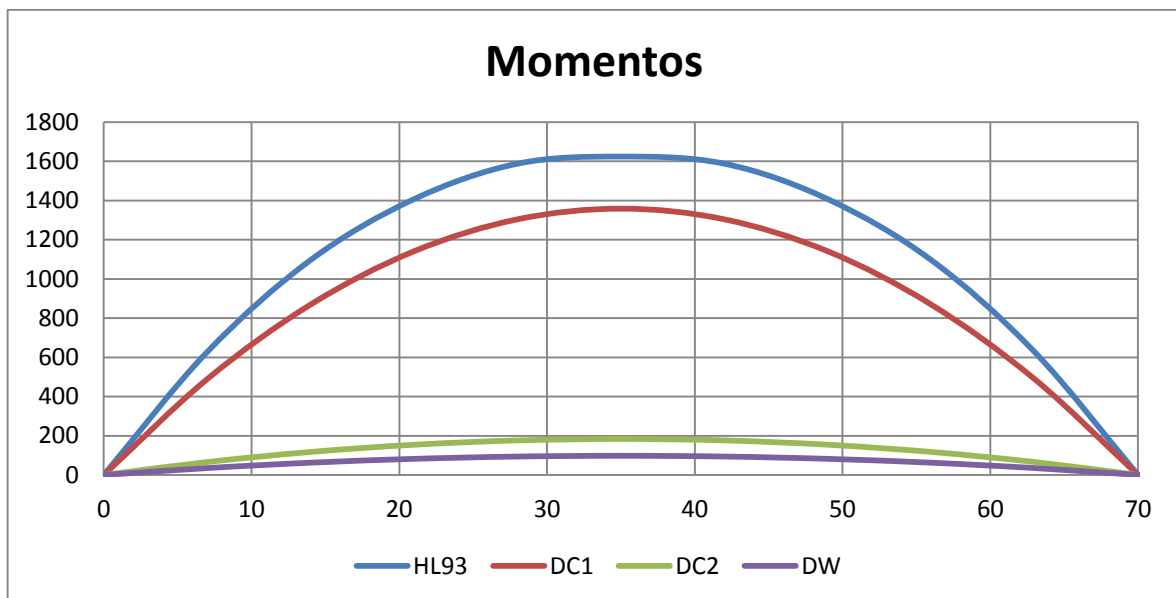
Cortantes de una Viga					
X	HL-93	HL-93 (est.)	DC1	DC2	DW
0	117.4	0	59.248	14	7.35
7	102	-5.5	47.3984	11.2	5.88
14	87.1	-13.7	35.5488	8.4	4.41
21	72.7	-22.4	23.6992	5.6	2.94
28	58.8	-32.4	11.8496	2.8	1.47
35	45.4	-45.4	0	0	0
42	32.4	-58.8	-11.8496	-2.8	-1.47
49	22.4	-72.7	-23.6992	-5.6	-2.94
56	13.7	-87.1	-35.5488	-8.4	-4.41
63	5.5	-102	-47.3984	-11.2	-5.88
70	0	-117	-59.248	-14	-7.35



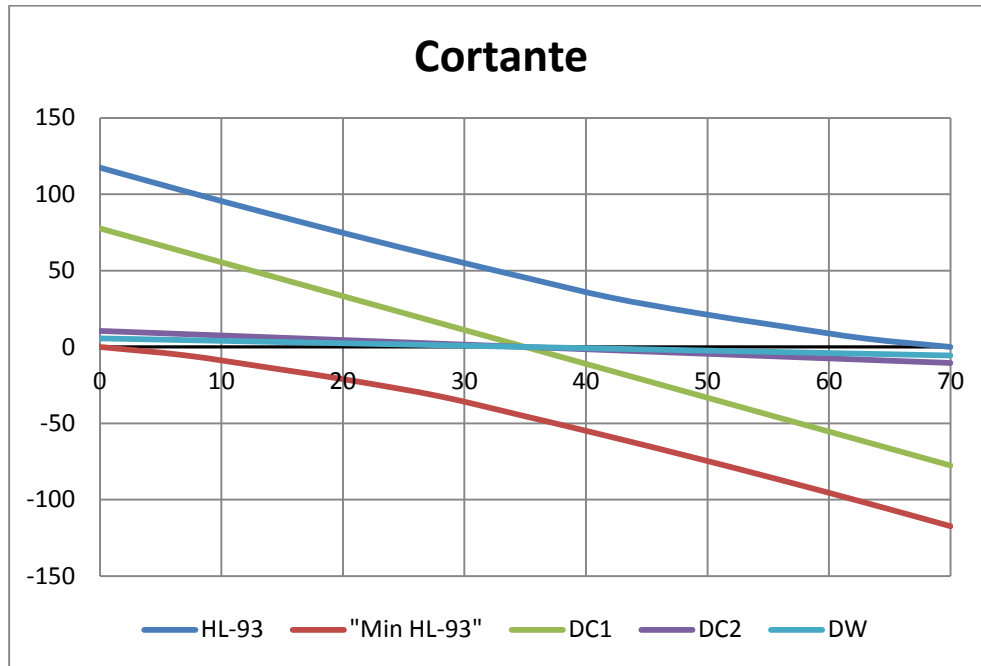
Hormigón Pretensado

Carga Muerta											
DC1		Cantidad	x	y	z	Volumen	Densidad	Peso total	Carga	Carga por Viga	
		#	ft	ft	ft	ft ³	K/ft ³	K	K/ft	K/ft	
	Tablero	1.00	33.00	0.79	70.00	1828.75	0.15	274.31	3.92	0.98	
	Hauches	0.00	1.67	0.33	70.00	0.00	0.15	0.00	0.00	0.00	
	Vigas	4.00	7.2656		70.00	2034.38	0.15	305.16	4.36	1.09	
Mislaneos	5% del peso total de la viga de acero							15.26	0.22	0.05	
		Cantidad	x	z	Area	Densidad	Peso total	Carga	Carga por Viga		
		#	ft	ft	ft ²	K/ft ²	K	K/ft	K/ft		
	Deck metalico	2.00	12.50	70.00	1750.00	0.015	26.25	0.38	0.09		
	Sin vigas							4.51	1.1279		
	Total							8.87	2.2178		
DC2		Cantidad	x	y	z	Volumen	Densidad	Peso total	Carga	Carga por Viga	
		#	ft	ft	ft	ft ³	K/ft ³	K	K/ft	K/ft	
		Barreras	2.00	0.50	3.50	70.00	245.00	0.15	36.75	0.53	0.13
			2.00	0.50	2.00	70.00	140.00	0.15	21.00	0.30	0.08
		Veredas	2.00	3.00	0.42	70.00	175.00	0.15	26.25	0.38	0.09
	Total							1.20	0.3000		
DW		Cantidad	x	z	Area	Densidad	Peso total	Carga	Carga por Viga		
		#	ft	ft	ft ²	K/ft ²	K	K/ft	K/ft		
		Rodarura	1.00	25.00	70.00	1750.00	0.025	43.75	0.63	0.16	
	Total							0.63	0.16		

Momentos de una Viga					
X	HL-93	HL-93 (est.)	DC1	DC2	DW
0	0	0	0.00	0.00	0.00
7	627.5	584.712	489.02	66.15	35.28
14	1096.6	1039.488	869.38	117.60	62.72
21	1407.1	1364.328	1141.06	154.35	82.32
28	1587.8	1559.232	1304.07	176.40	94.08
35	1624.2	1624.2	1358.40	183.75	98.00
42	1587.8	1559.232	1304.07	176.40	94.08
49	1407.1	1364.328	1141.06	154.35	82.32
56	1096.6	1039.488	869.38	117.60	62.72
63	627.5	584.712	489.02	66.15	35.28
70	0	0	0.00	0.00	0.00



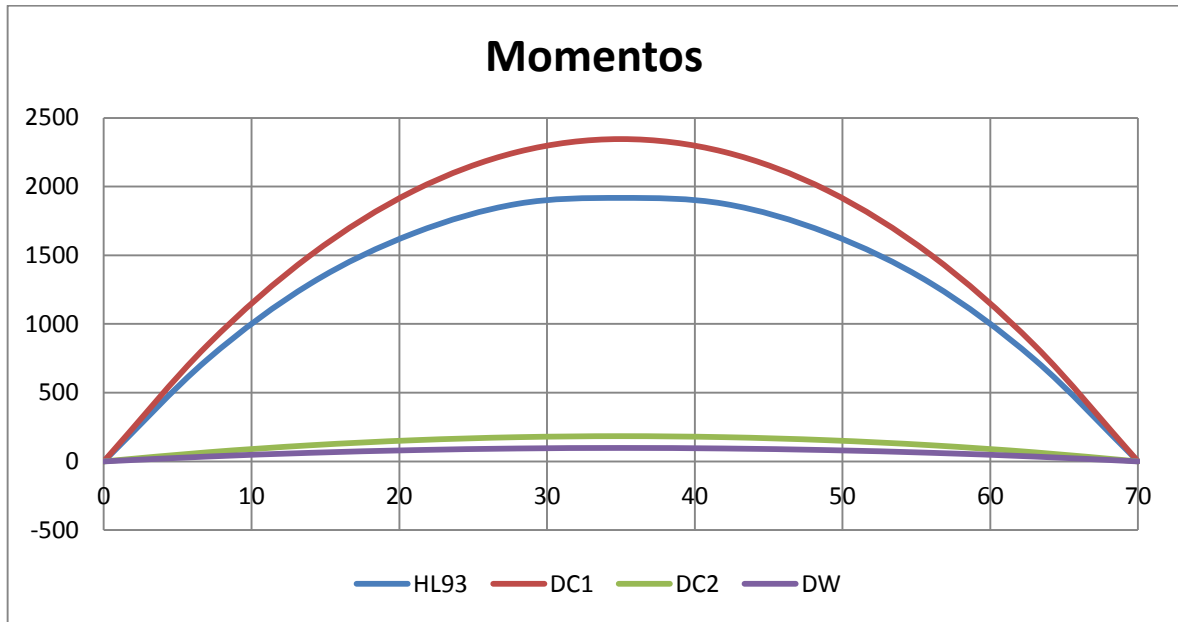
Cortantes de una Viga					
X	HL-93		DC1	DC2	DW
0	117.4	0	77.623	10.5	5.6
7	102	-5.5	62.098	8.4	4.48
14	87.1	-13.7	46.574	6.3	3.36
21	72.7	-22.4	31.049	4.2	2.24
28	58.8	-32.4	15.525	2.1	1.12
35	45.4	-45.4	0	0	0
42	32.4	-58.8	-15.525	-2.1	-1.12
49	22.4	-72.7	-31.049	-4.2	-2.24
56	13.7	-87.1	-46.574	-6.3	-3.36
63	5.5	-102	-62.098	-8.4	-4.48
70	0	-117.4	-77.623	-10.5	-5.6



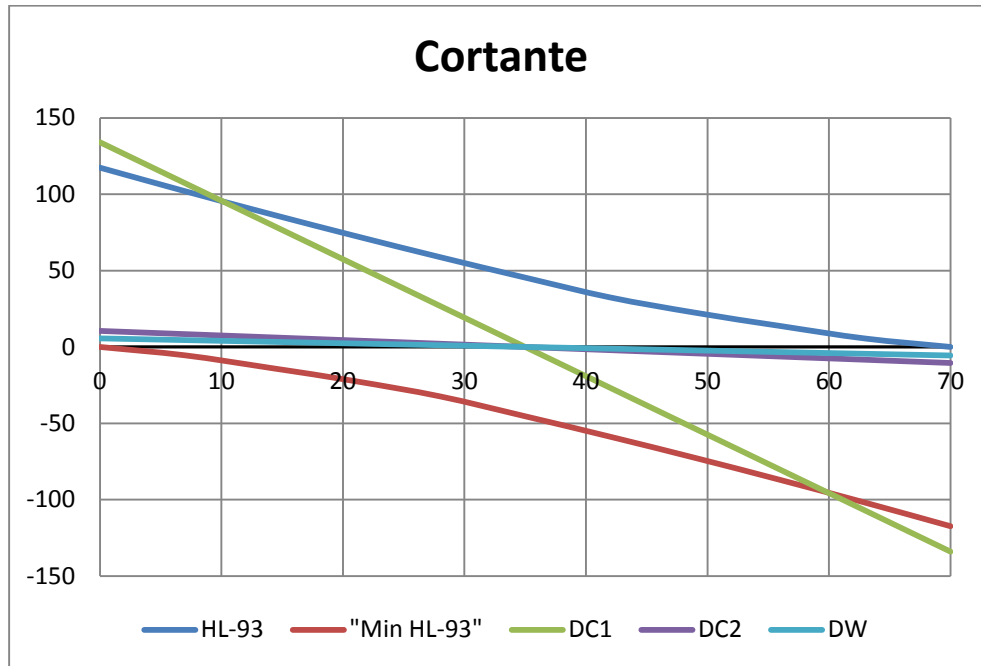
Hormigón Armado

Carga Muerta											
DC1		Cantidad	x	y	z	Volumen	Densidad	Peso total	Carga	Carga por Viga	
		#	ft	ft	ft	ft^3	K/ft^3	K	K/ft	K/ft	
	Tablero	1.00	33.00	0.79	70.00	1828.75	0.15	274.31	3.92	0.98	
	Hauches	0.00	1.67	0.33	70.00	0.00	0.15	0.00	0.00	0.00	
	Vigas	4.00	2.50	7.00	70.00	4900.00	0.15	735.00	10.50	2.63	
	Mislaneos	5% del peso total de la vigas							36.75	0.53	0.13
		Cantidad	x	z	Area	Densidad	Peso total	Carga	Carga por Viga		
		#	ft	ft	ft^2	K/ft^2	K	K/ft	K/ft		
	Deck metalico	2.00	12.50	70.00	1750.00	0.015	26.25	0.38		0.09	
	Sin vigas							4.82		1.2047	
	Total							15.32		3.8297	
DC2		Cantidad	x	y	z	Volumen	Densidad	Peso total	Carga	Carga por Viga	
		#	ft	ft	ft	ft^3	K/ft^3	K	K/ft	K/ft	
	Barreras	2.00	0.50	3.50	70.00	245.00	0.15	36.75	0.53	0.13	
		2.00	0.50	2.00	70.00	140.00	0.15	21.00	0.30	0.08	
	Veredas	2.00	3.00	0.42	70.00	175.00	0.15	26.25	0.38	0.09	
	Total								1.20	0.3000	
DW		Cantidad	x	z	Area	Densidad	Peso total	Carga	Carga por Viga		
		#	ft	ft	ft^2	K/ft^2	K	K/ft	K/ft		
	Rodarura	1.00	25.00	70.00	1750.00	0.025	43.75	0.63		0.16	
	Total							0.63		0.16	

Momentos de una Viga					
X	HL-93	HL-93 (est.)	DC1	DC2	DW
0	0	0	0.00	0.00	0.00
7	740.8	690.3	844.45	66.15	35.28
14	1294.6	1227.2	1501.24	117.60	62.72
21	1661.2	1610.7	1970.38	154.35	82.32
28	1874.5	1840.8	2251.86	176.40	94.08
35	1917.5	1917.5	2345.69	183.75	98.00
42	1874.5	1840.8	2251.86	176.40	94.08
49	1661.2	1610.7	1970.38	154.35	82.32
56	1294.6	1227.2	1501.24	117.60	62.72
63	740.8	690.3	844.45	66.15	35.28
70	0	0	0.00	0.00	0.00



Cortantes de una Viga					
X	HL-93	DC1	DC2	DW	
0	117.4	0	134.04	10.5	5.6
7	102	-5.5	107.23	8.4	4.48
14	87.1	-13.7	80.424	6.3	3.36
21	72.7	-22.4	53.616	4.2	2.24
28	58.8	-32.4	26.808	2.1	1.12
35	45.4	-45.4	0	0	0
42	32.4	-58.8	-26.808	-2.1	-1.12
49	22.4	-72.7	-53.616	-4.2	-2.24
56	13.7	-87.1	-80.424	-6.3	-3.36
63	5.5	-102	-107.23	-8.4	-4.48
70	0	-117.4	-134.04	-10.5	-5.6



Puente de 50 ft

Acero

Carga Muerta											
DC1		Cantidad	x	y	z	Volumen	Densidad	Peso total	Carga	Carga por Viga	
		#	ft	ft	ft	ft^3	K/ft^3	K	K/ft	K/ft	
	Tablero	1.00	33.00	0.79	50.00	1306.25	0.15	195.94	3.92	1.30625	
	Hauches	3.00	1.67	0.33	50.00	83.33	0.15	12.50	0.25	0.08333	
	Vigas	3.00	0.23		33.33	22.74	0.50	11.37	0.23	0.07581	
		3.00	0.24		16.67	12.07	0.50	6.03	0.12	0.04022	
	Mislaneos	10% del peso total de la viga de acero							1.74	0.03	0.01160
		Cantidad	x	z	Area	Densidad	Peso total	Carga	Carga por Viga		
		#	ft	ft	ft^2	K/ft^2	K	K/ft	K/ft		
	Deck metalico	2.00	12.50	50.00	1250.00	0.015	18.75	0.38	0.13		
	Sin vigas							4.58	1.5262		
	Total							4.93	1.6422		
DC2		Cantidad	x	y	z	Volumen	Densidad	Peso total	Carga	Carga por Viga	
		#	ft	ft	ft	ft^3	K/ft^3	K	K/ft	K/ft	
	Barreras	2.00	0.50	3.50	50.00	175.00	0.15	26.25	0.53	0.18	
		2.00	0.50	2.00	50.00	100.00	0.15	15.00	0.30	0.10	
	Veredas	2.00	3.00	0.42	50.00	125.00	0.15	18.75	0.38	0.13	
	Total							1.20	0.40		
DW		Cantidad	x	z	Area	Densidad	Peso total	Carga	Carga por Viga		
		#	ft	ft	ft^2	K/ft^2	K	K/ft	K/ft		
	Rodarura	1.00	25.00	50.00	1250.00	0.025	31.25	0.63	0.21		
	Total							0.63	0.21		

Calculo de la carga de Viento

$$P_B := 0.05 \quad V_{Dz} := 100 \quad V_B := 100$$

$$H_{\text{expcns}} := \frac{(9.5 + 1 + 20 + 4)}{12} = 2.875$$

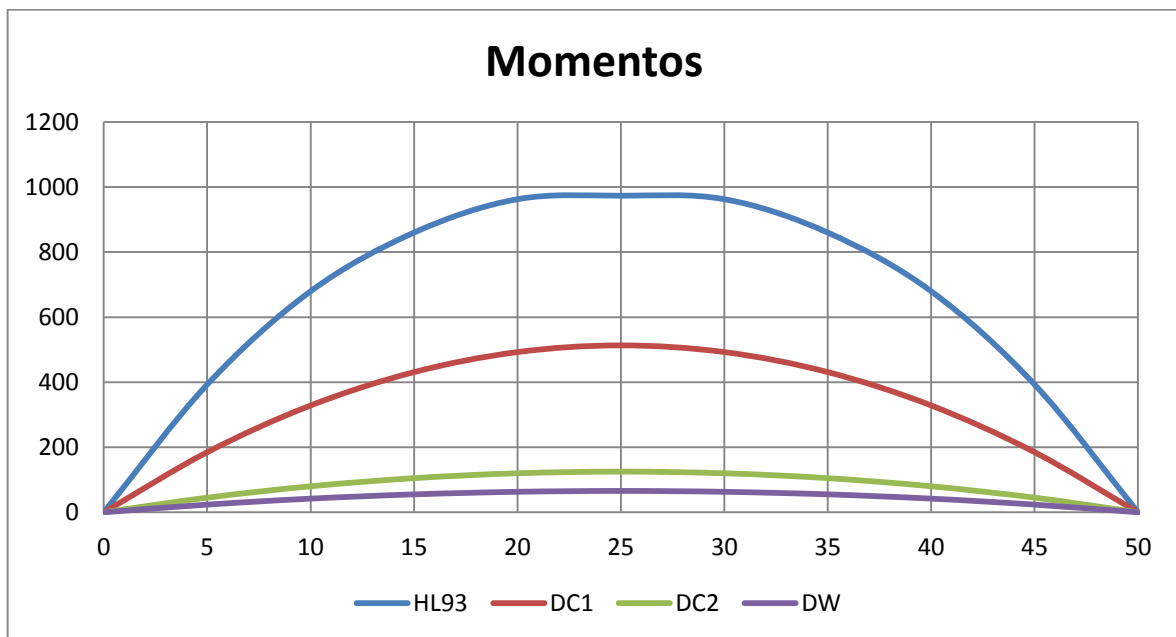
$$H_{\text{expuesto}} := \frac{(9.5 + 1 + 20 + 4)}{12} + 3.5 = 6.375$$

$$P_D := P_B \left(\frac{V_{Dz}}{V_B} \right)^2 = 0.05 \frac{\text{k}}{\text{ft}^2}$$

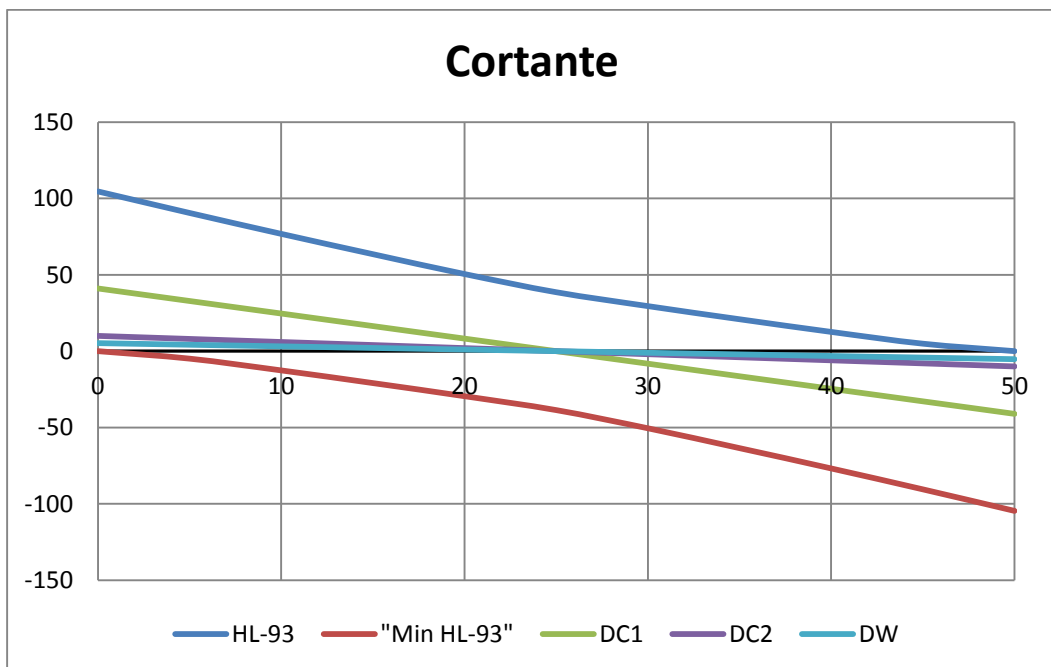
$$WS := P_D \cdot H_{\text{expuesto}} = 0.319 \frac{\text{k}}{\text{ft}}$$

$$WS_{\text{const}} := P_D \cdot H_{\text{expcns}} = 0.144 \frac{\text{k}}{\text{ft}}$$

Momentos de una Viga					
X	HL-93	HL-93 (est.)	DC1	DC2	DW
0	0	0	0.00	0.00	0.00
5	392.9	350.424	184.75	45.00	23.63
10	679.6	622.976	328.44	80.00	42.00
15	860.1	817.656	431.08	105.00	55.13
20	962.7	934.464	492.66	120.00	63.00
25	973.4	973.4	513.19	125.00	65.63
30	962.7	934.464	492.66	120.00	63.00
35	860.1	817.656	431.08	105.00	55.13
40	679.6	622.976	328.44	80.00	42.00
45	392.9	350.424	184.75	45.00	23.63
50	0	0	0.00	0.00	0.00



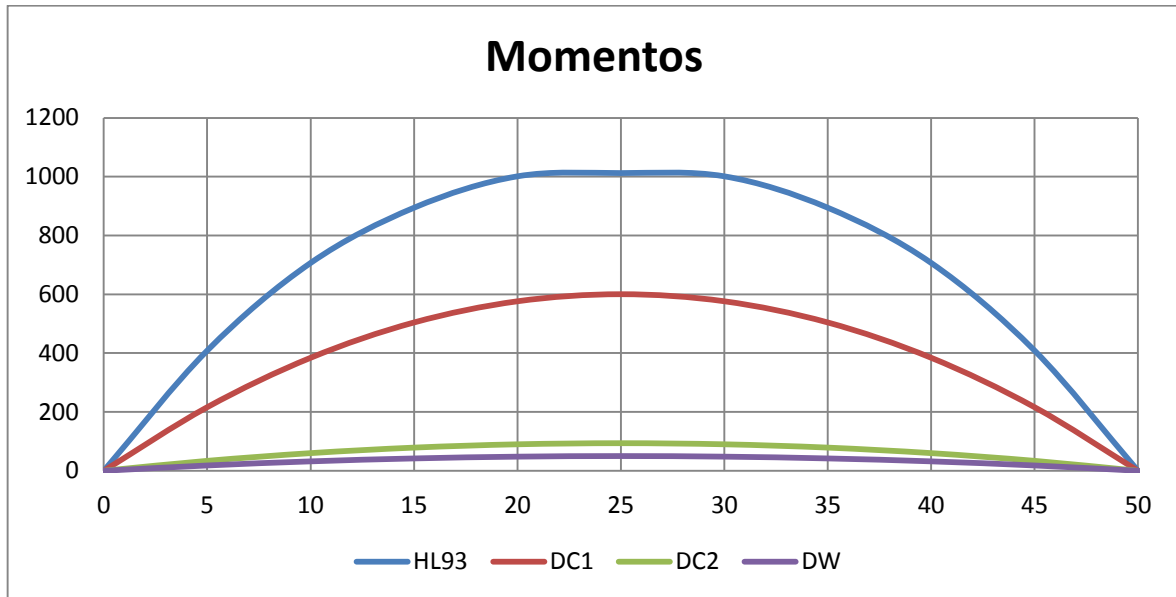
Cortantes de una Viga					
X	HL-93		DC1	DC2	DW
0	104.6	0	41.055	10	5.25
5	90.5	-4.9	32.844	8	4.2
10	76.8	-12.6	24.633	6	3.15
15	63.5	-20.9	16.422	4	2.1
20	50.5	-29.5	8.211	2	1.05
25	38.6	-38.6	0	0	0
30	29.5	-50.5	-8.211	-2	-1.05
35	20.9	-63.5	-16.422	-4	-2.1
40	12.6	-76.8	-24.633	-6	-3.15
45	4.9	-90.5	-32.844	-8	-4.2
50	0	-105	-41.055	-10	-5.25



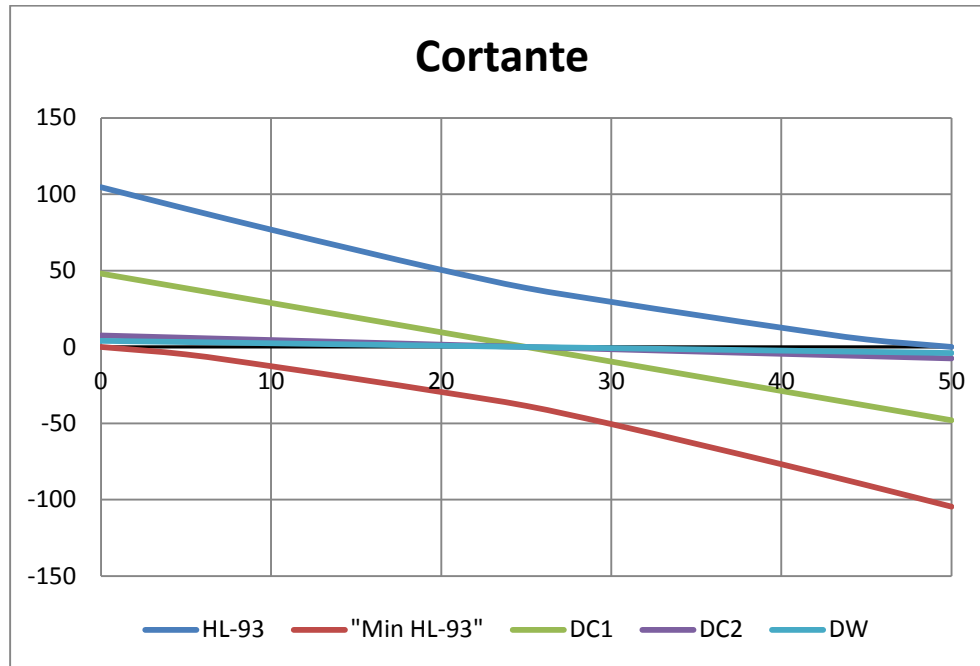
Hormigón Pretensado

Carga Muerta											
DC1		Cantidad	x	y	z	Volumen	Densidad	Peso total	Carga	Carga por Viga	
		#	ft	ft	ft	ft ³	K/ft ³	K	K/ft	K/ft	
	Tablero	1.00	33.00	0.79	50.00	1306.25	0.15	195.94	3.92	0.98	
	Hauches	0.00	1.67	0.33	50.00	0.00	0.15	0.00	0.00	0.00	
	Vigas	4.00	5.3820		50.00	1076.39	0.15	161.46	3.23	0.81	
	Mislaneos	5% del peso total de la viga de acero							8.07	0.16	0.04
		Cantidad	x	z	Area	Densidad	Peso total	Carga	Carga por Viga		
		#	ft	ft	ft ²	K/ft ²	K	K/ft	K/ft		
	Deck metalico	2.00	12.50	50.00	1250.00	0.015	18.75	0.38	0.09		
	Sin vigas								4.46	1.1138	
	Total								7.68	1.9211	
DC2		Cantidad	x	y	z	Volumen	Densidad	Peso total	Carga	Carga por Viga	
		#	ft	ft	ft	ft ³	K/ft ³	K	K/ft	K/ft	
	Barreras	2.00	0.50	3.50	50.00	175.00	0.15	26.25	0.53	0.13	
		2.00	0.50	2.00	50.00	100.00	0.15	15.00	0.30	0.08	
	Veredas	2.00	3.00	0.42	50.00	125.00	0.15	18.75	0.38	0.09	
	Total								1.20	0.3000	
DW		Cantidad	x	z	Area	Densidad	Peso total	Carga	Carga por Viga		
		#	ft	ft	ft ²	K/ft ²	K	K/ft	K/ft		
	Rodarura	1.00	25.00	50.00	1250.00	0.025	31.25	0.63	0.16		
	Total								0.63	0.16	

Momentos de una Viga					
X	HL-93	HL-93 (est.)	DC1	DC2	DW
0	0	0	0.00	0.00	0.00
5	408.6	364.428	216.12	33.75	18.00
10	706.7	647.872	384.22	60.00	32.00
15	894.5	850.332	504.29	78.75	42.00
20	1001.2	971.808	576.33	90.00	48.00
25	1012.3	1012.3	600.34	93.75	50.00
30	1001.2	971.808	576.33	90.00	48.00
35	894.5	850.332	504.29	78.75	42.00
40	706.7	647.872	384.22	60.00	32.00
45	408.6	364.428	216.12	33.75	18.00
50	0	0	0.00	0.00	0.00



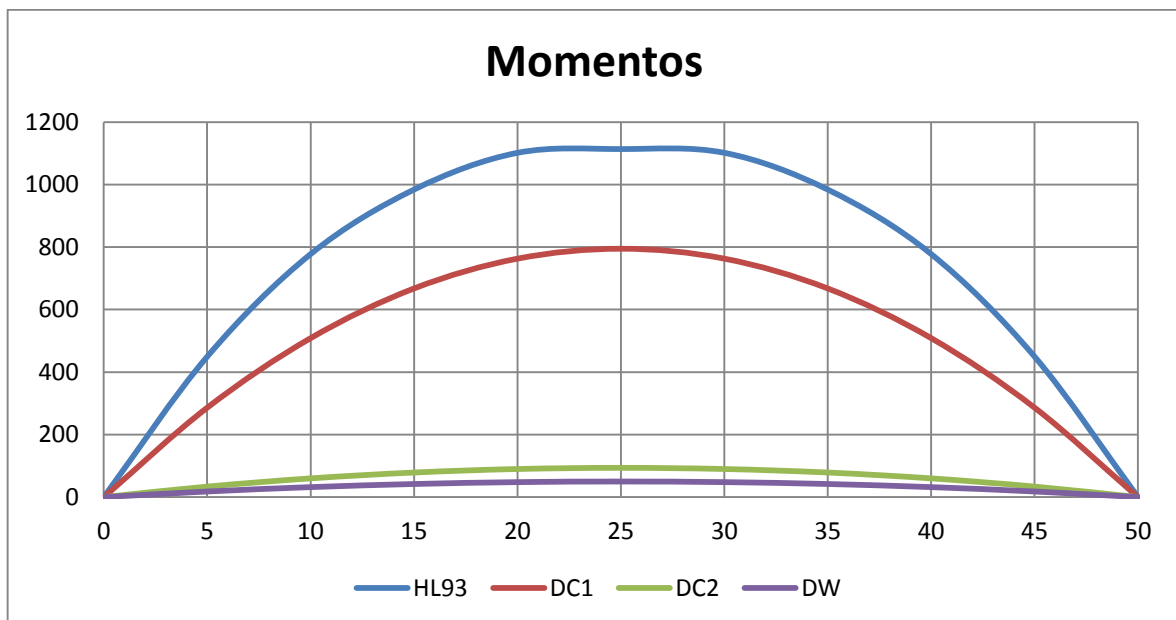
Cortantes de una Viga					
X	HL-93	DC1	DC2	DW	
0	104.6	0	48.028	7.5	4
5	90.5	-4.9	38.422	6	3.2
10	76.8	-12.6	28.817	4.5	2.4
15	63.5	-20.9	19.211	3	1.6
20	50.5	-29.5	9.6055	1.5	0.8
25	38.6	-38.6	0	0	0
30	29.5	-50.5	-9.6055	-1.5	-0.8
35	20.9	-63.5	-19.211	-3	-1.6
40	12.6	-76.8	-28.817	-4.5	-2.4
45	4.9	-90.5	-38.422	-6	-3.2
50	0	-104.6	-48.028	-7.5	-4



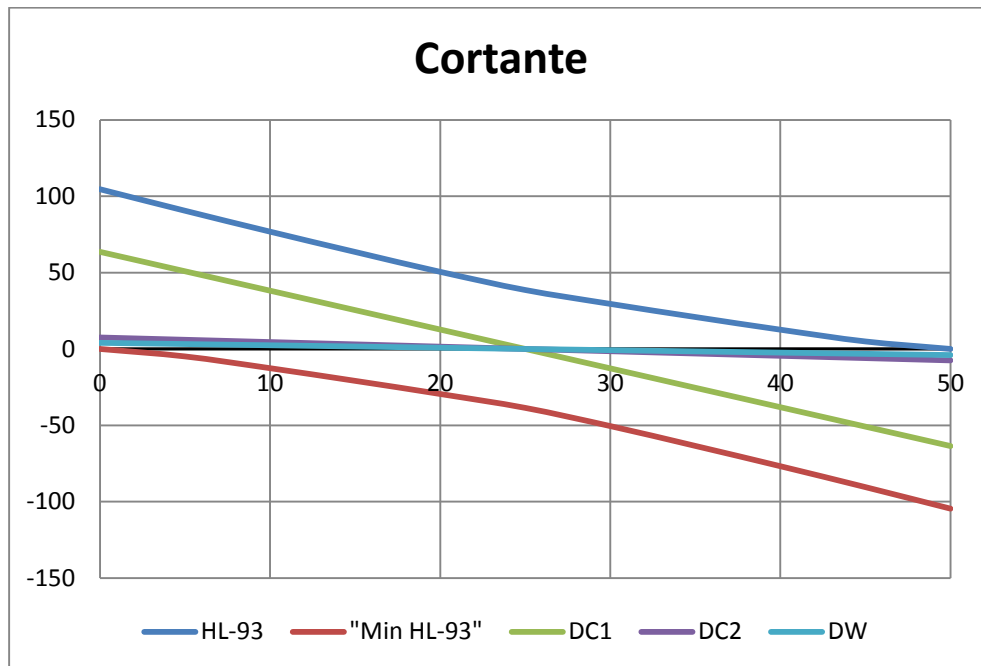
Hormigón Armado

Carga Muerta											
DC1		Cantidad	x	y	z	Volumen	Densidad	Peso total	Carga	Carga por Viga	
		#	ft	ft	ft	ft ³	K/ft ³	K	K/ft	K/ft	
	Tablero	1.00	33.00	0.79	50.00	1306.25	0.15	195.94	3.92	0.98	
	Hauches	0.00	1.67	0.33	50.00	0.00	0.15	0.00	0.00	0.00	
	Vigas	4.00	2.00	4.67	50.00	1866.67	0.15	280.00	5.60	1.40	
	Mislaneos	5% del peso total de la vigas							14.00	0.28	0.07
		Cantidad	x	y	z	Area	Densidad	Peso total	Carga	Carga por Viga	
		#	ft	ft	ft	ft ²	K/ft ²	K	K/ft	K/ft	
	Deck metalico	2.00	12.50		50.00	1250.00	0.015	18.75	0.38	0.09	
	Sin vigas								4.57	1.1434	
	Total								10.17	2.5434	
DC2		Cantidad	x	y	z	Volumen	Densidad	Peso total	Carga	Carga por Viga	
		#	ft	ft	ft	ft ³	K/ft ³	K	K/ft	K/ft	
	Barreras	2.00	0.50	3.50	50.00	175.00	0.15	26.25	0.53	0.13	
		2.00	0.50	2.00	50.00	100.00	0.15	15.00	0.30	0.08	
	Veredas	2.00	3.00	0.42	50.00	125.00	0.15	18.75	0.38	0.09	
	Total								1.20	0.3000	
DW		Cantidad	x	y	z	Area	Densidad	Peso total	Carga	Carga por Viga	
		#	ft	ft	ft	ft ²	K/ft ²	K	K/ft	K/ft	
	Rodarura	1.00	25.00		50.00	1250.00	0.025	31.25	0.63	0.16	
	Total								0.63	0.16	

Momentos de una Viga					
X	HL-93	HL-93 (est.)	DC1	DC2	DW
0	0	0	0.00	0.00	0.00
5	449.5	400.932	286.13	33.75	18.00
10	777.6	712.768	508.68	60.00	32.00
15	984.1	935.508	667.64	78.75	42.00
20	1101.6	1069.152	763.02	90.00	48.00
25	1113.7	1113.7	794.81	93.75	50.00
30	1101.6	1069.152	763.02	90.00	48.00
35	984.1	935.508	667.64	78.75	42.00
40	777.6	712.768	508.68	60.00	32.00
45	449.5	400.932	286.13	33.75	18.00
50	0	0	0.00	0.00	0.00



Cortantes de una Viga					
X	HL-93	DC1	DC2	DW	
0	104.6	0	63.585	7.5	4
5	90.5	-4.9	50.868	6	3.2
10	76.8	-12.6	38.151	4.5	2.4
15	63.5	-20.9	25.434	3	1.6
20	50.5	-29.5	12.717	1.5	0.8
25	38.6	-38.6	0	0	0
30	29.5	-50.5	-12.717	-1.5	-0.8
35	20.9	-63.5	-25.434	-3	-1.6
40	12.6	-76.8	-38.151	-4.5	-2.4
45	4.9	-90.5	-50.868	-6	-3.2
50	0	-104.6	-63.585	-7.5	-4



Anexo 3: Limites de Proporcionalidad Vigas de Acero

Puente 140ft

Limites de proporcionalidad de seccion						
Sección	1					
D	65	in				
tw	0.5625	in				
tfb	1.625	in				
bfb	20	in				
tft	1	in				
bft	16	in				
lyc	341.333333	in ⁴				
lyt	1083.33333	in ⁴				
L	140	ft				
St	9.5	in				
Alma						
Sin rigidizadores longitudinales	D/tw	115.555556	<=	150		VERDADERO
Con rigidizadores longitudinales	D/tw	115.555556	<=	300		VERDADERO
Patin Superior						
bf/2tf	8	<=	12			VERDADERO
bf	16	>=	D/6	10.8333333		VERDADERO
tf	1	>=	1.1tw	0.61875		VERDADERO
0.1	<=	lyc/lyt	0.31507692	<=	10	VERDADERO
Patin Inferior						
bf/2tf	6.15384615	<=	12			VERDADERO
bf	20	>=	D/6	10.8333333		VERDADERO
tf	1.625	>=	1.1tw	0.61875		VERDADERO
0.1	<=	lyc/lyt	0.31507692	<=	10	VERDADERO
Claro						
Dt min	67.2	0.040L	<=	77.125		VERDADERO
Ds min	55.44	0.033L	<=	67.625		VERDADERO

Limites de proporcionalidad de seccion					
Sección	2				
D	65	in			
tw	0.5625	in			
tfb	2	in			
bfb	20	in			
tft	1.375	in			
bft	16	in			
lyc	469.333333	in ⁴			
lyt	1333.33333	in ⁴			
L	140	ft			
St	9.5	in			
Alma					
Sin rigidizadores longitudinales	D/tw	115.555556	<=	150	VERDADERO
Con rigidizadores longitudinales	D/tw	115.555556	<=	300	VERDADERO
Patin Superior					
bf/2tf	5.81818182	<=	12		VERDADERO
bf	16	>=	D/6	10.8333333	VERDADERO
tf	1.375	>=	1.1tw	0.61875	VERDADERO
0.1	<=	lyc/lyt	0.352	<=	10
Patin Inferior					
bf/2tf	5	<=	12		VERDADERO
bf	20	>=	D/6	10.8333333	VERDADERO
tf	2	>=	1.1tw	0.61875	VERDADERO
0.1	<=	lyc/lyt	0.352	<=	10
Claro					
Dt min	67.2	0.040L	<=	77.875	VERDADERO
Ds min	55.44	0.033L	<=	68.375	VERDADERO

Puente en acero 70ft

Limites de proporcionalidad de seccion						
Seccion	1					
D	27	in				
tw	0.5	in				
tfb	1.25	in				
bf _b	18	in				
tft	0.625	in				
bft	14	in				
lyc	142.916667	in ⁴				
lyt	607.5	in ⁴				
L	70	ft				
St	9.5	in				
Alma						
Sin rigidizadores longitudinales	D/tw		54 <=		150	VERDADERO
Con rigidizadores longitudinales	D/tw		54 <=		300	VERDADERO
Patin Superior						
bf/2tf	11.2	<=		12		VERDADERO
bf	14	>=	D/6		4.5	VERDADERO
tf	0.625	>=	1.1tw		0.55	VERDADERO
0.1	<=	lyc/lyt	0.23525377	<=	10	VERDADERO
Patin Inferior						
bf/2tf	7.2	<=		12		VERDADERO
bf	18	>=	D/6		4.5	VERDADERO
tf	1.25	>=	1.1tw		0.55	VERDADERO
0.1	<=	lyc/lyt	0.23525377	<=	10	VERDADERO
Claro						
Dt min	33.6	0.040L	<=		38.375	VERDADERO
Ds min	27.72	0.033L	<=		28.875	VERDADERO

Limites de proporcionalidad de seccion					
Seccion	2				
D	27	in			
tw	0.5	in			
tfb	1.25	in			
bfb	20	in			
tft	0.75	in			
bft	16	in			
lyc	256	in ⁴			
lyt	833.333333	in ⁴			
L	70	ft			
St	9.5	in			
Alma					
Sin rigidizadores longitudinales	D/tw	54 <=		150	VERDADERO
Con rigidizadores longitudinales	D/tw	54 <=		300	VERDADERO
Patin Superior					
bf/2tf	10.6666667	<=	12		VERDADERO
bf	16	>=	D/6	4.5	VERDADERO
tf	0.75	>=	1.1tw	0.55	VERDADERO
0.1	<=	lyc/lyt	0.3072	<=	10
Patin Inferior					
bf/2tf	8	<=	12		VERDADERO
bf	20	>=	D/6	4.5	VERDADERO
tf	1.25	>=	1.1tw	0.55	VERDADERO
0.1	<=	lyc/lyt	0.3072	<=	10
Claro					
Dt min	33.6	0.040L	<=	38.5	VERDADERO
Ds min	27.72	0.033L	<=	29	VERDADERO

Puente en acero 50ft

Limites de proporcionalidad de seccion						
Seccion	1					
D	20	in				
tw	0.5	in				
tfb	1	in				
bfb	14	in				
tft	0.625	in				
bft	14	in				
lyc	142.916667	in ⁴				
lyt	228.666667	in ⁴				
L	50	ft				
St	9.5	in				
Alma						
Sin rigidizadores longitudinales	D/tw		40 <=		150	VERDADERO
Con rigidizadores longitudinales	D/tw		40 <=		300	VERDADERO
Patin Superior						
bf/2tf	11.2	<=		12		VERDADERO
bf	14	>=	D/6		3.33333333	VERDADERO
tf	0.625	>=	1.1tw		0.55	VERDADERO
0.1	<=	lyc/lyt		0.625	<=	10
Patin Inferior						
bf/2tf	7	<=		12		VERDADERO
bf	14	>=	D/6		3.33333333	VERDADERO
tf	1	>=	1.1tw		0.55	VERDADERO
0.1	<=	lyc/lyt		0.625	<=	10
Claro						
Dt min	24	0.040L	<=		31.125	VERDADERO
Ds min	19.8	0.033L	<=		21.625	VERDADERO

Limites de proporcionalidad de seccion					
Seccion	2				
D	20	in			
tw	0.5	in			
tfb	1	in			
bfb	16	in			
tft	0.625	in			
bft	14	in			
lyc	142.916667	in ⁴			
lyt	341.333333	in ⁴			
L	50	ft			
St	9.5	in			
Alma					
Sin rigidizadores longitudinales	D/tw	40 <=		150	VERDADERO
Con rigidizadores longitudinales	D/tw	40 <=		300	VERDADERO
Patin Superior					
bf/2tf	11.2 <=		12		VERDADERO
bf	14 >=	D/6		3.33333333	VERDADERO
tf	0.625 >=	1.1tw		0.55	VERDADERO
0.1 <=	lyc/lyt	0.41870117 <=		10	VERDADERO
Patin Inferior					
bf/2tf	8 <=		12		VERDADERO
bf	16 >=	D/6		3.33333333	VERDADERO
tf	1 >=	1.1tw		0.55	VERDADERO
0.1 <=	lyc/lyt	0.41870117 <=		10	VERDADERO
Claro					
Dt min	24	0.040L <=		31.125	VERDADERO
Ds min	19.8	0.033L <=		21.625	VERDADERO

Anexo 4: Geometría de los cables Pretensados

Puente 140ft

Selección de los cables

Material

Se usará material con una resistencia de

$$R_s := 1860 \cdot \text{MPa} \quad R = 1860000000 \text{ Pa}$$

Tensión que se debe aplicar

$$T := 950 \cdot \text{tonnef} = 9316317.5 \text{ N}$$

$$T = 2094.391 \cdot \text{kip}$$

Area

$$A := \frac{T}{R} = 5008.772849462 \cdot \text{mm}^2$$

Usando 3 cables

$$A_{\text{cable}} := \frac{A}{3} = 1669.591 \cdot \text{mm}^2$$

De la siguiente tabla obtenemos

CARACTERÍSTICAS DE LOS CABLES FORMADOS POR CORDONES DE DIÁMETRO NOMINAL 15,7 MM Y 0,6"

Unidades	Tipo de cordones						
	T 15,7 pr EN 10138-1 y 3				ASTM A-416-96 0,6 clase 270		
	Número de torones	Sección nominal (mm ²)	Masa (kg/m)	Clase 1 770 (Fm kN)	Clase 1 860 (Fm kN)	Sección nominal (mm ²)	Masa (kg/m)
1	150	1,17	265	279	140	1,102	260,7
2	300	2,34	530	558	280	2,205	521,4
3	450	3,54	795	837	420	3,306	782
4	600	4,72	1 060	1 116	560	4,41	1 043
7	1 050	8,26	1 855	1 953	980	7,71	1 825
9	1 350	10,62	2 385	2 511	1 260	9,92	2 346
12	1 800	14,16	3 180	3 348	1 680	13,22	3 128
13	1 950	15,34	3 445	3 627	1 820	14,33	3 389
19	2 850	22,42	5 055	5 301	2 660	20,94	4 953
22	3 300	25,95	5 830	6 138	3 080	24,24	5 735
25	3 750	29,50	6 625	6 975	3 500	27,55	6 518
27	4 050	31,85	7 155	7 533	3 780	29,75	7 039
31	4 650	36,58	8 215	8 649	4 340	34,16	8 082
37	5 550	43,66	9 805	10 323	5 180	40,77	9 646
55	8 250	64,9	14 575	15 345	7 700	60,61	14 339

Usando 12 torones

$$A_{12} := 1800 \cdot \text{mm}^2$$

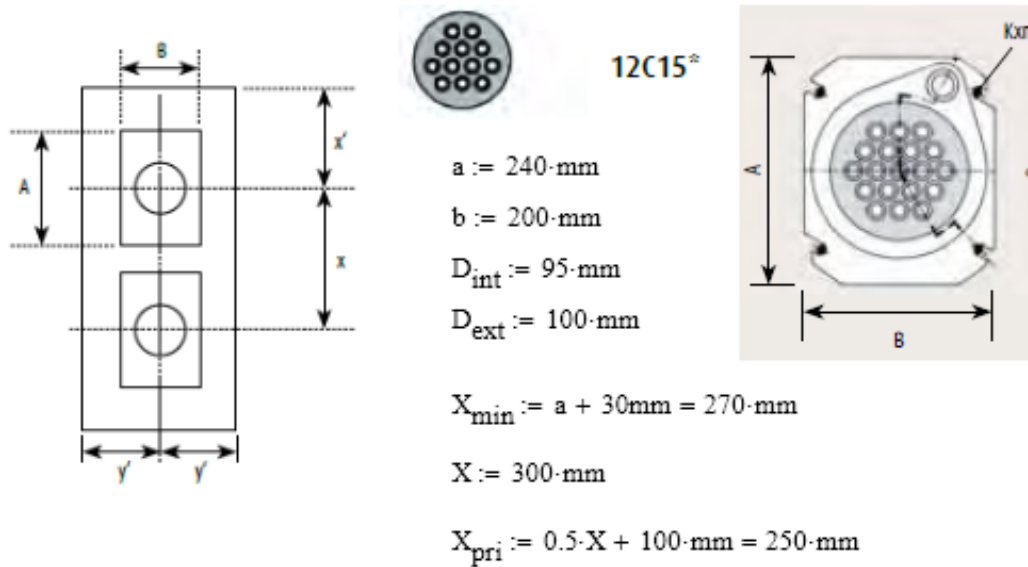
$$A_{12} > A_{\text{cable}}$$

$$f_{pe} := \frac{T}{3 A_{12}} = 250.225 \cdot \text{ksi}$$

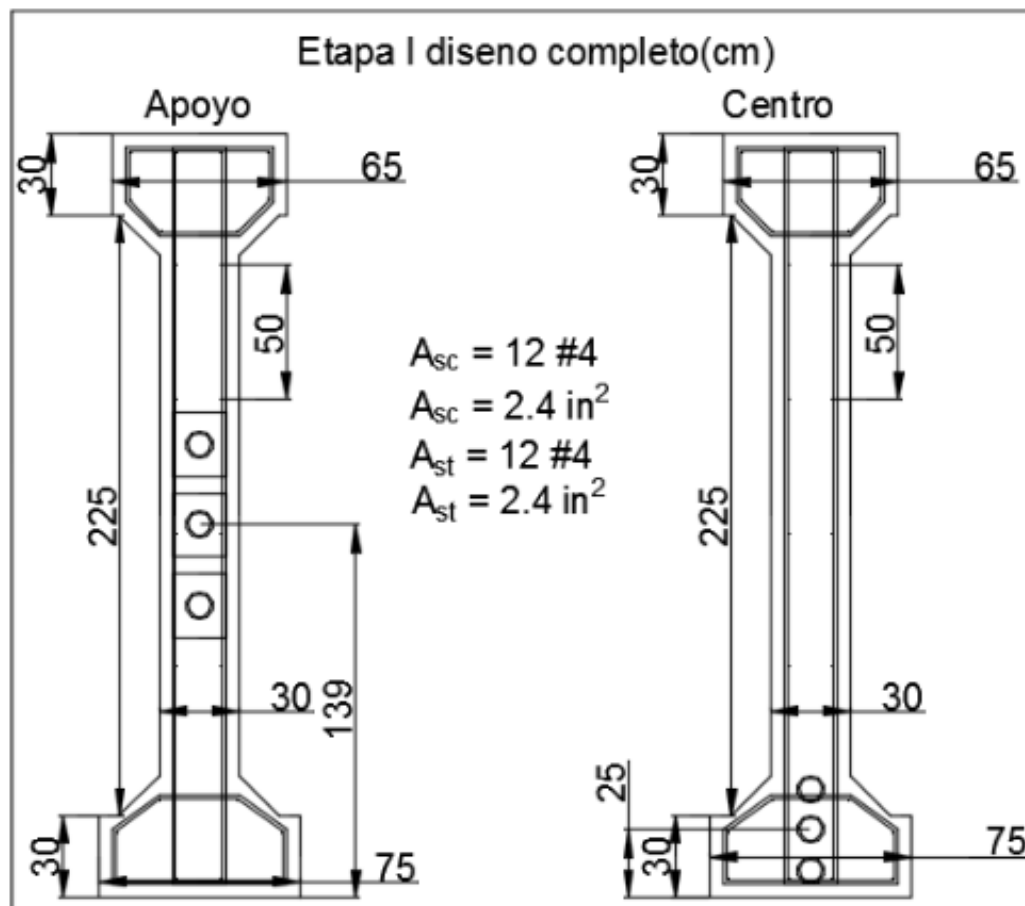
Entonces usamos 12C15 de grado 1860

Dimensiones necesarias para instalacion

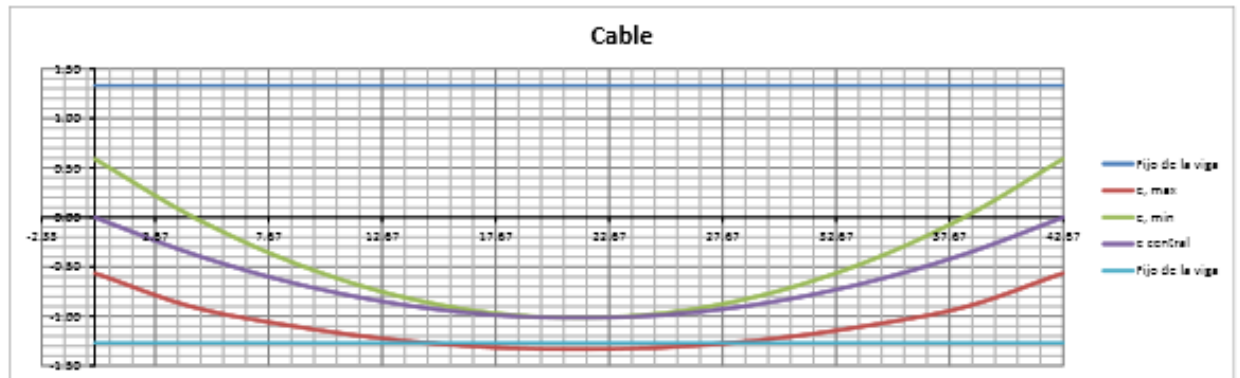
Geometria de cada cable



Seccion transversal de la viga en apoyo y punto medio



Geometria del cable



Puente 70ft

Selección de los cables

Material

Se usará material con una resistencia de

$$R := 1860 \text{ MPa} \quad R = 1860000000 \text{ Pa}$$

Tensión que se debe aplicar

$$T := 510 \cdot \text{tonnef} = 5001391.5 \text{ N}$$

$$T = 1124.358 \cdot \text{kip}$$

Area

$$A := \frac{T}{R} = 2688.92016129 \cdot \text{mm}^2$$

Usando 2 cables

$$A_{\text{cable}} := \frac{A}{2} = 1344.46 \cdot \text{mm}^2$$

De la siguiente tabla obtenemos

CARACTERÍSTICAS DE LOS CABLES FORMADOS POR CORDONES DE DIÁMETRO NOMINAL 15,7 MM Y 0,6"

Unidades	Tipo de cordones						
	T 15,7 pr EN 10138-1 y 3				ASTM A-416-96 0,6 clase 270		
	Número de torones	Sección nominal (mm ²)	Masa (kg/m)	Clase 1 770 (Fm kN)	Clase 1 860 (Fm kN)	Sección nominal (mm ²)	Masa (kg/m)
1	150	1,17	265	279	140	1,102	260,7
2	300	2,34	530	558	280	2,205	521,4
3	450	3,54	795	837	420	3,306	782
4	600	4,72	1 060	1 116	560	4,41	1 043
7	1 050	8,26	1 855	1 953	980	7,71	1 825
9	1 350	10,62	2 385	2 511	1 260	9,92	2 346
12	1 800	14,16	3 180	3 348	1 680	13,22	3 128
13	1 950	15,34	3 445	3 627	1 820	14,33	3 389
19	2 850	22,42	5 035	5 301	2 660	20,94	4 953
22	3 300	25,95	5 830	6 138	3 080	24,24	5 735
25	3 750	29,50	6 625	6 975	3 500	27,55	6 518
27	4 050	31,85	7 155	7 533	3 780	29,75	7 039
31	4 650	36,58	8 215	8 649	4 340	34,16	8 082
37	5 550	43,66	9 805	10 323	5 180	40,77	9 646
55	8 250	64,9	14 575	15 345	7 700	60,61	14 339

Usando 12 torones

$$A_{12} := 1800 \cdot \text{mm}^2 = 2.79 \cdot \text{in}^2$$

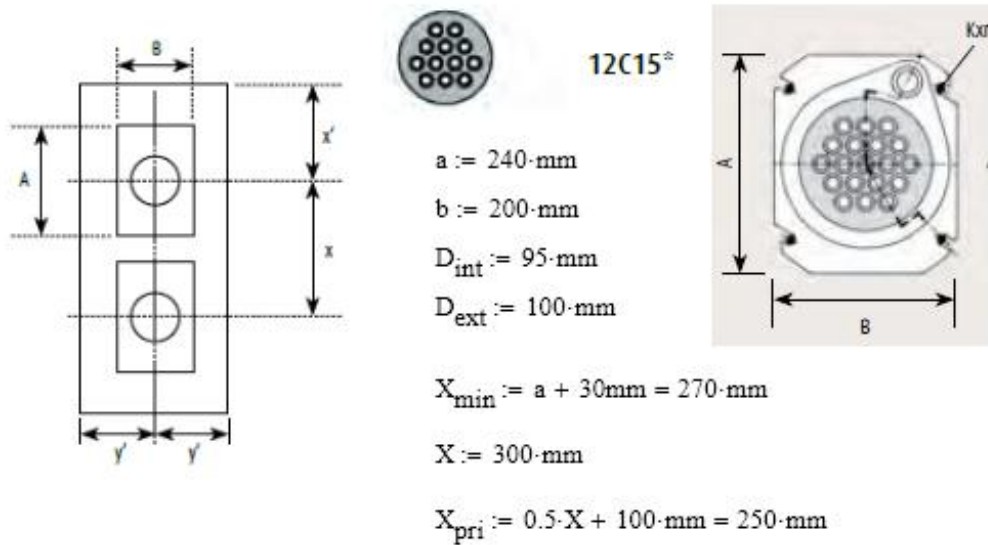
$$A_{12} > A_{\text{cable}}$$

$$f_{pe} := \frac{T}{A_{12}} = 201.497 \cdot \text{ksi}$$

Entonces usamos 12C15 de grado 1860

Dimensiones necesarias para instalacion

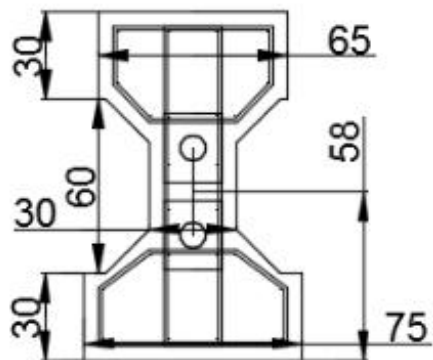
Geometria de cada cable



Seccion transversal de la viga en apoyo y punto medio

Etapa I diseno completo(cm)

Apoyo



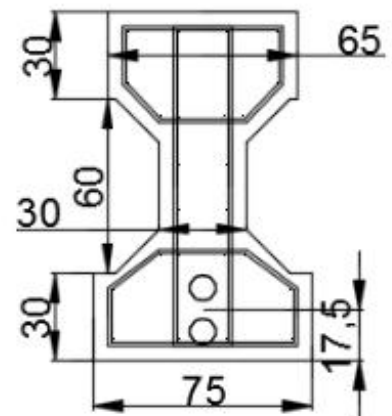
$$A_{sc} = 12 \#4$$

$$A_{sc} = 2.4 \text{ in}^2$$

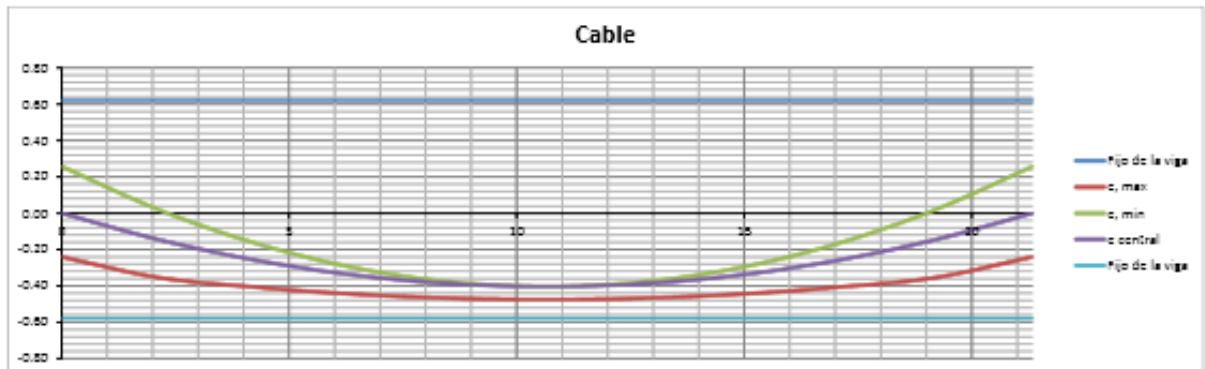
$$A_{st} = 12 \#4$$

$$A_{st} = 2.4 \text{ in}^2$$

Centro



Geometria del cable



Puente 50ft

Selección de los cables

Material

Se usará material con una resistencia de

$$R := 1860 \text{ MPa} \quad R = 1860000000 \text{ Pa}$$

Tensión que se debe aplicar

$$T := 345 \cdot \text{tonnef} = 3383294.25 \text{ N}$$

$$T = 760.595 \cdot \text{kip}$$

Area

$$A := \frac{T}{R} = 1818.975403226 \text{ mm}^2$$

Usando 2 cables

$$A_{\text{cable}} := \frac{A}{2} = 909.488 \text{ mm}^2$$

De la siguiente tabla obtenemos

CARACTERÍSTICAS DE LOS CABLES FORMADOS POR CORDONES DE DIÁMETRO NOMINAL 15,7 MM Y 0,6"

Unidades	Tipo de cordones						
	T 15,7 pr EN 10138-1 y 3				ASTM A-416-96 0,6 clase 270		
	Número de torones	Sección nominal (mm ²)	Masa (kg/m)	Clase 1 770 (Fm kN)	Clase 1 860 (Fm kN)	Sección nominal (mm ²)	Masa (kg/m)
1	150	1,17	265	279	140	1,102	260,7
2	300	2,34	530	558	280	2,205	521,4
3	450	3,54	795	837	420	3,306	782
4	600	4,72	1 060	1 116	560	4,41	1 043
7	1 050	8,26	1 855	1 953	980	7,71	1 825
9	1 350	10,62	2 385	2 511	1 260	9,92	2 346
12	1 800	14,16	3 180	3 348	1 680	13,22	3 128
13	1 950	15,34	3 445	3 627	1 820	14,33	3 389
19	2 850	22,42	5 035	5 301	2 660	20,94	4 953
22	3 300	25,95	5 830	6 138	3 080	24,24	5 735
25	3 750	29,50	6 625	6 975	3 500	27,55	6 518
27	4 050	31,85	7 155	7 533	3 780	29,75	7 039
31	4 650	36,58	8 215	8 649	4 340	34,16	8 082
37	5 550	43,66	9 805	10 323	5 180	40,77	9 646
55	8 250	64,9	14 575	15 345	7 700	60,61	14 339

Usando 12 torones

$$A_7 := 1050 \text{ mm}^2 = 1.628 \text{ in}^2$$

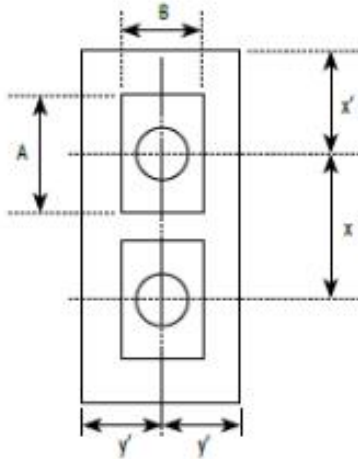
$$A_7 > A_{\text{cable}}$$

$$f_{pe} := \frac{T}{A_7} = 233.669 \text{ ksi}$$

Entonces usamos 7C15 de grado 1860

Dimensiones necesarias para instalacion

Geometria de cada cable



7C15

$$a := 180\text{-mm}$$

$$b := 150\text{-mm}$$

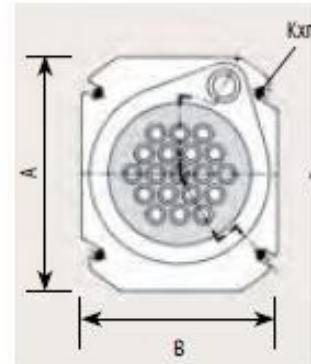
$$D_{int} := 65\text{-mm}$$

$$D_{ext} := 70\text{-mm}$$

$$X_{min} := a + 30\text{mm} = 210\text{-mm}$$

$$X := 250\text{-mm}$$

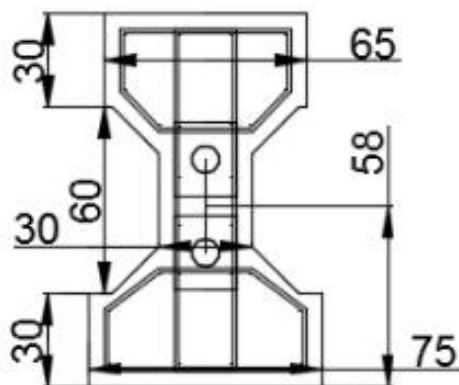
$$X_{pri} := 0.5 \cdot X + 100\text{-mm} = 225\text{-mm}$$



Seccion transversal de la viga en apoyo y punto medio

Etapa I diseno completo(cm)

Apoyo



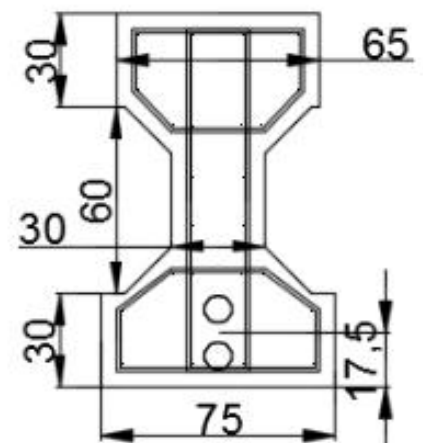
$$A_{sc} = 12 \#4$$

$$A_{sc} = 2.4 \text{ in}^2$$

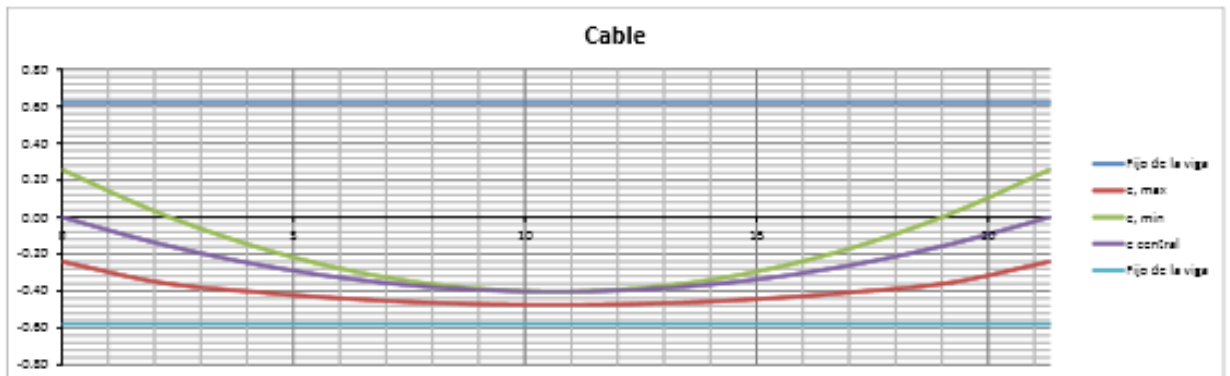
$$A_{st} = 12 \#4$$

$$A_{st} = 2.4 \text{ in}^2$$

Centro



Geometria del cable



Anexo 5: Propiedades de la sección de acero

Puente 140ft

Seccion 1									
Figura	b	H	Ai	yi	yi*Ai	Ix	Iy	d=(yi-ybar)	d^2*Ai
Patin Superior	16	1	16.00	67.13	1074.00	1.33	341.33	67.13	72092.25
Alma	0.5625	65	36.56	34.13	1247.70	12873.05	0.96	34.13	42577.60
Patin Inferior	20	1.625	32.50	0.81	26.41	7.15	1083.33	0.81	21.46
Tablero	18	9	162.00	71.13	11522.25	1093.50	4374.00	71.13	819520.03
Acero de refuerzo			6.12	71.13	435.29	0.00	0.00	71.13	30959.65
Sumas			253.18		14305.64	13975.03	5799.63		965170.98

S1	NC	3N	N
hs	40.02	33.15	20.47
hi	27.60	46.48	59.16
A	85.06	141.10	253.18
Ixx	62754.84	139408.86	191400.31
Ss	1568.06	6592.25	22609.10
Si	2273.36	2999.48	3235.33
Iyy	1425.63	1587.63	5799.63
Si	142.56	158.76	579.96
Sd	142.56	158.76	579.96

Seccion 2									
Figura	b	H	Ai	yi	yi*Ai	Ix	Iy	d=(yi-ybar)	d^2*Ai
Patin Superior	16	1.375	22.00	67.69	1489.13	3.47	469.33	9.63	2039.14
Alma	0.5625	65	36.56	34.50	1261.41	12873.05	0.96	-23.56	20294.91
Patin Inferior	20	2	40.00	1.00	40.00	13.33	1333.33	-57.06	130233.83
Tablero	18	9	162.00	75.50	12231.00	1093.50	4374.00	17.44	49272.77
Acero de refuerzo			6.12	75.50	462.06	0.00	0.00	17.44	1861.42
Sumas			266.68		15483.59	13983.35	6177.63		203702.08

S2	NC	3N	N
hs	40.06	34.58	21.94
hi	28.31	45.42	58.06
A	98.56	154.60	266.68
Ixx	78237.15	158153.61	217685.42
Ss	1952.87	6888.76	21103.81
Si	2763.36	3482.27	3749.32
Iyy	1803.63	1965.63	6177.63
Si	180.36	196.56	617.76
Sd	180.36	196.56	617.76

Puente 70 ft

Seccion 1									
Figura	b	H	Ai	yi	yi*Ai	Ix	Iy	d=(yi-ybar)	d^2*Ai
Patin Superior	14	0.625	8.75	28.56	249.92	0.28	142.92	-2.64	60.86
Alma	0.5000	27	13.50	14.75	199.13	820.13	0.28	-16.45	3653.08
Patin Inferior	18	1.25	22.50	0.63	14.06	2.93	607.50	-30.57	21033.53
Tablero	18	9	162.00	36.75	5953.50	1093.50	4374.00	5.55	4990.21
Acero de refuerzo			6.12	36.75	224.91	0.00	0.00	5.55	188.52
Sumas			212.87		6641.52	1916.84	5124.70		29926.21

S1	NC	3N	N
hs	18.53	16.22	10.05
hi	10.35	25.03	31.20
A	44.75	100.79	212.87
Ixx	6114.98	23822.34	31843.05
Ss	330.07	6192.56	-13696.62
Si	590.89	951.82	1020.61
Iyy	750.70	912.70	5124.70
Si	83.41	101.41	569.41
Sd	83.41	101.41	569.41

Seccion 2									
Figura	b	H	Ai	yi	yi*Ai	Ix	Iy	d=(yi-ybar)	d^2*Ai
Patin Superior	16	0.75	12.00	28.63	343.50	0.56	256.00	-2.19	57.53
Alma	0.5000	27	13.50	14.75	199.13	820.13	0.28	-16.06	3483.91
Patin Inferior	20	1.25	25.00	0.63	15.63	3.26	833.33	-30.19	22785.11
Tablero	18	9	162.00	36.75	5953.50	1093.50	4374.00	5.94	5707.34
Acero de refuerzo			6.12	36.75	224.91	0.00	0.00	5.94	215.61
Sumas			218.62		6736.66	1917.44	5463.61		32249.49

S2	NC	3N	N
hs	17.95	16.68	10.44
hi	11.05	24.57	30.81
A	50.50	106.54	218.62
Ixx	7432.34	25335.34	34166.93
Ss	414.16	5719.43	-18830.23
Si	672.34	1031.14	1108.79
Iyy	1089.61	1251.61	5463.61
Si	108.96	125.16	546.36
Sd	108.96	125.16	546.36

Puente 50ft

Seccion 1									
Figura	b	H	Ai	yi	yi*Ai	Ix	Iy	d=(yi-ybar)	d^2*Ai
Patin Superior	14	0.625	8.75	21.31	186.48	0.28	142.92	-4.89	209.12
Alma	0.5000	20	10.00	11.00	110.00	333.33	0.21	-15.20	2310.75
Patin Inferior	14	1	14.00	0.50	7.00	1.17	228.67	-25.70	9247.69
Tablero	18	9	162.00	29.50	4779.00	1093.50	4374.00	3.30	1762.95
Acero de refuerzo			6.12	29.50	180.54	0.00	0.00	3.30	66.60
Sumas			200.87		5263.02	1428.28	4745.79		13597.10

S1	NC	3N	N
hs	12.36	11.96	7.80
hi	9.27	22.04	26.20
A	32.75	88.79	200.87
Ixx	2710.43	11537.05	15025.39
Ss	219.32	-28003.20	-3283.41
Si	292.49	523.53	573.46
Iyy	371.79	533.79	4745.79
Si	53.11	76.26	677.97
Sd	53.11	76.26	677.97

Seccion 2									
Figura	b	H	Ai	yi	yi*Ai	Ix	Iy	d=(yi-ybar)	d^2*Ai
Patin Superior	14	1	8.75	21.31	186.48	0.28	142.92	-4.64	188.00
Alma	0.5000	20	10.00	11.00	110.00	333.33	0.21	-14.95	2234.36
Patin Inferior	16	1	16.00	0.50	8.00	1.33	341.33	-25.45	10361.43
Tablero	18	9	162.00	29.50	4779.00	1093.50	4374.00	3.55	2044.17
Acero de refuerzo			6.12	29.50	180.54	0.00	0.00	3.55	77.22
Sumas			202.87		5264.02	1428.45	4858.46		14905.18


S2	NC	3N	N
hs	12.86	12.44	8.05
hi	8.76	21.56	25.95
A	34.75	90.79	202.87
Ixx	2855.46	12444.46	16333.63
Ss	221.99	199287.02	-3778.51
Si	325.89	577.13	629.48
Iyy	484.46	646.46	4858.46
Si	60.56	80.81	607.31
Sd	60.56	80.81	607.31

Anexo 6: Documentos de diseño

Puente de 140 ft

Acero

Page 1 of 13



LRFD_SIMON

Version 10.1.1.6 2014-10-30 11:47

Vehicle library: NSBA_Vehicle_Data.txt
 Program library: NSBA_simon_library_data.txt
 Agency library: NSBA_library_data.txt

Job Name: Puente Largo
 Project Name: Puente 43m
 Description: Puente de la calle las Magnolias sin apoyo central. Sector la Primavera 2, Cruce de la ruta viva

Puente 140 ft
 Diseno 1

LICENSEE: ID# U0360
 Note: License expires on 2022-Aug-01 (in 2833 days).
 National Steel Bridge Alliance - Perpetual
 1 E Wacker Dr
 Chicago IL 60601

TABLE OF CONTENTS

- [Secondary Level Input Parameters](#)
- [Primary Level Input Information for Cycle: 1](#)
- [Analysis Results](#)
- [Section Evaluation](#)
- [Bill of Materials](#)
- [Cost Indicators](#)

SECONDARY LEVEL INPUT PARAMETERS ↑

Maximum Performance Ratio for Redesign:	0.900
Minimum Performance Ratio for Constraint Messages:	0.100
Live Load Deflection Factor:	800
Distance from Interior Reaction to Stud:	0.000 ft
Maximum Plate Thickness:	3.000 in
Yield Strength of Web Longitudinal Stiffeners:	50.000 ksi
Yield Strength of Transverse and Bearing Stiffeners:	50.000 ksi
Joint between Connection Plates and Flanges:	Welded
Number of Design Traffic Lanes:	2
Number of Girders:	3
Maximum Transverse Stiffener Spacing:	480.00000
Box Girder Run?:	No
Minimum Flange Thickness:	0.500 in
Stud Shear Connectors:	No Design
Maximum Acceptable Performance Ratio:	1.000
Protection of Steel:	UnPainted Weathering
Number of Spans:	1
Concrete Modular Ratio (Short Term):	8.000

file:///C:/Users/Carlos%20Bustamante/Documents/USB%20Carlos%20Device/USFQ... 11/30/2014

Distance from Web Top to Slab Bottom: 4.000 in
 Composite Uniform Dead Load (DC): 400.000 lb/ft
 Pedestrian Live Load (PL): 0.000 lb/ft
 Utility Dead Load (DW): 0.000 lb/ft
 Future Wearing Surface Load (DW): 210.000 lb/ft
 Concrete Compressive Strength: 4000.000 psi
 Concrete Type: Normal Weight
 Rebar Yield Strength: 60.000 ksi
 One Sided Transverse Stiffeners: Yes
 Distance from Slab Bottom to C.G. of Rebars: 4.500 in
 Run Option: LRFD Analysis
 Analysis Vehicle Option: HL93/User Defined
 Design Vehicle Dynamic Load Allowance: 1.330
 Fatigue Vehicle Dynamic Load Allowance: 1.150
 Average daily truck traffic, single lane: 2000
 Moment Distribution Factor, single lane: 0.950 Axles
 Moment Distribution Factor, multi lane: 0.829 Axles
 Shear Distribution Factor, single lane: 0.950 Axles
 Shear Distribution Factor, multi lane: 1.114 Axles

PRIMARY LEVEL INPUT INFORMATION for CYCLE: 1 ↑

INPUT DATA for SPAN 1

Span Length: 140.00 ft
 Hinge Location: none
 Field Splice Location: 140.00 ft
 Bottom Flange Cross Frame Spacing: 20.00 ft
 Bracing status of Top Flange for DL1: Discretely Braced
 Top Flange Cross Frame Spacing for DL1: 20.00
 Bracing status of Top Flange for Final: Fully Braced
 Non Composite Uniform Dead Load: 1530.000 lb/ft
 Non Composite Partial Dead Load: No

Type	Range To (ft)	L Depth (in)	R Depth or Width (in)	Thickness (in)	Yield Stress (ksi)	Tee Stf / Rebar A (in ²)
Web Depth	46.67	65.000	65.000		50.0	
Web Depth	93.33	65.000	65.000		50.0	
Web Depth	140.00	65.000	65.000		50.0	
Top Flange	46.66		16.000	1.0000	50.0	Fu = 65.0 ksi
Top Flange	93.33		16.000	1.3750	50.0	Fu = 65.0 ksi
Top Flange	140.00		16.000	1.0000	50.0	Fu = 65.0 ksi
Bot Flange	46.67		20.000	1.6250	50.0	Fu = 65.0 ksi
Bot Flange	93.33		20.000	2.0000	50.0	Fu = 65.0 ksi
Bot Flange	140.00		20.000	1.6250	50.0	Fu = 65.0 ksi
Conc Slab	140.00		144.000	9.0000	effective	6.12
Web Thick	46.67			0.5625	yes T.S.	no L.S.
Web Thick	93.33			0.5625	yes T.S.	no L.S.
Web Thick	140.00			0.5625	yes T.S.	no L.S.
Web T.S.	46.67	Minimum spacing = 96.000			Reduce web? yes	

Web T.S.	93.33	Minimum spacing = 432.000	Reduce web? yes
Web T.S.	140.00	Minimum spacing = 96.000	Reduce web? yes

ANALYSIS RESULTS (for Unfactored Loads = D and L+D) ↑

Dead Load Moments at tenth points - Units: kips-ft

Note: 'Other DC1' includes partial loads A1 and A2.

Span: 1

Point	Girder	Other DC1	Comp DL	Utility	FWS
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.1	270.3	1349.5	352.8	0.0	185.2
0.2	483.9	2399.0	627.2	0.0	329.3
0.3	640.7	3148.7	823.2	0.0	432.2
0.4	738.8	3598.6	940.8	0.0	493.9
0.5	771.7	3748.5	980.0	0.0	514.5
0.6	738.8	3598.6	940.8	0.0	493.9
0.7	640.7	3148.7	823.2	0.0	432.2
0.8	483.9	2399.0	627.2	0.0	329.3
0.9	270.3	1349.5	352.8	0.0	185.2
1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Live Load Moments at 10th points - Units: kips-ft

Span: 1

Point	HL93		USER DEFINED DESIGN VEHICLE		ENVELOPE		FATIGUE	
	Maximum	Minimum	Maximum	Minimum	Maximum	Minimum	Maximum	Minimum
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.1	1597.6	0.0	0.0	0.0	1597.6	0.0	706.5	0.0
0.2	2821.3	0.0	0.0	0.0	2821.3	0.0	1229.4	0.0
0.3	3671.1	0.0	0.0	0.0	3671.1	0.0	1593.6	0.0
0.4	4175.3	0.0	0.0	0.0	4175.3	0.0	1791.7	0.0
0.5	4319.8	0.0	0.0	0.0	4319.8	0.0	1806.3	0.0
0.6	4175.3	0.0	0.0	0.0	4175.3	0.0	1791.7	0.0
0.7	3671.1	0.0	0.0	0.0	3671.1	0.0	1593.6	0.0
0.8	2821.3	0.0	0.0	0.0	2821.3	0.0	1229.4	0.0
0.9	1597.6	0.0	0.0	0.0	1597.6	0.0	706.5	0.0
1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Dead Load Reactions - Negative equals Uplift - Units: kips

Support	Girder	Other DC1	Comp DL	Utility	FWS
abutment 1	21.3	107.1	28.0	0.0	14.7
abutment 2	21.3	107.1	28.0	0.0	14.7

Dead Load Shears at tenth points - Units: kips

Span: 1

Point	Girder	Other DC1	Comp DL	Utility	FWS
0.0	21.3	107.1	28.0	0.0	14.7
0.1	17.3	85.7	22.4	0.0	11.8

0.2	13.2	64.3	16.8	0.0	8.8
0.3	9.2	42.8	11.2	0.0	5.9
0.4	4.7	21.4	5.6	0.0	2.9
0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.6	-4.7	-21.4	-5.6	0.0	-2.9
0.7	-9.2	-42.8	-11.2	0.0	-5.9
0.8	-13.2	-64.3	-16.8	0.0	-8.8
0.9	-17.3	-85.7	-22.4	0.0	-11.8
1.0	-21.3	-107.1	-28.0	0.0	-14.7

HL93 LIVE LOAD REACTIONS (Negative = Uplift) - Units: kips

NOTE: Vehicle reactions include distribution factors and dynamic load allowance

NOTE: Truck and lane reactions DO NOT include distribution factors or dynamic load allowance

Support	Maximum Vehicle	Minimum Vehicle	Maximum Vehicle	Minimum Vehicle	Maximum Vehicle	Minimum Vehicle
abutment 1	149.5	0.0	67.2	0.0	44.8	0.0
abutment 2	149.5	0.0	67.2	0.0	44.8	0.0

USER DEFINED DESIGN VEHICLE LIVE LOAD REACTIONS (Negative = Uplift) - Units: kips

NOTE: Vehicle reactions include distribution factors and dynamic load allowance

NOTE: Truck and lane reactions DO NOT include distribution factors or dynamic load allowance

Support	Maximum Vehicle	Minimum Vehicle	Maximum Vehicle	Minimum Vehicle	Maximum Vehicle	Minimum Vehicle
abutment 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
abutment 2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

ENVELOPE LIVE LOAD REACTIONS (Negative = Uplift) - Units: kips

NOTE: Vehicle reactions include distribution factors and dynamic load allowance

NOTE: Truck and lane reactions DO NOT include distribution factors or dynamic load allowance

Support	Maximum Vehicle	Minimum Vehicle	Maximum Vehicle	Minimum Vehicle	Maximum Vehicle	Minimum Vehicle
abutment 1	149.5	0.0	67.2	0.0	44.8	0.0
abutment 2	149.5	0.0	67.2	0.0	44.8	0.0

FATIGUE LIVE LOAD REACTIONS (Negative = Uplift) - Units: kips

NOTE: Vehicle reactions include distribution factors and dynamic load allowance

NOTE: Truck and lane reactions DO NOT include distribution factors or dynamic load allowance

Support	Maximum Vehicle	Minimum Vehicle	Maximum Vehicle	Minimum Vehicle	Maximum Vehicle	Minimum Vehicle
abutment 1	57.0	0.0	62.6	0.0	0.0	0.0
abutment 2	57.0	0.0	62.6	0.0	0.0	0.0

Live Load Shears at tenth points - Units: kips

Span: 1

Point	HL93		USER DEFINED DESIGN VEHICLE		ENVELOPE		FATIGUE	
	Maximum	Minimum	Maximum	Minimum	Maximum	Minimum	Maximum	Minimum
0.0	149.5	0.0	0.0	0.0	149.5	0.0	57.0	0.0
0.1	129.3	-6.8	0.0	0.0	129.3	-6.8	50.5	-2.9

0.2	110.2	-16.2	0.0	0.0	110.2	-16.2	43.9	-6.6
0.3	92.0	-29.4	0.0	0.0	92.0	-29.4	37.4	-11.2
0.4	74.9	-43.5	0.0	0.0	74.9	-43.5	30.8	-17.7
0.5	58.7	-58.7	0.0	0.0	58.7	-58.7	24.2	-24.2
0.6	43.5	-74.9	0.0	0.0	43.5	-74.9	17.7	-30.8
0.7	29.4	-92.0	0.0	0.0	29.4	-92.0	11.2	-37.4
0.8	16.2	-110.2	0.0	0.0	16.2	-110.2	6.6	-43.9
0.9	6.8	-129.3	0.0	0.0	6.8	-129.3	2.9	-50.5
1.0	0.0	-149.5	0.0	0.0	0.0	-149.5	0.0	-57.0

Dead Load Deflections at tenth points - Units: in

Note: 'Other DC1' includes partial loads A1 and A2.

Span: 1

Point	(A) Steel Only	(B) Other Noncomp DL	(C) Composite DL (no DW)	(B+C) Total (No Steel)	(A+B+C) Total (w/ steel)
0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.1	0.416	2.042	0.253	2.295	2.711
0.2	0.782	3.839	0.476	4.316	5.098
0.3	1.060	5.195	0.648	5.843	6.903
0.4	1.228	6.012	0.754	6.766	7.994
0.5	1.285	6.290	0.790	7.080	8.364
0.6	1.228	6.012	0.754	6.766	7.994
0.7	1.060	5.195	0.648	5.843	6.903
0.8	0.782	3.839	0.476	4.316	5.098
0.9	0.416	2.042	0.253	2.295	2.711
1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

MAXIMUM LIVE LOAD DEFLECTION per Span

Live load = HL93

(Distribution Factor for Equal Girder Loading: 0.667 axles)

Span	Max Deflection (in)	Location from Left End of Span (Fraction)	Deflection At Hinge ()
1	1.014	0.500	

MAXIMUM LIVE LOAD DEFLECTION per Span

Live load = USER_DEFINED_DESIGN_VEHICLE

(Distribution Factor for Equal Girder Loading: 0.667 axles)

Span	Max Deflection (in)	Location from Left End of Span (Fraction)	Deflection At Hinge ()
1	0.000	0.500	

MAXIMUM LIVE LOAD DEFLECTION per Span

Live load = ENVELOPE

(Distribution Factor for Equal Girder Loading: 0.667 axles)

Span	Max Deflection (in)	Location from Left End of Span (Fraction)	Deflection At Hinge ()

1	1.014	0.500
---	-------	-------

MAXIMUM LIVE LOAD DEFLECTION per Span

Live load = FATIGUE

(Distribution Factor for Equal Girder Loading: 0.667 axles)

Span	Max Deflection (in)	Location from Left End of Span (Fraction)	Deflection At Hinge ()
1	0.830	0.500	

SECTION EVALUATION using: ** LOAD AND RESISTANCE FACTOR DESIGN ** ↑

Only behavior constraints above a performance ratio of 0.100 are listed.

Unless Noted, the 5th Edition (2010) of the AASHTO LRFD Specification is used.

No Interims are evaluated.

Span 1**SECTION at Span 1, 0.0 Percent (0.00 ft) - [no plate change]**

Unfactored Shears (kips) -	DL1:	128.4	DL2:	28.0
	DW:	14.7		
	+LL:	149.5	-LL:	0.0

Year	AASHTO Article	Perf Ratio	Description
10	6.10.9.3.3	0.909	nominal_shear_resistance_of_stiffened_web_end_panel

SECTION at Span 1, 33.3 Percent (46.66 ft) - [left side checked]

Unfactored Moments (kips) -	DL1:	4011.7	DL2:	871.0
	DW:	457.3		
	+LL:	3877.3	-LL:	0.0
	+ftg:	1678.0	-ftg:	0.0

Unfactored Shears (kips) -	DL1:	43.4	DL2:	9.3
	DW:	4.9		
	+LL:	86.2	-LL:	-34.0

Factored Stresses (ksi) -

	DC LF	DW LF	Top Flange	Bottom Flange	Slab	Reinf	Flexure
STRENGTH_I	1.25	1.50	-45.33	58.83	-1.09	-11.30	positive
SERVICE_II	1.00	1.00	-35.88	45.25	-0.81	-8.42	positive
FATIGUE_I	1.00	1.00	-33.14	26.51	-0.17	-3.30	negative
FATIGUE_I	1.00	1.00	-34.51	35.87	-0.49	-5.86	positive
FATIGUE_II	1.00	1.00	-33.14	26.51	-0.17	-3.30	negative
FATIGUE_II	1.00	1.00	-33.83	31.19	-0.33	-4.58	positive
CONSTRUCTION	1.25	0.00	-38.38	26.47	0.00	0.00	positive

Detailed Information -

	Rh	Rb	Dc (in)	My (kips-ft)	Mu (kips-ft)	Vu, max (kips)

STRENGTH_I	(positive)	1.000	1.000	28.4	11201.4	13574.7	224.1
SERVICE_II	(positive)	1.000	1.000	28.9	11657.5	10380.5	169.7
FATIGUE_I	(positive)	1.000	1.000	32.2	11657.5	7857.0	187.0
FATIGUE_II	(positive)	1.000	1.000	34.2	11657.5	6598.5	122.3
CONSTRUCTION	(positive)	1.000	1.000	39.0	7003.1	5014.6	65.9

Legend:

Rh = Hybrid factor

Rb = Web load-shedding factor

Dc = Depth of web in compression

My = Yield moment

Mu = Total factored moment

Vu, max = Maximum total factored shear (NOTE: this value does not depend on the flexure of the section)

Property	Unit	Plate	Plate+nSlab	Plate+3nSlab	Plate+Rebar
moment_of_inertia	in ⁴	62746	190422	138751	75639
neutral_axis_from_bottom_of_beam	in	27.60	59.01	46.38	30.79
S to_top_of_top_flange	in ³	-1568	-22102	-6532	-2054
S to_bottom_of_bottom_flange	in ³	2273	3227	2991	2456
S to_middepth_of_slab			-11816	-4828	-1706
S to_cg_of_reinforcement					-1706

Year	AASHTO Article	Perf Ratio	Description
10	6.10.3.2.1	0.768	compression_flange_nominal_yielding_constructibility
10	6.10.3.2.1	0.768	compression_flange_local_buckling_constructibility
10	6.10.3.2.1	0.930	compression_flange_lateral_torsional_buckling_constructibility
10	6.10.3.2.2	0.529	tension_flange_nominal_yielding_constructibility
10	6.10.4.2.2	0.755	top_flange_service_limit_state_permanent_deflections_positive_flexure
10	6.10.4.2.2	0.953	bottom_flange_service_limit_state_permanent_deflections_positive_flexure
10	6.10.7.1.2	0.808	flexure_compact_composite_positive_flexure
10	6.10.7.3	0.260	flexure_composite_positive_flexure_ductility
10	6.10.2.2-1	0.667	top_flange_b_divide_by_2_times_t_less_than_equal_12.0
10	6.10.2.2-2	0.677	top_flange_b_greater_than_equal_d_divide_by_6
10	6.10.2.2-3	0.619	top_flange_t_greater_than_equal_1.1_times_tw
10	6.10.2.2-1	0.513	bottom_flange_b_divide_by_2_times_t_less_than_equal_12.0
10	6.10.2.2-2	0.542	bottom_flange_b_greater_than_equal_d_divide_by_6
10	6.10.2.2-3	0.381	bottom_flange_t_greater_than_equal_1.1_times_tw
10	6.10.9.3.2	0.285	nominal_shear_resistance_of_stiffened_web_interior_panel
10	6.10.3.3	0.103	shear_constructibility
10	6.10.5.3	0.210	special_fatigue_requirement_for_webs
10	6.6.1.2	0.585	fatigue_i_bottom_flange_base_metal_cat_b
10	6.6.1.2	0.569	fatigue_i_bottom_flange_divide_by_web_fillet_weld_cat_b
10	6.6.1.2	0.716	fatigue_i_trans_stiff_weld_near_bottom_flange_cat_c_prime
10	6.6.1.2	0.759	fatigue_i_conn_pl_at_bot_flange_welded_cat_c_prime
10	6.10.3.2.1	0.633	compression_flange_nominal_yielding_constructibility
10	6.10.3.2.1	0.633	compression_flange_local_buckling_constructibility
10	6.10.3.2.1	0.767	compression_flange_lateral_torsional_buckling_constructibility
10	6.10.3.2.2	0.507	tension_flange_nominal_yielding_constructibility
10	6.10.4.2.2	0.641	top_flange_service_limit_state_permanent_deflections_positive_flexure
10	6.10.4.2.2	0.934	bottom_flange_service_limit_state_permanent_deflections_positive_flexure
10	6.10.7.1.2	0.829	flexure_compact_composite_positive_flexure
10	6.10.7.3	0.350	flexure_composite_positive_flexure_ductility

10	6.10.2.2-1	0.485	top_flange_b_divide_by_2_times_t_less_than_equal_12.0
10	6.10.2.2-2	0.677	top_flange_b_greater_than_equal_d_divide_by_6
10	6.10.2.2-3	0.450	top_flange_t_greater_than_equal_1.1_times_tw
10	6.10.2.2-1	0.513	bottom_flange_b_divide_by_2_times_t_less_than_equal_12.0
10	6.10.2.2-2	0.542	bottom_flange_b_greater_than_equal_d_divide_by_6
10	6.10.2.2-3	0.381	bottom_flange_t_greater_than_equal_1.1_times_tw
10	6.10.9.3.2	0.285	nominal_shear_resistance_of_stiffened_web_interior_panel
10	6.10.3.3	0.103	shear_constructibility
10	6.10.5.3	0.210	special_fatigue_requirement_for_webs
10	6.6.1.2	0.586	fatigue_i_bottom_flange_splice_cat_b
10	6.6.1.2	0.569	fatigue_i_bottom_flange_divide_by_web_fillet_weld_cat_b
10	6.6.1.2	0.716	fatigue_i_trans_stiff_weld_near_bottom_flange_cat_c_prime
10	6.6.1.2	0.759	fatigue_i_conn_pl_at_bot_flange_welded_cat_c_prime

SECTION at Span 1, 50.0 Percent (70.00 ft) - [no plate change]

Unfactored Moments (kips) -	DL1:	4520.2	DL2:	980.0
	DW:	514.5		
	+LL:	4319.8	-LL:	0.0
	+ftg:	1806.3	-ftg:	0.0

Unfactored Shears (kips) -	DL1:	0.0	DL2:	0.0
	DW:	0.0		
	+LL:	58.7	-LL:	-58.7

Factored Stresses (ksi) -

	DC LF	DW LF	Top Flange	Bottom Flange	Slab	Reinf	Flexure
STRENGTH_I	1.25	1.50	-42.64	55.70	-1.17	-11.98	positive
SERVICE_II	1.00	1.00	-33.68	42.81	-0.87	-8.93	positive
FATIGUE_I	1.00	1.00	-30.41	24.80	-0.18	-3.44	negative
FATIGUE_I	1.00	1.00	-31.99	33.49	-0.51	-6.09	positive
FATIGUE_II	1.00	1.00	-30.41	24.80	-0.18	-3.44	negative
FATIGUE_II	1.00	1.00	-31.20	29.14	-0.35	-4.77	positive
CONSTRUCTION	1.25	0.00	-34.73	24.54	0.00	0.00	positive

Detailed Information -

		Rh	Rb	Dc (in)	My (kips-ft)	Mu (kips-ft)	Vu, max (kips)
STRENGTH_I	(positive)	1.000	1.000	28.3	13431.6	15206.6	102.7
SERVICE_II	(positive)	1.000	1.000	28.7	13870.0	11630.4	76.3
FATIGUE_I	(positive)	1.000	1.000	32.0	13870.0	8724.2	88.1
FATIGUE_II	(positive)	1.000	1.000	34.0	13870.0	7369.4	44.0
CONSTRUCTION	(positive)	1.000	1.000	38.7	8756.7	5650.3	0.0

Legend:

Rh = Hybrid factor

Rb = Web load-shedding factor

Dc = Depth of web in compression

My = Yield moment

Mu = Total factored moment

Vu, max = Maximum total factored shear (NOTE: this value does not depend on the flexure of the section)

Property	Unit	Plate	Plate+nSlab	Plate+3nSlab	Plate+Rebar
moment_of_inertia	in ⁴	78220	216509	157319	91051
neutral_axis_from_bottom_of_beam	in	28.31	57.89	45.29	31.07
S to_top_of_top_flange	in ³	-1952	-20646	-6816	-2441
S to_bottom_of_bottom_flange	in ³	2763	3740	3473	2930
S to_middepth_of_slab			-12293	-5208	-2049
S to_cg_of_reinforcement					-2049

Year	AASHTO Article	Perf Ratio	Description
10	6.10.3.2.1	0.695	compression_flange_nominal_yielding_constructibility
10	6.10.3.2.1	0.695	compression_flange_local_buckling_constructibility
10	6.10.3.2.1	0.829	compression_flange_lateral_torsional_buckling_constructibility
10	6.10.3.2.2	0.491	tension_flange_nominal_yielding_constructibility
10	6.10.4.2.2	0.709	top_flange_service_limit_state_permanent_deflections_positive_flexure
10	6.10.4.2.2	0.901	bottom_flange_service_limit_state_permanent_deflections_positive_flexure
10	6.10.7.1.2	0.826	flexure_compact_composite_positive_flexure
10	6.10.7.3	0.356	flexure_composite_positive_flexure_ductility
10	6.10.2.2-1	0.485	top_flange_b_divide_by_2_times_t_less_than_equal_12.0
10	6.10.2.2-2	0.677	top_flange_b_greater_than_equal_d_divide_by_6
10	6.10.2.2-3	0.450	top_flange_t_greater_than_equal_1.1_times_tw
10	6.10.2.2-1	0.417	bottom_flange_b_divide_by_2_times_t_less_than_equal_12.0
10	6.10.2.2-2	0.542	bottom_flange_b_greater_than_equal_d_divide_by_6
10	6.10.2.2-3	0.309	bottom_flange_t_greater_than_equal_1.1_times_tw
10	6.10.9.2	0.284	nominal_shear_resistance_of_unstiffened_web
10	6.6.1.2	0.543	fatigue_i_bottom_flange_base_metal_cat_b
10	6.6.1.2	0.525	fatigue_i_bottom_flange_divide_by_web_fillet_weld_cat_b
10	6.6.1.2	0.659	fatigue_i_trans_stiff_weld_near_bottom_flange_cat_c_prime
10	6.6.1.2	0.699	fatigue_i_conn_pl_at_bot_flange_welded_cat_c_prime

SECTION at Span 1, 66.7 Percent (93.33 ft) - [right side checked]

Unfactored Moments (kips) -	DL1:	4011.9	DL2:	871.1
	DW:	457.3		
	+LL:	3877.6	-LL:	0.0
	+ftg:	1678.1	-ftg:	0.0

Unfactored Shears (kips) -	DL1:	-43.4	DL2:	-9.3
	DW:	-4.9		
	+LL:	34.0	-LL:	-86.2

Factored Stresses (ksi) -

	DC LF	DW LF	Top Flange	Bottom Flange	Slab	Reinf	Flexure
STRENGTH_I	1.25	1.50	-45.33	58.83	-1.09	-11.30	positive
SERVICE_II	1.00	1.00	-35.88	45.25	-0.81	-8.42	positive
FATIGUE_I	1.00	1.00	-33.15	26.51	-0.17	-3.30	negative
FATIGUE_I	1.00	1.00	-34.51	35.87	-0.49	-5.86	positive
FATIGUE_II	1.00	1.00	-33.15	26.51	-0.17	-3.30	negative

FATIGUE_II	1.00	1.00	-33.83	31.19	-0.33	-4.58	positive
CONSTRUCTION	1.25	0.00	-38.38	26.47	0.00	0.00	positive

Detailed Information -

		Rh	Rb	Dc (in)	My (kips-ft)	Mu (kips-ft)	Vu, max (kips)
STRENGTH_I	(positive)	1.000	1.000	28.4	11201.3	13575.6	224.1
SERVICE_II	(positive)	1.000	1.000	28.9	11657.4	10381.2	169.7
FATIGUE_I	(positive)	1.000	1.000	32.2	11657.4	7857.5	186.9
FATIGUE_II	(positive)	1.000	1.000	34.2	11657.4	6598.9	122.3
CONSTRUCTION	(positive)	1.000	1.000	39.0	7003.0	5014.9	65.9

Legend:

Rh = Hybrid factor

Rb = Web load-shedding factor

Dc = Depth of web in compression

My = Yield moment

Mu = Total factored moment

Vu, max = Maximum total factored shear (NOTE: this value does not depend on the flexure of the section)

Property	Unit	Plate	Plate+nSlab	Plate+3nSlab	Plate+Rebar
moment_of_inertia	in ⁴	62746	190422	138751	75639
neutral_axis_from_bottom_of_beam	in	27.60	59.01	46.38	30.79
S to_top_of_top_flange	in ³	-1568	-22102	-6532	-2054
S to_bottom_of_bottom_flange	in ³	2273	3227	2991	2456
S to_middepth_of_slab			-11816	-4828	-1706
S to_cg_of_reinforcement					-1706

Year	AASHTO Article	Perf Ratio	Description
10	6.10.3.2.1	0.768	compression_flange_nominal_yielding_constructibility
10	6.10.3.2.1	0.768	compression_flange_local_buckling_constructibility
10	6.10.3.2.1	0.930	compression_flange_lateral_torsional_buckling_constructibility
10	6.10.3.2.2	0.530	tension_flange_nominal_yielding_constructibility
10	6.10.4.2.2	0.755	top_flange_service_limit_state_permanent_deflections_positive_flexure
10	6.10.4.2.2	0.953	bottom_flange_service_limit_state_permanent_deflections_positive_flexure
10	6.10.7.1.2	0.809	flexure_compact_composite_positive_flexure
10	6.10.7.3	0.260	flexure_composite_positive_flexure_ductility
10	6.10.2.2-1	0.667	top_flange_b_divide_by_2_times_t_less_than_equal_12.0
10	6.10.2.2-2	0.677	top_flange_b_greater_than_equal_d_divide_by_6
10	6.10.2.2-3	0.619	top_flange_t_greater_than_equal_1.1_times_tw
10	6.10.2.2-1	0.513	bottom_flange_b_divide_by_2_times_t_less_than_equal_12.0
10	6.10.2.2-2	0.542	bottom_flange_b_greater_than_equal_d_divide_by_6
10	6.10.2.2-3	0.381	bottom_flange_t_greater_than_equal_1.1_times_tw
10	6.10.9.3.2	0.285	nominal_shear_resistance_of_stiffened_web_interior_panel
10	6.10.3.3	0.103	shear_constructibility
10	6.10.5.3	0.210	special_fatigue_requirement_for_webs
10	6.6.1.2	0.585	fatigue_i_bottom_flange_splice_cat_b
10	6.6.1.2	0.569	fatigue_i_bottom_flange_divide_by_web_fillet_weld_cat_b
10	6.6.1.2	0.716	fatigue_i_trans_stiff_weld_near_bottom_flange_cat_c_prime
10	6.6.1.2	0.759	fatigue_i_conn_pl_at_bot_flange_welded_cat_c_prime

SECTION at Span 1, 100.0 Percent (140.00 ft) - [field splice location, no plate change]

Unfactored Shears (kips) -	DL1:	-128.4	DL2:	-28.0
	DW:	-14.7		
	+LL:	0.0	-LL:	-149.5

Year	AASHTO Article	Perf Ratio	Description
10	6.10.9.3.3	0.909	nominal_shear_resistance_of_stiffened_web_end_panel
10	6.10.9.3.3	0.909	nominal_shear_resistance_of_stiffened_web_end_panel

The Maximum Performance Ratio for Cycle 1 is 0.953

The Design for Cycle 1 is acceptable.
 Steel Plate Weight per I-Girder = 21.313 tons
 (Excluding Bearing and Transverse Stiffeners)

BILL OF MATERIALS ↑

WEB TRANSVERSE STIFFENER DESIGN

SPAN 1 Web Section 1

Number of T.S.: 2
 Type of T.S.: One Sided
 Width of T.S.: 5.000 in
 Thickness of T.S.: 0.375 in
 Weight of T.S.: 0.033 tons
 Distances from Left End of Span 1 to each T.S. (ft)
 8.00 24.25

SPAN 1 Web Section 2

Number of T.S.: 0

SPAN 1 Web Section 3

Number of T.S.: 2
 Type of T.S.: One Sided
 Width of T.S.: 5.000 in
 Thickness of T.S.: 0.313 in
 Weight of T.S.: 0.028 tons
 Distances from Left End of Span 1 to each T.S. (ft)
 115.75 132.00

TRANSVERSE STIFFENER TOTALS FOR ONE GIRDER

Number of Web T.S.: 4
 Weight of Web T.S.: 0.061 tons
 Yield Strength of Web T.S.: 50.000 ksi

BEARING STIFFENER DESIGN

(Bearing stiffeners are in pairs)

Support Number	Width (in)	Thickness (in)
abutment 1	7.250	0.688
abutment 2	7.250	0.688

NOTE: Bearing Stiffeners are Designed to LRFD Provisions - AASHTO Article 6.10.11.2

BEARING STIFFENER TOTALS FOR ONE GIRDER

Weight of bearing stiff: 0.184 tons

Yield Strength of brg stif: 50.000 ksi

WEB, FLANGE, LONGITUDINAL-STIFFENER DESIGN

SPAN 1

Component	Range (ft)	Yield Strength (ksi)	Approx Weight (tons)	Length (ft)	Thickness (in)	Width (in)
web	46.67	50.0	2.90	46.666	0.5625	65.00
web	93.33	50.0	2.90	46.667	0.5625	65.00
web	140.00	50.0	2.90	46.667	0.5625	65.00
top flange	46.66	50.0	1.27	46.660	1.0000	16.00
top flange	93.33	50.0	1.75	46.673	1.3750	16.00
top flange	140.00	50.0	1.27	46.667	1.0000	16.00
bottom flange	46.67	50.0	2.58	46.666	1.6250	20.00
bottom flange	93.33	50.0	3.17	46.667	2.0000	20.00
bottom flange	140.00	50.0	2.58	46.667	1.6250	20.00

NOTE: AASHTO Article C6.11.11.2 suggests using flange transverse stiffeners if 2 or more flange longitudinal stiffeners are used. Flange transverse stiffeners are NOT included in LRFD_SIMON.

TOTAL TONNAGE SUMMARY

Web, Flanges, L.S.: 21.31 tons

Transverse Stiffeners: 0.06 tons

Bearing Stiffeners: 0.18 tons

Total (One Girder): 21.56 tons

Bridge Total (Girder Wgt x # of Girders): 64.68 tons

COST INDICATORS ↑

Assumed Unit Costs

Fy: 36 42 50 70 90-100 Ksi

Cost: 600.00 600.00 600.00 600.00 600.00 \$/tons

Assumed Fabrication Factors

Web: 1.00

Flanges: 1.00

Web L.S.: 1.00

Web T.S.: 1.00

Flange Tees: 1.00

ESTIMATED GIRDER COST (\$)

Span	Web	Flanges	Web L.S.	Web T.S.	Flange Tees	Totals
1	5225	7575	0	37	0	12837
Bearing stiffeners						110
Totals	5225	7575	0	37	0	

Pretensado

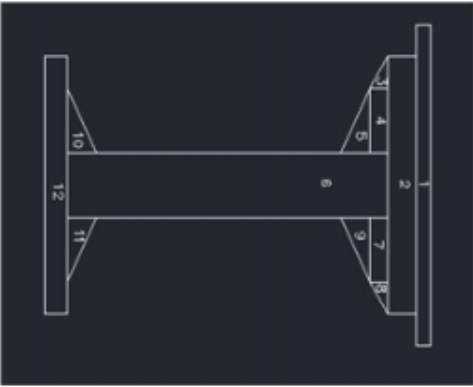


Figura	Tipo	b	H	AI	yi	xi	yi ² *Ai	xi ² *Ai	ix	Iy	d=(y _i -x _{bar})	d ² *Ai	d=(x _i -x _{bar})	d ² *Ai
1	Rectángulo	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-4.4585263	0	0	0
2	Rectángulo	0.65	0.3	0.195	0.15	0	0.02925	0	0.0014625	0.00686563	-1.30855263	0.3390045	0	0
3	Triángulo	0	0	0	0.3	0.15	0	0	0	0	-1.15855263	0	0.15	0
4	Rectángulo	0	0	0	0.3	0.15	0	0	0	0	-1.15855263	0	0.15	0
5	Triángulo	0.15	0.15	0.01125	0.35	0.2	0.0039375	0.00225	1.4063E-05	1.4063E-05	-1.10855263	0.013825	0.2	0.00045
6	Rectángulo	0.3	2.25	0.675	1.425	0	0.961875	0	0.28476963	0.0050625	-0.03355263	0.0007599	0	0
7	Rectángulo	0	0	0	0.3	-0.15	0	0	0	0	-1.15855263	0	-0.15	0
8	Triángulo	0	0	0	0.3	-0.15	0	0	0	0	-1.15855263	0	-0.15	0
9	Triángulo	0.15	0.15	0.01125	0.35	-0.2	0.0039375	-0.00225	1.4063E-05	1.4063E-05	-1.10855263	0.013825	-0.2	0.00045
10	Triángulo	0.15	0.15	0.01125	2.5	0.2	0.028125	0.00225	1.4063E-05	1.4063E-05	1.04144737	0.01220189	0.2	0.00045
11	Triángulo	0.15	0.15	0.01125	2.5	-0.2	0.028125	-0.00225	1.4063E-05	1.4063E-05	1.04144737	0.01220189	-0.2	0.00045
12	Rectángulo	0.75	0.3	0.225	2.7	0	0.6075	0	0.0016875	0.01054688	1.24144737	0.3467681	0	0
Suma				1.14			1.66275	0	0.28797188	0.02253125		0.73348224		0.0018

y _{bar}	hs	1.46
	hi	1.39
A		1.140
I _{xx}		1.02145411
I _{yy}		0.02433125

x _{bar}	hs	0
	hi	0

2.85	
------	--

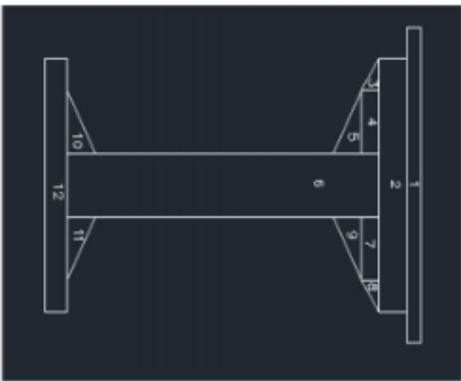
hs	57.42	in
hi	54.78	in
A	1767.01	in ²
S _{sup}	42736.24	in ³
S _{inf}	44797.28	in ³
I _{xx}	2454058.62	in ⁴
I _{yy}	56456.19	in ⁴

Figura	Tipo	b	H	A _i	x _i	xi	y _i ² A _i	x _i ² A _i	ix	iy	d _x =(y _i -x _{bar})	d _x ² A _i	d _y =(x _i -y _{bar})	d _y ² A _i
1	Rectangulo	2,908	0,2286	0,59225688	0,1143	1,2954	0,0676496	0,76720956	0,00257918	0,31128109	-1,0350959	0,6945796	0	0
2	Rectangulo	0,65	0,3	0,195	0,3786	1,2954	0,073827	0,252603	0,0034625	0,00666553	-0,7707959	0,11585463	0	0
3	Triangulo	0	0	0	0,5286	1,4454	0	0	0	0	-0,6207959	0	0,15	0
4	Rectangulo	0	0	0	0,5286	1,4454	0	0	0	0	-0,6207959	0	0,15	0
5	Triangulo	0,15	0,15	0,01125	0,5786	1,4954	0,0065025	0,01683325	1,4063E-05	1,4053E-05	-0,5707959	0,00366534	0,2	0,00045
6	Rectangulo	0,3	2,25	0,675	1,6336	1,2954	1,1618	0,874395	0,28476563	0,0050625	0,5042041	0,1715997	0	0
7	Rectangulo	0	0	0	0,5286	1,4454	0	0	0	0	-0,6207959	0	-0,15	0
8	Triangulo	0	0	0	0,5286	1,4454	0	0	0	0	-0,6207959	0	-0,15	0
9	Triangulo	0,15	0,15	0,01125	0,5786	1,0954	0,0065025	0,01333325	1,4063E-05	1,4053E-05	-0,5707959	0,00366534	-0,2	0,00045
10	Triangulo	0,15	0,15	0,01125	2,7286	1,4954	0,03069675	0,01683325	1,4063E-05	1,4053E-05	1,5792041	0,02805621	0,2	0,00045
11	Triangulo	0,15	0,15	0,01125	2,7286	1,0954	0,03069675	0,01333325	1,4063E-05	1,4053E-05	1,5792041	0,02805621	-0,2	0,00045
12	Rectangulo	0,75	0,3	0,225	2,9286	1,2954	0,658935	0,291465	0,0016875	0,01054688	1,7792041	0,71225262	0	0
Suma				1,73225688			1,99104896	2,24396556	0,29055105	0,35381234		1,69770801		0,0018

xbar	hs	1,15		xbar	hs	1,2954
hi	1,95		3,08	hi		1,2954
A	1,732					
Ixx	1,98825907					
Iyy	0,35561234					
hs*	0,92					

8,25

hs	45,125	in
hi	75,95	in
A	2685,01	in ²
S sup	103560,85	in ³
S inf	62891,88	in ³
Ixx	4776821,85	in ⁴
Iyy	854363,91	in ⁴



Datos de la Viga	
L	42.672 m
DC1 Inicial	2.964 T/m
DC1 add	1.53986789 T/m
P	0.8

Seccion Transversal Etapa I	
hs	1.4586 m
hi	1.3914 m
A	1.4400 m ²
ix	1.0215 m ²
Iyy	0.0243 m ⁴

Datos de limites Etapa I	
Fc	5000 T/m ²
FcAD	2000 T/m ²
FtAD	150 T/m ²
FtAD*	2000 T/m ²
FtAD*	180 T/m ²

Momentos Etapa I	
M5	674.643296 Tm
M1	350.4931 Tm
M2	0 Tm
Mc1	1025.64474 Tm
Mc2	674.643296 Tm

Condiciones Necesarias	
500.475378	<= 2150
477.449447	<= 2150

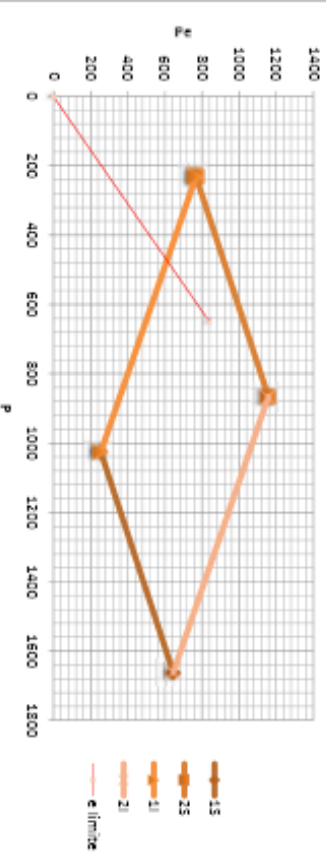
Condiciones Necesarias Cable Recto	
1463.61063	<= 2150
1396.46346	<= 2150

Condiciones Fundamentales									
#	A	B	C	C/B	x=P	y=Pe	D	E	y=D-Ek
15	-0.87719298	1.42791792	-536.18937	-375.504335	-0.61431611	-375.504335	-0.61431611	-375.504335	0.61431611
25	-0.87719298	1.42791792	890.668202	623.753081	-0.61431611	623.753081	-0.61431611	623.753081	0.61431611
11	-0.87719298	-1.36222221	-1246.46346	915.022193	0.6439427	915.022193	0.6439427	915.022193	-0.6439427
21	-0.87719298	-1.36222221	-2335.21121	1714.26613	0.6439427	1714.26613	0.6439427	1714.26613	-0.6439427

Ubicacion de intersecciones			
Punto	P	Pe	e
A	1025.64474	254.56575	0.24820071
B	1660.8431	644.778335	0.3882351
C	231.485852	765.958568	3.30887855
D	866.684211	1156.17115	1.33401663

Tabla Para Graficar			
P	Pe	15	25
1025.64474	254.56575	x	15
1660.8431	644.778335	x	25
231.485852	765.958568	x	11
866.684211	1156.17115	x	21
1025.64474	254.56575	x	15
1660.8431	644.778335	x	25

Etapa I Condiciones Fundamentales



Ecuacion de limite de excentricidad			
P	Pe	e	
0	0	0	
650	839.440789	1.2914	

Datos de la Viga	
L	42.672 m
Dc1	4.5036789 T/m
Dc2-Dw+LL	4.08831041 T/m
p	0.8

Seccion Transversal Etapa I	
hs	1.4586 m
hi	1.3914 m
A	1.1400 m ²
ix	1.0215 m ⁴
Iy	0.0245 m ⁴

Seccion Transversal Etapa II	
hs	1.1495959 m
hi	1.9292041 m
A	1.73225688 m ²
ix	1.98825907 m ⁴
Iy	0.35561234 m ⁴
hs*	0.9207959 m

Datos de limites Etapa II	
Fc	5000 T/m ²
fCAD	2000 T/m ²
FAAD	0 T/m ²

Momentos Etapa II	
Mg	1025.1364 Tm
M1	930.550342 Tm
M2	0 Tm
Mc1	1955.68874 Tm
Mc2	1025.1364 Tm

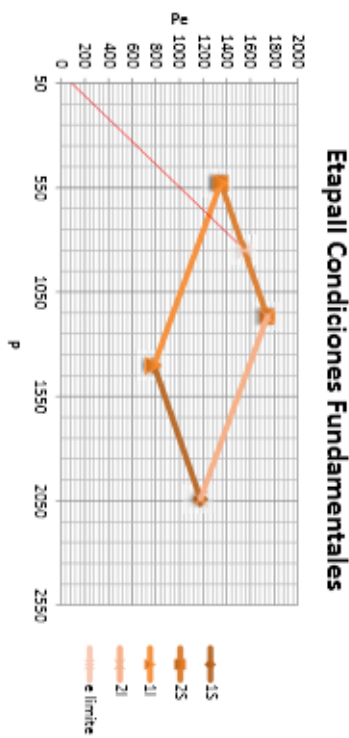
Condiciones Necesarias	
1328.74951	<= 2000
1267.61624	<= 2000

Condiciones Necesarias Cable Recto	
2792.56014	<= 2000
2664.0797	<= 2000

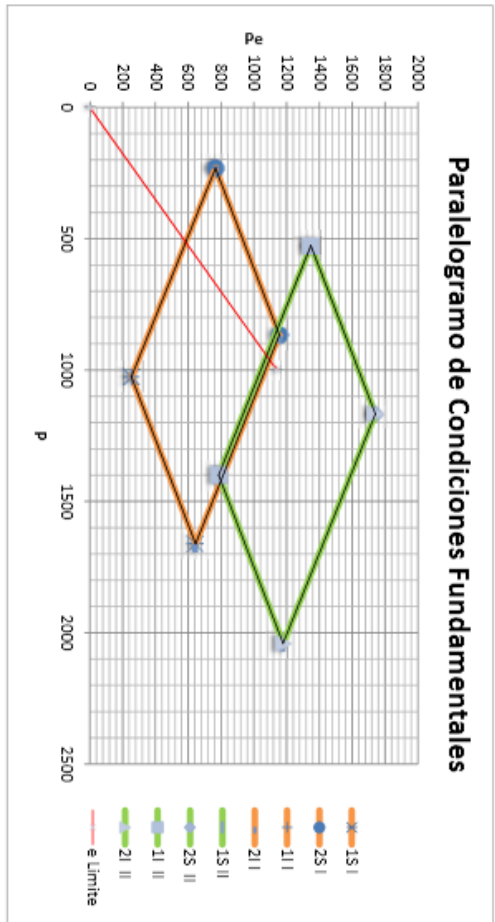
		Ax=B/=C		x=p		y=p/e		y=D+Ex	
#		A	B	C	C/B	A/B	D	E	
15		-0.87719298	1.42791792	-105.236001	-73.6989148	-0.61431611	-73.6989148	0.61431611	
25		-0.87719298	1.42791792	2493.81063	1025.1364	-0.61431611	1025.1364	0.61431611	
11		-0.87719298	-1.3622221	-1299.37473	1687.95876	0.6439427	1687.95876	-0.6439427	
21		-0.87719298	-1.3622221	-3356.46346	2493.32576	0.6439427	2493.32576	-0.6439427	

EtapaII Condiciones Fundamentales

Tabla Para Graficar			
Punto	P	Pe	e
A	1400.07577	786.390186	0.56167688
B	2040.14043	1179.59222	0.57819168
C	526.777447	1348.74427	2.56036828
D	1166.84211	1741.9463	1.49287234



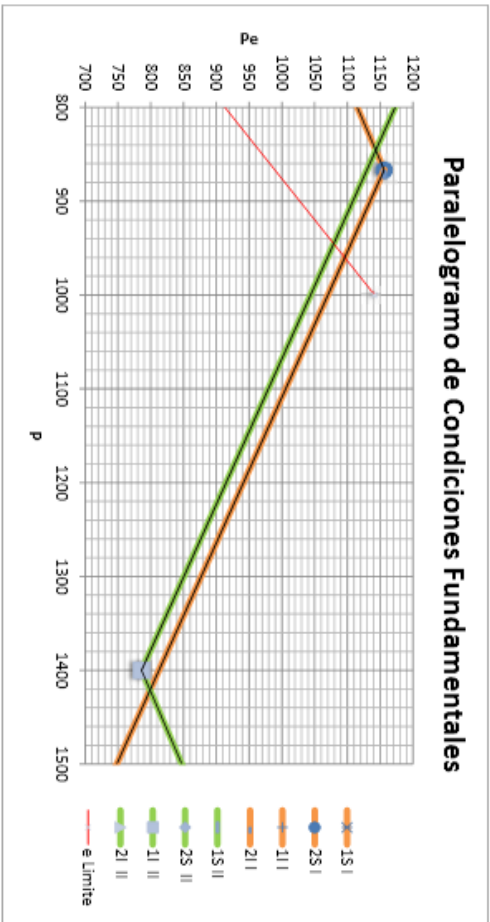
Ecuacion de limite de excentricidad			
P	Pe	e	
0	0	0	
850	155.4.82348	1.8292	



Condiciones necesarias vigas compuestas			
1	693.1424285	<=	2144
2	661.2522491	<=	1750
3	430.9533685	<=	2000
4	902.911276	<=	2000
5	1124.095797	<=	2144
6	1564.163525	<=	1600

Ecuacion de limite de excentricidad			
P	Pe	e	y=D+Ex
0	0	0	1.1414
1000	1141.447368	1.1414	

P min			
menor a e lim	845.7765	1143.3272	1.3518
mayor a e lim	945.4286	1079.1569	1.1414



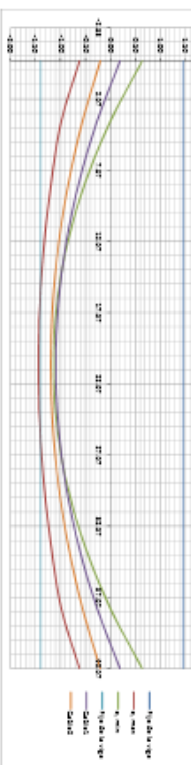
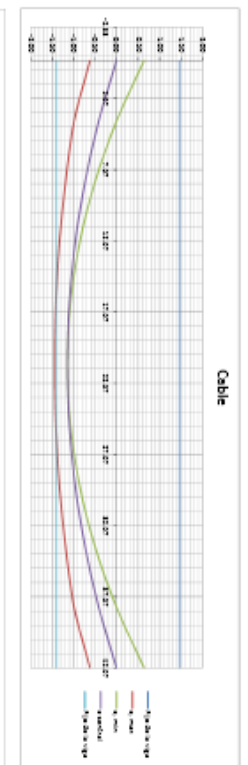
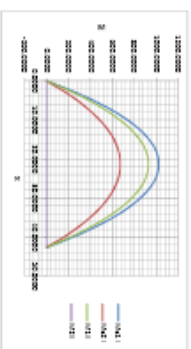
Resumen del Modelo		Modelo		Vista		Modelo Inverso	
X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
0	0	0	0	0	0	0	0
0.2	1200	0.2	1200	0.2	1200	0.2	1200
0.4	2400	0.4	2400	0.4	2400	0.4	2400
0.6	3600	0.6	3600	0.6	3600	0.6	3600
0.8	4800	0.8	4800	0.8	4800	0.8	4800
1.0	6000	1.0	6000	1.0	6000	1.0	6000
1.2	7200	1.2	7200	1.2	7200	1.2	7200
1.4	8400	1.4	8400	1.4	8400	1.4	8400
1.6	9600	1.6	9600	1.6	9600	1.6	9600
1.8	10800	1.8	10800	1.8	10800	1.8	10800
2.0	12000	2.0	12000	2.0	12000	2.0	12000

Fig. 1.1 (1/1)

Resumen del Modelo		Modelo		Vista		Modelo Inverso	
X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
0	0	0	0	0	0	0	0
0.2	1200	0.2	1200	0.2	1200	0.2	1200
0.4	2400	0.4	2400	0.4	2400	0.4	2400
0.6	3600	0.6	3600	0.6	3600	0.6	3600
0.8	4800	0.8	4800	0.8	4800	0.8	4800
1.0	6000	1.0	6000	1.0	6000	1.0	6000
1.2	7200	1.2	7200	1.2	7200	1.2	7200
1.4	8400	1.4	8400	1.4	8400	1.4	8400
1.6	9600	1.6	9600	1.6	9600	1.6	9600
1.8	10800	1.8	10800	1.8	10800	1.8	10800
2.0	12000	2.0	12000	2.0	12000	2.0	12000

Fig. 1.1 (2/1)

Resumen del Modelo		Modelo		Vista		Modelo Inverso	
X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
0	0	0	0	0	0	0	0
0.2	1200	0.2	1200	0.2	1200	0.2	1200
0.4	2400	0.4	2400	0.4	2400	0.4	2400
0.6	3600	0.6	3600	0.6	3600	0.6	3600
0.8	4800	0.8	4800	0.8	4800	0.8	4800
1.0	6000	1.0	6000	1.0	6000	1.0	6000
1.2	7200	1.2	7200	1.2	7200	1.2	7200
1.4	8400	1.4	8400	1.4	8400	1.4	8400
1.6	9600	1.6	9600	1.6	9600	1.6	9600
1.8	10800	1.8	10800	1.8	10800	1.8	10800
2.0	12000	2.0	12000	2.0	12000	2.0	12000



Cable

Hormigón Armado

Diseño Hormigón Armado

Puente 140 ft

Carlos Bustamante
11/30/2014

Diseño 140 en Hormigón armado

Materialiales

$$f_c := 5\text{-ksi} \quad \beta_1 := 0.85 - 0.05 \cdot \frac{f_c - 28\text{-MPa}}{7\text{-MPa}} = 0.804 \quad \rho := 0.019 \quad E_s := 29000\text{-ksi}$$

$$f_y := 60\text{-ksi}$$



Dimenciones

$$L_w := 140\text{-ft}$$

Etapa 1

$$b_1 := 35\text{-in}$$

$$h_1 := 203\text{-in} = 5.156\text{-m}$$

$$d_1 := h_1 - 9\text{-in} = 194\text{-in}$$

$$d_{c1} := 6\text{-in}$$

Etapa 2

$$b_s := 8.5\text{-ft}$$

$$h_s := 9\text{-in}$$

$$d_2 := d_1 + 9\text{-in} = 203\text{-in}$$

$$d_{c2} := \frac{\left(\frac{h_s}{2} + d_{c1} + h_s\right)}{2} = 9.75\text{-in}$$



Acero de Refuerzo

Etapa 1

$$A_{st1min} := \rho \cdot b_1 \cdot d_1 = 129.01\text{-in}^2$$

$$N_t := 55$$

$$A_{st1} := N_t \cdot 1.56\text{-in}^2 = 85.8\text{-in}^2 \quad \rho_{real} := \frac{A_{st1}}{b_1 \cdot d_1} = 0.012636$$

$$N_{bflr} := \frac{(b_1 - 2.5\text{-in} \cdot 2)}{1.41\text{-in} + 1\text{-in}} = 12.448 \quad N_{bflr} := 12$$

$$N_{filas} := \frac{N_t}{N_{bflr}} = 4.583 \quad N_{ft} := 5$$

$$d_{1max} := h_1 - \left[2\text{-in} + 0.5\text{-in} + \frac{[(1.41\text{-in} + 1\text{-in}) \cdot N_{ft} - 1\text{-in}]}{2} \right] = 194.975\text{-in}$$

$$d_{c1min} := 2\text{-in} + 0.5\text{-in} + \frac{[(1.41\text{-in} + 1\text{-in}) \cdot N_{fc1} - 1\text{-in}]}{2} = 5.615\text{-in}$$

$$A_{scmin} := \frac{A_{st1min}}{2} = 64.505\text{-in}^2$$

$$N_c := 28$$

$$A_{sc1} := N_c \cdot 1.56\text{-in}^2 = 43.68\text{-in}^2$$

$$N_{filasc} := \frac{N_c}{N_{bflr}} = 2.333 \quad N_{fc1} := 3$$

Etapa 2

$$A_{st2} := A_{st1} = 85.8\text{-in}^2$$

$$d_2 := 203\text{-in}$$

$$d_{c2} = 9.75\text{-in}$$

$$A_{stb} := (0.2 + 0.31) \cdot \frac{\text{in}^2}{\text{ft}} \cdot b_s = 4.335\text{-in}^2$$

$$A_{sc2} := A_{sc1} + A_{stb} = 48.015\text{-in}^2$$



Caso A

Acero en tension y compresion supera limite de fluencia

$$f_{st} := f_y = 60\text{-ksi}$$

$$f_{sc} := f_y = 60\text{-ksi}$$

Ecuación de equilibrio

$$A_{st} \cdot f_{st} - A_{sc} \cdot f_{sc} - 0.85 f_c \cdot b \cdot (\beta_1 \cdot C_{na}) = 0$$

Etapa 1

$$F_{A1}(C_1) := A_{st1} \cdot f_{st} - A_{sc1} \cdot f_{sc} - 0.85 \cdot f_c \cdot b_1 \cdot \beta_1 \cdot C_1$$

$$C_1 := 9 \cdot \text{in} \quad C_{1A} := \text{root}(F_{A1}(C_1), C_1) = 21.138 \cdot \text{in}$$

Verificación de estrés

$$\epsilon_y := 0.00207$$

Tension

$$\epsilon_{st1A} := \frac{(d_1 - C_{1A})}{C_{1A}} \cdot 0.003 = 0.02453$$

$$\epsilon_{st} > \epsilon_y \quad \text{Existe Fluencia}$$

Compresion

$$\epsilon_{sc1A} := \frac{(C_{1A} - d_{c1})}{C_{1A}} \cdot 0.003 = 0.00215$$

$$\epsilon_{sc} > \epsilon_y \quad \text{Existe Fluencia}$$

Cálculo del Momento

$$M_{n1.A} := A_{sc1} \cdot E_s \cdot \epsilon_{sc1A} \cdot \left(\frac{\beta_1 \cdot C_{1A}}{2} - d_{c1} \right) + A_{st1} \cdot f_y \cdot \left(d_1 - \frac{\beta_1 \cdot C_{1A}}{2} \right) = 80147.527 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad \phi := 0.9$$

Momento Ultimo

$$M_{TB} := \left[\frac{1.6734 \left(\frac{\text{kip}}{\text{ft}} \right) \cdot L^2}{8} \right] = 4099.83 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad M_{DC1sw} := \left[\frac{b_1 \cdot h_1 \cdot \left[0.15 \left(\frac{\text{kip}}{\text{ft}^3} \right) \right] \cdot (L^2)}{8} \right] = 18132.552 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{u1} := M_{TB} \cdot 1 + M_{DC1sw} \cdot 1 = 22232.382 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi \cdot M_{n1.A} = 72132.774 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

Etapa 2

$$C_2 := 9 \cdot \text{in}$$

$$F_{A2a}(C_2) := A_{st2} \cdot f_{st} - A_{sc1} \cdot f_{sc} - A_{stb} \cdot f_{sc} - 0.85 \cdot f_c \cdot b_s \cdot \beta_1 \cdot C_2$$

$$C_{2Aa} := \text{root}(F_{A2a}(C_2), C_2) = 6.507 \cdot \text{in} \quad h_s = 9 \cdot \text{in}$$

$$F_{A2b}(C_2) := A_{st2} \cdot f_{st} - A_{sc1} \cdot f_{sc} - A_{stb} \cdot f_{sc} - 0.85 \cdot f_c \cdot b_1 \cdot \beta_1 \cdot (C_2 - h_s) - 0.85 \cdot f_c \cdot b_s \cdot \beta_1 \cdot h_s$$

$$C_{2Ab} := \text{root}(F_{A2b}(C_2), C_2) = 1.734 \cdot \text{in}$$

$$C_{2A} := \max(C_{2Aa}, C_{2Ab}) = 6.507 \cdot \text{in}$$

Verificación de estrés

$$\epsilon_y = 0.00207$$

Tension

$$\epsilon_{st2A} := \frac{(d_2 - C_{2A})}{C_{2A}} \cdot 0.003 = 0.0906$$

$$\epsilon_{st} > \epsilon_y \quad \text{Existe Fluencia}$$

Compresion

$$\epsilon_{sc2A} := \frac{(C_{2A} - 0.5 \cdot h_s)}{C_{2A}} \cdot 0.003 = 0.00093$$

$$\epsilon_{sc} < \epsilon_y \quad \text{NO Existe Fluencia}$$

Diseño Hormigon Armado

Puente 140 ft

Carlos Bustamante
11/30/2014

Calculo del Momento

$$M_{n2.A} := A_{sc2} \cdot E_s \cdot \epsilon_{sc2A} \left(\frac{\beta_1 \cdot C_{2A}}{2} - d_{c2} \right) + A_{st2} \cdot f_y \left(d_2 - \frac{\beta_1 \cdot C_{2A}}{2} \right) = 85199.22 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad \phi = 0.9$$

Momento Ultimo

$$M_{TB} = 4099.83 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad M_{DC1sw} = 18132.552 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad M_{LL} := 5415.7 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{DC2} := \frac{\left[0.3 \left(\frac{\text{kip}}{\text{ft}} \right) \cdot L^2 \right]}{8} = 735 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad M_{DW} := \frac{\left[0.16 \left(\frac{\text{kip}}{\text{ft}} \right) \cdot L^2 \right]}{8} = 392 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{u2} := M_{TB} \cdot 1.25 + M_{DC1sw} \cdot 1.25 + M_{DC2} \cdot 1.25 + M_{DW} \cdot 1.5 + M_{LL} \cdot 1.75 = 38774.703 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi \cdot M_{n2.A} = 76679.298 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

**Caso B**

Acero en tensión supera limite de fluencia, acero en compresion no

$$f_{st} = 60 \cdot \text{ksi}$$

Ecuacion de equilibrio

$$A_{st} \cdot f_{st} - A_{sc} \cdot E_s \left[\frac{(C_{na} - d_c)}{C_{na}} \cdot 0.003 \right] - 0.85 f_c \cdot b \cdot (\beta_1 \cdot C_{na}) = 0$$

Etapa 1

$$F_{B1}(C_1) := A_{st1} \cdot f_{st} - A_{sc1} \cdot E_s \left[\frac{(C_1 - d_{c1})}{C_1} \cdot 0.003 \right] - 0.85 f_c \cdot b_1 \cdot (\beta_1 \cdot C_1)$$

$$C_{1B} := \text{root}(F_{B1}(C_1), C_1) = 20.553 \cdot \text{in}$$

Verificacion de estres

Tension

$$\epsilon_y = 0.00207$$

Compresion

$$\epsilon_{st1B} := \frac{(d_1 - C_{1B})}{C_{1B}} \cdot 0.003 = 0.02532$$

$$\epsilon_{sc1B} := \frac{(C_{1B} - d_{c1})}{C_{1B}} \cdot 0.003 = 0.00212$$

$$\epsilon_{st} > \epsilon_y \quad \text{Existe Fluencia}$$

$$\epsilon_{sc} > \epsilon_y \quad \text{Existe Fluencia}$$

Calculo del Momento

$$M_{n1.B} := A_{sc1} \cdot E_s \cdot \epsilon_{sc1B} \left(\frac{\beta_1 \cdot C_{1B}}{2} - d_{c1} \right) + A_{st1} \cdot f_y \left(d_1 - \frac{\beta_1 \cdot C_{1B}}{2} \right) = 80189.295 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad \phi = 0.9$$

Momento Ultimo

$$M_{u1} = 22232.382 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad \phi \cdot M_{n1.B} = 72170.366 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

Etapa 2

$$F_{B2a}(C_2) := A_{st2} \cdot f_{st} - A_{sc1} \cdot E_s \left[\frac{(C_2 - d_{c2})}{C_2} \cdot 0.003 \right] - A_{stb} \cdot E_s \left[\frac{(C_2 - 0.5 \cdot h_s)}{C_2} \cdot 0.003 \right] - 0.85 f_c \cdot b_s \cdot \beta_1 \cdot C_2$$

$$C_{2Ba} := \text{root}(F_{B2a}(C_2), C_2) = 12.03 \cdot \text{in}$$

$$F_{B2b}(C_2) := A_{st2} \cdot f_{st} - A_{sc1} \cdot E_s \cdot \left[\frac{(C_2 - d_{c2})}{C_2} \cdot 0.003 \right] - A_{stb} \cdot E_s \cdot \left[\frac{(C_2 - 0.5 \cdot h_s)}{C_2} \cdot 0.003 \right] - 0.85 \cdot f_c \cdot b_s \cdot \beta_1 \cdot h_s - 0.85 \cdot f_c \cdot b_1 \cdot \beta_1 \cdot (C_2 - h_s)$$

$$C_{2Bb} := \text{root}(F_{B2b}(C_2), C_2) = 14.015 \cdot \text{in} \quad h_s = 9 \cdot \text{in}$$

$$C_{2B} := \max(C_{2Ba}, C_{2Bb}) = 14.015 \cdot \text{in}$$

Verificación de esores

Tension	$\epsilon_y = 0.00207$	Compresion
$\epsilon_{st2B} := \frac{(d_2 - C_{2B})}{C_{2B}} \cdot 0.003 = 0.04045$		$\epsilon_{sc2B} := \frac{(C_{2B} - h_s \cdot 0.5)}{C_{2B}} \cdot 0.003 = 0.00204$
$\epsilon_{st} > \epsilon_y$ Existe Fluencia		$\epsilon_{sc} < \epsilon_y$ NO Existe Fluencia

Calculo del Momento

$$M_{n2.Ba} := A_{sc2} \cdot E_s \cdot \epsilon_{sc2B} \cdot \left(\frac{\beta_1 \cdot C_{2B}}{2} - d_{c2} \right) + A_{st2} \cdot f_y \cdot \left(d_2 - \frac{\beta_1 \cdot C_{2B}}{2} \right) = 83697.558 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad \phi = 0.9$$

$$M_{n2.Bb} := -A_{sc2} \cdot E_s \cdot \epsilon_{sc2B} \cdot \left(d_{c2} - \frac{h_s}{2} \right) + A_{st2} \cdot f_y \cdot \left(d_2 - \frac{h_s}{2} \right) - 0.85 \cdot f_c \cdot b_1 \cdot \beta_1 \cdot (C_{2B} - h_s) \cdot \left(\frac{\beta_1 \cdot C_{2B}}{2} \right) = 83634.293 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

Momento Ultimo

$$M_{u2} = 38774.703 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad \phi \cdot M_{n2.Bb} = 75270.864 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$



Deformaciones

Calculo de la carga distribuida

$$w_1 := \frac{(M_{u1} \cdot 8)}{L^2} = 9.074 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad w_{DC2} := \frac{(M_{DC2} \cdot 8)}{L^2} = 0.3 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad w_{DW} := \frac{(M_{DW} \cdot 8)}{L^2} = 0.16 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$w_{LL} := \frac{(M_{LL} \cdot 8)}{L^2} = 2.21 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad f_r := 0.2 \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c} = 0.447 \cdot \text{ksi}$$

Calculo de la Inercia

$$I_1 := \frac{(b_1 \cdot h_1^3)}{12} = 24399162.083 \cdot \text{in}^4 \quad I_s := \frac{(b_s \cdot h_s^3)}{12} = 6196.5 \cdot \text{in}^4$$

$$y_b := \frac{\left(h_1 + \frac{h_s}{2} \right) \cdot (b_s \cdot h_s) + \left(\frac{h_1}{2} \right) \cdot (h_1 \cdot b_1)}{(b_s \cdot h_s) + (h_1 \cdot b_1)} = 113.629 \cdot \text{in}$$

$$I_2 := (I_1 + I_s) + \left[(b_s \cdot h_s) \cdot \left(h_1 + \frac{h_s}{2} - y_b \right)^2 + (h_1 \cdot b_1) \cdot \left(\frac{h_1}{2} - y_b \right)^2 \right] = 33539793.837 \cdot \text{in}^4$$

$$I_{1cr} := \frac{(b_1 \cdot d_1^3)}{12} = 21295703.333 \cdot \text{in}^4 \quad y_{bcr} := \frac{\left(d_1 + \frac{h_s}{2}\right) \cdot (b_s \cdot h_s) + \left(\frac{d_1}{2}\right) \cdot (d_1 \cdot b_1)}{(b_s \cdot h_s) + (d_1 \cdot b_1)} = 109.088 \cdot \text{in}$$

$$I_{cr} := (I_{1cr} + I_s) + \left[(b_s \cdot h_s) \cdot \left(d_1 + \frac{h_s}{2} - y_{bcr}\right)^2 + (d_1 \cdot b_1) \cdot \left(\frac{d_1}{2} - y_{bcr}\right)^2 \right] = 2.963 \times 10^7 \cdot \text{in}^4$$

$$M_{cr} := f_r \frac{I_2}{[y_b - (h_1 + 9 \cdot \text{in} - d_2)]} = 11946.58 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad M_a := M_{u2} = 38774.703 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$I_e := \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \cdot I_2 + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^5\right] \cdot I_{cr} = 29747271.964 \cdot \text{in}^4$$

$$I_{2e} := \min(I_2, I_e) = 29747271.964 \cdot \text{in}^4$$

Calculo de la Deformacion

$$E_c := 57000 \sqrt{\text{psi}} \sqrt{f'_c} = 4030.509 \cdot \text{ksi}$$

$$\Delta_1 := \frac{-5 \cdot w_1 \cdot 1 \cdot L^4}{384 \cdot E_c \cdot I_1} = -0.798 \cdot \text{in} \quad \text{Solo por un periodo de tiempo corto}$$

$$\Delta_2 := \frac{-5 \cdot (w_1 \cdot 1 + w_{DC2} \cdot 1 + w_{DW} \cdot 1 + w_{LL} \cdot 1.3) \cdot L^4}{384 \cdot E_c \cdot I_{2e}} = -0.895 \cdot \text{in} \quad f_{\Delta} := 3 - 1.2 \left(\frac{A_{sc2}}{A_{st2}}\right) = 2.328$$

$$\Delta_2 \cdot f_{\Delta} = -2.083 \cdot \text{in}$$

$$\Delta_{per} := \frac{-L}{800} = -2.1 \cdot \text{in}$$



Resumen de diseño

Dimensiones

$$b_1 = 35 \cdot \text{in} \quad b_s = 102 \cdot \text{in}$$

$$h_1 = 203 \cdot \text{in} \quad h_s = 9 \cdot \text{in}$$

Refuerzo

$$A_{st1} = 85.8 \cdot \text{in}^2 \quad A_{st2} = 85.8 \cdot \text{in}^2$$

$$A_{sc1} = 43.68 \cdot \text{in}^2 \quad A_{sc2} = 48.015 \cdot \text{in}^2$$

Momento

$$M_{u1} = 22232.382 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{u2} = 38774.703 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi \cdot M_{n1A} = 72132.774 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad \phi \cdot M_{n1B} = 72170.366 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi \cdot M_{n2A} = 76679.298 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad \phi \cdot M_{n2Bb} = 75270.864 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

Deformaciones

$$\Delta_1 = -0.798 \cdot \text{in}$$

$$\Delta_2 \cdot f_{\Delta} = -2.083 \cdot \text{in}$$

$$\Delta_{per} = -2.1 \cdot \text{in}$$



Puente de 70 ft

Acero

Page 1 of 11



LRFD_SIMON

Version 10.1.1.6

2014-10-31 10:49

Vehicle library: NSBA_Vehicle_Data.txt
 Program library: NSBA_simon_library_data.txt
 Agency library: NSBA_library_data.txt

Job Name: Puente 70
 Project Name: Puente 21.336m
 Description: Puente de la calle las Magnolias sin apoyo central. Sector la Primavera 2, Cruce de la ruta viva

Puente 70 ft
 Diseno 1

LICENSEE: ID# U0360
 Note: License expires on 2022-Aug-01 (in 2832 days).
 National Steel Bridge Alliance - Perpetual
 1 E Wacker Dr
 Chicago IL 60601

TABLE OF CONTENTS

- [Secondary Level Input Parameters](#)
- [Primary Level Input Information for Cycle: 1](#)
- [Analysis Results](#)
- [Section Evaluation](#)

SECONDARY LEVEL INPUT PARAMETERS [↑](#)

Maximum Performance Ratio for Redesign:	0.900	
Minimum Performance Ratio for Constraint Messages:	0.100	
Live Load Deflection Factor:	800	
Distance from Interior Reaction to Stud:	1.000	ft
Maximum Plate Thickness:	4.000	in
Yield Strength of Web Longitudinal Stiffeners:	50.000	ksi
Yield Strength of Transverse and Bearing Stiffeners:	50.000	ksi
Joint between Connection Plates and Flanges:	Welded	
Number of Design Traffic Lanes:	2	
Number of Girders:	3	
Maximum Transverse Stiffener Spacing:	480.00000	
Box Girder Run?:	No	
Minimum Flange Thickness:	0.500	in
Stud Shear Connectors:	No Design	
Maximum Acceptable Performance Ratio:	1.000	
Protection of Steel:	UnPainted Weathering	
Number of Spans:	1	
Concrete Modular Ratio (Short Term):	8.000	
Distance from Web Top to Slab Bottom:	4.000	in
Composite Uniform Dead Load (DC):	400.000	lb/ft

Pedestrian Live Load (PL): 0.000 lb/ft
 Utility Dead Load (DW): 0.000 lb/ft
 Future Wearing Surface Load (DW): 210.000 lb/ft
 Concrete Compressive Strength: 4000.000 psi
 Concrete Type: Normal Weight
 Rebar Yield Strength: 60.000 ksi
 One Sided Transverse Stiffeners: Yes
 Distance from Slab Bottom to C.G. of Rebars: 4.500 in
 Run Option: LRFD Analysis
 Analysis Vehicle Option: HL93/User Defined
 Design Vehicle Dynamic Load Allowance: 1.330
 Fatigue Vehicle Dynamic Load Allowance: 1.150
 Average daily truck traffic, single lane: 2000
 Moment Distribution Factor, single lane: 0.950 Axles
 Moment Distribution Factor, multi lane: 0.834 Axles
 Shear Distribution Factor, single lane: 0.950 Axles
 Shear Distribution Factor, multi lane: 1.114 Axles

PRIMARY LEVEL INPUT INFORMATION for CYCLE: 1 ↑

INPUT DATA for SPAN 1

Span Length: 70.00 ft
 Hinge Location: none
 Field Splice Location: 70.00 ft
 Bottom Flange Cross Frame Spacing: 17.50 ft
 Bracing status of Top Flange for DL1: Discretely Braced
 Top Flange Cross Frame Spacing for DL1: 17.50
 Bracing status of Top Flange for Final: Fully Braced
 Non Composite Uniform Dead Load: 1528.200 lb/ft
 Non Composite Partial Dead Load: No

Type	Range To (ft)	L Depth (in)	R Depth or Width (in)	Thickness (in)	Yield Stress (ksi)	Tee Stf / Rebar A (in ²)
Web Depth	23.33	27.000	27.000		50.0	
Web Depth	46.67	27.000	27.000		50.0	
Web Depth	70.00	27.000	27.000		50.0	
Top Flange	23.33		14.000	0.6250	50.0	Fu = 65.0 ksi
Top Flange	46.67		16.000	0.7500	50.0	Fu = 65.0 ksi
Top Flange	70.00		14.000	0.6250	50.0	Fu = 65.0 ksi
Bot Flange	23.33		18.000	1.2500	50.0	Fu = 65.0 ksi
Bot Flange	46.67		20.000	1.2500	50.0	Fu = 65.0 ksi
Bot Flange	70.00		18.000	1.2500	50.0	Fu = 65.0 ksi
Conc Slab	70.00		144.000	9.0000	effective	6.12
Web Thick	23.33			0.5000	yes T.S.	no L.S.
Web Thick	46.67			0.5000	yes T.S.	no L.S.
Web Thick	70.00			0.5000	yes T.S.	no L.S.
Web T.S.	23.33	Minimum spacing = 42.000			Reduce web? yes	
Web T.S.	46.67	Minimum spacing = 42.000			Reduce web? yes	
Web T.S.	70.00	Minimum spacing = 42.000			Reduce web? yes	

ANALYSIS RESULTS (for Unfactored Loads = D and L+I) ↑**Dead Load Moments at tenth points - Units: kips-ft**

Note: 'Other DC1' includes partial loads A1 and A2.

Span: 1

Point	Girder	Other DC1	Comp DL	Utility	FWS
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.1	35.2	337.0	88.2	0.0	46.3
0.2	62.9	599.1	156.8	0.0	82.3
0.3	83.1	786.3	205.8	0.0	108.0
0.4	95.7	898.6	235.2	0.0	123.5
0.5	99.9	936.0	245.0	0.0	128.6
0.6	95.7	898.6	235.2	0.0	123.5
0.7	83.1	786.3	205.8	0.0	108.0
0.8	62.9	599.1	156.8	0.0	82.3
0.9	35.2	337.0	88.2	0.0	46.3
1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Live Load Moments at 10th points - Units: kips-ft

Span: 1

Point	HL93		USER DEFINED DESIGN VEHICLE		ENVELOPE		FATIGUE	
	Maximum	Minimum	Maximum	Minimum	Maximum	Minimum	Maximum	Minimum
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.1	622.3	0.0	0.0	0.0	622.3	0.0	293.5	0.0
0.2	1087.4	0.0	0.0	0.0	1087.4	0.0	495.3	0.0
0.3	1395.4	0.0	0.0	0.0	1395.4	0.0	630.0	0.0
0.4	1574.5	0.0	0.0	0.0	1574.5	0.0	690.5	0.0
0.5	1610.6	0.0	0.0	0.0	1610.6	0.0	659.1	0.0
0.6	1574.5	0.0	0.0	0.0	1574.5	0.0	690.5	0.0
0.7	1395.4	0.0	0.0	0.0	1395.4	0.0	630.0	0.0
0.8	1087.4	0.0	0.0	0.0	1087.4	0.0	495.3	0.0
0.9	622.3	0.0	0.0	0.0	622.3	0.0	293.5	0.0
1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Dead Load Reactions - Negative equals Uplift - Units: kips

Support	Girder	Other DC1	Comp DL	Utility	FWS
abutment 1	5.6	53.5	14.0	0.0	7.4
abutment 2	5.6	53.5	14.0	0.0	7.4

Dead Load Shears at tenth points - Units: kips

Span: 1

Point	Girder	Other DC1	Comp DL	Utility	FWS
0.0	5.6	53.5	14.0	0.0	7.4
0.1	4.5	42.8	11.2	0.0	5.9
0.2	3.4	32.1	8.4	0.0	4.4
0.3	2.4	21.4	5.6	0.0	2.9
0.4	1.2	10.7	2.8	0.0	1.5

0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.6	-1.2	-10.7	-2.8	0.0	-1.5
0.7	-2.4	-21.4	-5.6	0.0	-2.9
0.8	-3.4	-32.1	-8.4	0.0	-4.4
0.9	-4.5	-42.8	-11.2	0.0	-5.9
1.0	-5.6	-53.5	-14.0	0.0	-7.4

HL93 LIVE LOAD REACTIONS (Negative = Uplift) - Units: kips

NOTE: Vehicle reactions include distribution factors and dynamic load allowance

NOTE: Truck and lane reactions DO NOT include distribution factors or dynamic load allowance

Support	Maximum Vehicle	Minimum Vehicle	Maximum Vehicle	Minimum Vehicle	Maximum Vehicle	Minimum Vehicle
abutment 1	117.4	0.0	62.4	0.0	22.4	0.0
abutment 2	117.4	0.0	62.4	0.0	22.4	0.0

USER DEFINED DESIGN VEHICLE LIVE LOAD REACTIONS (Negative = Uplift) - Units: kips

NOTE: Vehicle reactions include distribution factors and dynamic load allowance

NOTE: Truck and lane reactions DO NOT include distribution factors or dynamic load allowance

Support	Maximum Vehicle	Minimum Vehicle	Maximum Vehicle	Minimum Vehicle	Maximum Vehicle	Minimum Vehicle
abutment 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
abutment 2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

ENVELOPE LIVE LOAD REACTIONS (Negative = Uplift) - Units: kips

NOTE: Vehicle reactions include distribution factors and dynamic load allowance

NOTE: Truck and lane reactions DO NOT include distribution factors or dynamic load allowance

Support	Maximum Vehicle	Minimum Vehicle	Maximum Vehicle	Minimum Vehicle	Maximum Vehicle	Minimum Vehicle
abutment 1	117.4	0.0	62.4	0.0	22.4	0.0
abutment 2	117.4	0.0	62.4	0.0	22.4	0.0

FATIGUE LIVE LOAD REACTIONS (Negative = Uplift) - Units: kips

NOTE: Vehicle reactions include distribution factors and dynamic load allowance

NOTE: Truck and lane reactions DO NOT include distribution factors or dynamic load allowance

Support	Maximum Vehicle	Minimum Vehicle	Maximum Vehicle	Minimum Vehicle	Maximum Vehicle	Minimum Vehicle
abutment 1	48.5	0.0	53.3	0.0	0.0	0.0
abutment 2	48.5	0.0	53.3	0.0	0.0	0.0

Live Load Shears at tenth points - Units: kips

Span: 1

Point	HL93		USER DEFINED DESIGN VEHICLE		ENVELOPE		FATIGUE	
	Maximum	Minimum	Maximum	Minimum	Maximum	Minimum	Maximum	Minimum
0.0	117.4	0.0	0.0	0.0	117.4	0.0	48.5	0.0
0.1	102.0	-5.5	0.0	0.0	102.0	-5.5	41.9	-2.9
0.2	87.1	-13.7	0.0	0.0	87.1	-13.7	35.4	-5.8
0.3	72.7	-22.4	0.0	0.0	72.7	-22.4	28.8	-9.5
0.4	58.8	-32.4	0.0	0.0	58.8	-32.4	22.5	-13.1

0.5	45.4	-45.4	0.0	0.0	45.4	-45.4	16.8	-16.8
0.6	32.4	-58.8	0.0	0.0	32.4	-58.8	13.1	-22.5
0.7	22.4	-72.7	0.0	0.0	22.4	-72.7	9.5	-28.8
0.8	13.7	-87.1	0.0	0.0	13.7	-87.1	5.8	-35.4
0.9	5.5	-102.0	0.0	0.0	5.5	-102.0	2.9	-41.9
1.0	0.0	-117.4	0.0	0.0	0.0	-117.4	0.0	-48.5

Dead Load Deflections at tenth points - Units: in

Note: 'Other DC1' includes partial loads A1 and A2.

Span: 1

Point	(A) Steel Only	(B) Other Noncomp DL	(C) Composite DL (no DW)	(B+C) Total (No Steel)	(A+B+C) Total (w/ steel)
0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.1	0.140	1.325	0.096	1.421	1.561
0.2	0.264	2.492	0.181	2.673	2.937
0.3	0.358	3.377	0.247	3.624	3.982
0.4	0.415	3.914	0.288	4.202	4.617
0.5	0.434	4.096	0.303	4.399	4.833
0.6	0.415	3.914	0.288	4.202	4.617
0.7	0.358	3.377	0.247	3.624	3.982
0.8	0.264	2.492	0.181	2.673	2.937
0.9	0.140	1.325	0.096	1.421	1.561
1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

MAXIMUM LIVE LOAD DEFLECTION per Span

Live load = HL93

(Distribution Factor for Equal Girder Loading: 0.667 axles)

Span	Max Deflection (in)	Location from Left End of Span (Fraction)	Deflection At Hinge ()
1	0.740	0.500	

MAXIMUM LIVE LOAD DEFLECTION per Span

Live load = USER_DEFINED_DESIGN_VEHICLE

(Distribution Factor for Equal Girder Loading: 0.667 axles)

Span	Max Deflection (in)	Location from Left End of Span (Fraction)	Deflection At Hinge ()
1	0.000	0.500	

MAXIMUM LIVE LOAD DEFLECTION per Span

Live load = ENVELOPE

(Distribution Factor for Equal Girder Loading: 0.667 axles)

Span	Max Deflection (in)	Location from Left End of Span (Fraction)	Deflection At Hinge ()
1	0.740	0.500	

MAXIMUM LIVE LOAD DEFLECTION per Span

Live load = FATIGUE

(Distribution Factor for Equal Girder Loading: 0.667 axles)

Span	Max Deflection (in)	Location from Left End of Span (Fraction)	Deflection At Hinge (0)
1	0.507	0.500	

SECTION EVALUATION using: ** LOAD AND RESISTANCE FACTOR DESIGN ** ↑

Only behavior constraints above a performance ratio of 0.100 are listed.

Unless Noted, the 5th Edition (2010) of the AASHTO LRFD Specification is used.
No Interims are evaluated.

Span 1

SECTION at Span 1, 0.0 Percent (0.00 ft) - [no plate change]

Unfactored Shears (kips) -	DL1:	59.0	DL2:	14.0
	DW:	7.3		
	+LL:	117.4	-LL:	0.0

Year	AASHTO Article	Perf Ratio	Description
10	6.10.9.2	0.786	nominal_shear_resistance_of_unstiffened_web

SECTION at Span 1, 33.3 Percent (23.33 ft) - [left side checked]

Unfactored Moments (kips) -	DL1:	920.2	DL2:	217.8
	DW:	114.3		
	+LL:	1469.4	-LL:	0.0
	+ftg:	658.4	-ftg:	0.0

Unfactored Shears (kips) -	DL1:	19.9	DL2:	4.7
	DW:	2.4		
	+LL:	68.0	-LL:	-25.6

Factored Stresses (ksi) -

	DC LF	DW LF	Top Flange	Bottom Flange	Slab	Reinf	Flexure
STRENGTH_I	1.25	1.50	-40.64	59.24	-0.82	-8.26	positive
SERVICE_II	1.00	1.00	-32.59	45.37	-0.61	-6.15	positive
FATIGUE_I	1.00	1.00	-34.14	22.90	-0.09	-2.00	negative
FATIGUE_I	1.00	1.00	-33.34	34.52	-0.36	-4.15	positive
FATIGUE_II	1.00	1.00	-34.14	22.90	-0.09	-2.00	negative
FATIGUE_II	1.00	1.00	-33.74	28.71	-0.22	-3.07	positive
CONSTRUCTION	1.25	0.00	-41.84	23.37	0.00	0.00	positive

Detailed Information -

		Rh	Rb	Dc (in)	My (kips-ft)	Mu (kips-ft)	Vu, max (kips)
STRENGTH_I	(positive)	1.000	1.000	11.1	3380.0	4165.4	153.3
SERVICE_II	(positive)	1.000	1.000	11.4	3555.9	3162.5	115.4
FATIGUE_I	(positive)	1.000	1.000	13.6	3555.9	2239.9	129.0
FATIGUE_II	(positive)	1.000	1.000	15.0	3555.9	1746.1	78.0

CONSTRUCTION	(positive)	1.000	1.000	17.9	1587.2	1150.3	30.7
--------------	------------	-------	-------	------	--------	--------	------

Legend:

Rh = Hybrid factor

Rb = Web load-shedding factor

Dc = Depth of web in compression

My = Yield moment

Mu = Total factored moment

Vu, max = Maximum total factored shear (NOTE: this value does not depend on the flexure of the section)

Property	Unit	Plate	Plate+nSlab	Plate+3nSlab	Plate+Rebar
moment_of_inertia	in ⁴	6112	31647	23597	9864
neutral_axis_from_bottom_of_beam	in	10.35	31.02	24.90	13.53
S to_top_of_top_flange	in ³	-330	14737	-5935	-643
S to_bottom_of_bottom_flange	in ³	591	1020	948	729
S to_middepth_of_slab			-5525	-1991	-425
S to_cg_of_reinforcement					-425

Year	AASHTO Article	Perf Ratio	Description
10	6.10.3.2.1	0.837	compression_flange_nominal_yielding_constructibility
10	6.10.3.2.1	0.918	compression_flange_local_buckling_constructibility
10	6.10.3.2.1	1.000	compression_flange_lateral_torsional_buckling_constructibility
10	6.10.3.2.2	0.467	tension_flange_nominal_yielding_constructibility
10	6.10.4.2.2	0.686	top_flange_service_limit_state_permanent_deflections_positive_flexure
10	6.10.4.2.2	0.955	bottom_flange_service_limit_state_permanent_deflections_positive_flexure
10	6.10.7.1.2	0.787	flexure_compact_composite_positive_flexure
10	6.10.7.3	0.264	flexure_composite_positive_flexure_ductility
10	6.10.2.2-1	0.933	top_flange_b_divide_by_2_times_t_less_than_equal_12.0
10	6.10.2.2-2	0.321	top_flange_b_greater_than_equal_d_divide_by_6
10	6.10.2.2-3	0.880	top_flange_t_greater_than_equal_1.1_times_tw
10	6.10.2.2-1	0.600	bottom_flange_b_divide_by_2_times_t_less_than_equal_12.0
10	6.10.2.2-2	0.250	bottom_flange_b_greater_than_equal_d_divide_by_6
10	6.10.2.2-3	0.440	bottom_flange_t_greater_than_equal_1.1_times_tw
10	6.10.9.3.2	0.392	nominal_shear_resistance_of_stiffened_web_interior_panel
10	6.10.5.3	0.171	special_fatigue_requirement_for_webs
10	6.6.1.2	0.726	fatigue_i_bottom_flange_splice_cat_b
10	6.6.1.2	0.697	fatigue_i_bottom_flange_divide_by_web_fillet_weld_cat_b
10	6.6.1.2	0.851	fatigue_i_trans_stiff_weld_near_bottom_flange_cat_c_prime
10	6.6.1.2	0.929	fatigue_i_conn_pl_at_bot_flange_welded_cat_c_prime

SECTION at Span 1, 50.0 Percent (35.00 ft) - [no plate change]

Unfactored Moments (kips) -	DL1:	1035.9	DL2:	245.0
	DW:	128.6		
	+LL:	1610.6	-LL:	0.0
	+ftg:	659.1	-ftg:	0.0

Unfactored Shears (kips) -	DL1:	0.0	DL2:	0.0
	DW:	0.0		
	+LL:	45.4	-LL:	-45.4

Factored Stresses (ksi) -

	DC LF	DW LF	Top Flange	Bottom Flange	Slab	Reinf	Flexure
STRENGTH_I	1.25	1.50	-36.98	59.49	-0.90	-9.02	positive
SERVICE_II	1.00	1.00	-29.62	45.55	-0.67	-6.72	positive
FATIGUE_I	1.00	1.00	-30.84	22.87	-0.10	-2.19	negative
FATIGUE_I	1.00	1.00	-30.27	33.58	-0.37	-4.33	positive
FATIGUE_II	1.00	1.00	-30.84	22.87	-0.10	-2.19	negative
FATIGUE_II	1.00	1.00	-30.55	28.22	-0.23	-3.26	positive
CONSTRUCTION	1.25	0.00	-37.54	23.12	0.00	0.00	positive

Detailed Information -

		Rh	Rb	Dc (in)	My (kips-ft)	Mu (kips-ft)	Vu, max (kips)
STRENGTH_I	(positive)	1.000	1.000	10.4	3736.2	4612.6	79.5
SERVICE_II	(positive)	1.000	1.000	10.7	3914.0	3503.3	59.0
FATIGUE_I	(positive)	1.000	1.000	13.0	3914.0	2398.1	68.1
FATIGUE_II	(positive)	1.000	1.000	14.3	3914.0	1903.8	34.1
CONSTRUCTION	(positive)	1.000	1.000	17.2	2050.3	1294.9	0.0

Legend:

Rh = Hybrid factor

Rb = Web load-shedding factor

Dc = Depth of web in compression

My = Yield moment

Mu = Total factored moment

Vu, max = Maximum total factored shear (NOTE: this value does not depend on the flexure of the section)

Property	Unit	Plate	Plate+nSlab	Plate+3nSlab	Plate+Rebar
moment_of_inertia	in ⁴	7429	33941	25107	11033
neutral_axis_from_bottom_of_beam	in	11.05	30.64	24.46	13.83
S to_top_of_top_flange	in ³	-414	20658	-5531	-727
S to_bottom_of_bottom_flange	in ³	672	1108	1026	798
S to_middepth_of_slab			-5558	-2043	-481
S to_cg_of_reinforcement					-481

Year	AASHTO Article	Perf Ratio	Description
10	6.10.3.2.1	0.751	compression_flange_nominal_yielding_constructibility
10	6.10.3.2.1	0.803	compression_flange_local_buckling_constructibility
10	6.10.3.2.1	0.897	compression_flange_lateral_torsional_buckling_constructibility
10	6.10.3.2.2	0.462	tension_flange_nominal_yielding_constructibility
10	6.10.4.2.2	0.624	top_flange_service_limit_state_permanent_deflections_positive_flexure
10	6.10.4.2.2	0.959	bottom_flange_service_limit_state_permanent_deflections_positive_flexure
10	6.10.7.1.2	0.808	flexure_compact_composite_positive_flexure
10	6.10.7.3	0.298	flexure_composite_positive_flexure_ductility
10	6.10.2.2-1	0.889	top_flange_b_divide_by_2_times_t_less_than_equal_12.0
10	6.10.2.2-2	0.281	top_flange_b_greater_than_equal_d_divide_by_6
10	6.10.2.2-3	0.733	top_flange_t_greater_than_equal_1.1_times_tw
10	6.10.2.2-1	0.667	bottom_flange_b_divide_by_2_times_t_less_than_equal_12.0
10	6.10.2.2-2	0.225	bottom_flange_b_greater_than_equal_d_divide_by_6
10	6.10.2.2-3	0.440	bottom_flange_t_greater_than_equal_1.1_times_tw

10	6.10.9.3.2	0.203	nominal_shear_resistance_of_stiffened_web_interior_panel
10	6.6.1.2	0.669	fatigue_i_bottom_flange_base_metal_cat_b
10	6.6.1.2	0.642	fatigue_i_bottom_flange_divide_by_web_fillet_weld_cat_b
10	6.6.1.2	0.783	fatigue_i_trans_stiff_weld_near_bottom_flange_cat_c_prime
10	6.6.1.2	0.856	fatigue_i_conn_pl_at_bot_flange_welded_cat_c_prime

SECTION at Span 1, 66.7 Percent (46.67 ft) - [right side checked]

Unfactored Moments (kips) -	DL1:	920.2	DL2:	217.8
	DW:	114.3		
	+LL:	1469.4	-LL:	0.0
	+ftg:	658.4	-ftg:	0.0

Unfactored Shears (kips) -	DL1:	-19.9	DL2:	-4.7
	DW:	-2.4		
	+LL:	25.6	-LL:	-68.0

Factored Stresses (ksi) -

	DC LF	DW LF	Top Flange	Bottom Flange	Slab	Reinf	Flexure
STRENGTH_I	1.25	1.50	-40.64	59.24	-0.82	-8.26	positive
SERVICE_II	1.00	1.00	-32.59	45.37	-0.61	-6.15	positive
FATIGUE_I	1.00	1.00	-34.14	22.90	-0.09	-2.00	negative
FATIGUE_I	1.00	1.00	-33.34	34.52	-0.36	-4.15	positive
FATIGUE_II	1.00	1.00	-34.14	22.90	-0.09	-2.00	negative
FATIGUE_II	1.00	1.00	-33.74	28.71	-0.22	-3.07	positive
CONSTRUCTION	1.25	0.00	-41.84	23.37	0.00	0.00	positive

Detailed Information -

		Rh	Rb	Dc (in)	My (kips-ft)	Mu (kips-ft)	Vu, max (kips)
STRENGTH_I	(positive)	1.000	1.000	11.1	3380.0	4165.5	153.3
SERVICE_II	(positive)	1.000	1.000	11.4	3555.9	3162.6	115.4
FATIGUE_I	(positive)	1.000	1.000	13.6	3555.9	2239.9	129.0
FATIGUE_II	(positive)	1.000	1.000	15.0	3555.9	1746.1	78.0
CONSTRUCTION	(positive)	1.000	1.000	17.9	1587.2	1150.3	30.7

Legend:

Rh = Hybrid factor

Rb = Web load-shedding factor

Dc = Depth of web in compression

My = Yield moment

Mu = Total factored moment

Vu, max = Maximum total factored shear (NOTE: this value does not depend on the flexure of the section)

Property	Unit	Plate	Plate+nSlab	Plate+3nSlab	Plate+Rebar
moment_of_inertia	in ⁴	6112	31647	23597	9864
neutral_axis_from_bottom_of_beam	in	10.35	31.02	24.90	13.53
S to_top_of_top_flange	in ³	-330	14737	-5935	-643
S to_bottom_of_bottom_flange	in ³	591	1020	948	729
S to_middepth_of_slab			-5525	-1991	-425

S to_cg_of_reinforcement -425

Year	AASHTO Article	Perf Ratio	Description
10	6.10.3.2.1	0.837	compression_flange_nominal_yielding_constructibility
10	6.10.3.2.1	0.918	compression_flange_local_buckling_constructibility
10	6.10.3.2.1	1.000	compression_flange_lateral_torsional_buckling_constructibility
10	6.10.3.2.2	0.467	tension_flange_nominal_yielding_constructibility
10	6.10.4.2.2	0.686	top_flange_service_limit_state_permanent_deflections_positive_flexure
10	6.10.4.2.2	0.955	bottom_flange_service_limit_state_permanent_deflections_positive_flexure
10	6.10.7.1.2	0.787	flexure_compact_composite_positive_flexure
10	6.10.7.3	0.264	flexure_composite_positive_flexure_ductility
10	6.10.2.2-1	0.933	top_flange_b_divide_by_2_times_t_less_than_equal_12.0
10	6.10.2.2-2	0.321	top_flange_b_greater_than_equal_d_divide_by_6
10	6.10.2.2-3	0.880	top_flange_t_greater_than_equal_1.1_times_tw
10	6.10.2.2-1	0.600	bottom_flange_b_divide_by_2_times_t_less_than_equal_12.0
10	6.10.2.2-2	0.250	bottom_flange_b_greater_than_equal_d_divide_by_6
10	6.10.2.2-3	0.440	bottom_flange_t_greater_than_equal_1.1_times_tw
10	6.10.9.3.2	0.392	nominal_shear_resistance_of_stiffened_web_interior_panel
10	6.10.5.3	0.171	special_fatigue_requirement_for_webs
10	6.6.1.2	0.726	fatigue_i_bottom_flange_splice_cat_b
10	6.6.1.2	0.697	fatigue_i_bottom_flange_divide_by_web_fillet_weld_cat_b
10	6.6.1.2	0.851	fatigue_i_trans_stiff_weld_near_bottom_flange_cat_c_prime
10	6.6.1.2	0.929	fatigue_i_conn_pl_at_bot_flange_welded_cat_c_prime

SECTION at Span 1. 98.6 Percent (69.00 ft) - [no plate change]

Unfactored Moments (kips) -	DL1:	58.2	DL2:	13.8
	DW:	7.2		
	+LL:	98.5	-LL:	0.0
	+ftg:	47.5	-ftg:	0.0

Unfactored Shears (kips) -	DL1:	-57.3	DL2:	-13.6
	DW:	-7.1		
	+LL:	0.6	-LL:	-115.2

Factored Stresses (ksi) -

	DC LF	DW LF	Top Flange	Bottom Flange	Slab	Reinf	Flexure
STRENGTH_I	1.25	1.50	-2.56	3.86	-0.05	-0.54	positive
SERVICE_II	1.00	1.00	-2.06	2.96	-0.04	-0.41	positive
FATIGUE_I	1.00	1.00	-2.16	1.45	-0.01	-0.13	negative
FATIGUE_I	1.00	1.00	-2.10	2.29	-0.03	-0.28	positive
FATIGUE_II	1.00	1.00	-2.16	1.45	-0.01	-0.13	negative
FATIGUE_II	1.00	1.00	-2.13	1.87	-0.02	-0.20	positive
CONSTRUCTION	1.25	0.00	-2.65	1.48	0.00	0.00	positive

Detailed Information -

		Rh	Rb	Dc (in)	My (kips-ft)	Mu (kips-ft)	Vu, max (kips)
STRENGTH_I	(positive)	1.000	1.000	10.9	4195.5	273.3	300.9
SERVICE_II	(positive)	1.000	1.000	11.2	4206.6	207.3	227.8

FATIGUE_I	(positive)	1.000	1.000	13.2	4206.6	150.6	250.8
FATIGUE_II	(positive)	1.000	1.000	14.8	4206.6	114.9	164.4
CONSTRUCTION	(positive)	1.000	1.000	17.9	2608.7	72.7	88.7

Legend:

Rh = Hybrid factor

Rb = Web load-shedding factor

Dc = Depth of web in compression

My = Yield moment

Mu = Total factored moment

Vu, max = Maximum total factored shear (NOTE: this value does not depend on the flexure of the section)

Property	Unit	Plate	Plate+nSlab	Plate+3nSlab	Plate+Rebar
moment_of_inertia	in ⁴	6112	31647	23597	9864
neutral_axis_from_bottom_of_beam	in	10.35	31.02	24.90	13.53
S to top of top flange	in ³	-330	14737	-5935	-643
S to bottom of bottom flange	in ³	591	1020	948	729
S to middepth of slab			-5525	-1991	-425
S to cg of reinforcement					-425

Year	AASHTO Article	Perf Ratio	Description
10	6.10.7.3	0.264	flexure_composite_positive_flexure_ductility
10	6.10.2.2-1	0.933	top_flange_b_divide_by_2_times_t_less_than_equal_12.0
10	6.10.2.2-2	0.321	top_flange_b_greater_than_equal_d_divide_by_6
10	6.10.2.2-3	0.880	top_flange_t_greater_than_equal_1.1_times_tw
10	6.10.2.2-1	0.600	bottom_flange_b_divide_by_2_times_t_less_than_equal_12.0
10	6.10.2.2-2	0.250	bottom_flange_b_greater_than_equal_d_divide_by_6
10	6.10.2.2-3	0.440	bottom_flange_t_greater_than_equal_1.1_times_tw
10	6.10.9.3.2	0.769	nominal_shear_resistance_of_stiffened_web_interior_panel
10	6.10.3.3	0.183	shear_constructibility
10	6.10.5.3	0.382	special_fatigue_requirement_for_webs

SECTION at Span 1, 100.0 Percent (70.00 ft) - [field splice location, no plate change]

Unfactored Shears (kips) -	DL1:	-59.0	DL2:	-14.0
	DW:	-7.3		
	+LL:	0.0	-LL:	-117.4

Year	AASHTO Article	Perf Ratio	Description
10	6.10.9.2	0.786	nominal_shear_resistance_of_unstiffened_web
10	6.10.9.2	0.786	nominal_shear_resistance_of_unstiffened_web

The Maximum Performance Ratio for Cycle 1 is 1.000

The Design for Cycle 1 is UNACCEPTABLE (Weight = 5.553 tons)

Pretensado

Figura	Tipo	b	H	AI	yi	xi	yi*Ai	xi*Ai	Ix	Iy	d= yi-bar	d ² *Ai	d= xi-bar	d ² *Ai
1	Rectángulo	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.67222222	0	0	0
2	Rectángulo	0.65	0.3	0.195	0.15	0	0.02925	0	0.0014625	0.00686563	-0.52222222	0.05317963	0	0
3	Triángulo	0	0	0	0.3	0.15	0	0	0	0	-0.37222222	0	0.15	0
4	Rectángulo	0	0	0	0.3	0.15	0	0	0	0	-0.37222222	0	0.15	0
5	Triángulo	0.15	0.15	0.01125	0.35	0.2	0.0039375	0.00225	1.4063E-05	1.4063E-05	-0.32222222	0.00116806	0.2	0.00045
6	Rectángulo	0.3	0.7	0.21	0.65	0	0.1365	0	0.008575	0.001575	-0.02222222	0.0001037	0	0
7	Rectángulo	0	0	0	0.3	-0.15	0	0	0	0	-0.37222222	0	-0.15	0
8	Triángulo	0	0	0	0.3	-0.15	0	0	0	0	-0.37222222	0	-0.15	0
9	Triángulo	0.15	0.15	0.01125	0.35	-0.2	0.0039375	-0.00225	1.4063E-05	1.4063E-05	-0.32222222	0.00116806	-0.2	0.00045
10	Triángulo	0.15	0.15	0.01125	0.95	0.2	0.0106875	0.00225	1.4063E-05	1.4063E-05	0.27777778	0.00086806	0.2	0.00045
11	Triángulo	0.15	0.15	0.01125	0.95	-0.2	0.0106875	-0.00225	1.4063E-05	1.4063E-05	0.27777778	0.00086806	-0.2	0.00045
12	Rectángulo	0.75	0.3	0.225	1.15	0	0.25875	0	0.0016875	0.01054688	0.47777778	0.05136411	0	0
	Suma			0.875			0.45375	0	0.01178125	0.01904375		0.10871667		0.0018

ybar	hs
	0.67
	0.63
A	0.675
Ixx	0.12049792
Iyy	0.02084375

xbar	hs
	0
	0

hs	26.47	in
hi	24.72	in
A	1046.29	in ²
S sup	10938.71	in ³
S inf	11713.14	in ³
Ixx	288498.03	in ⁴
Iyy	50077.42	in ⁴

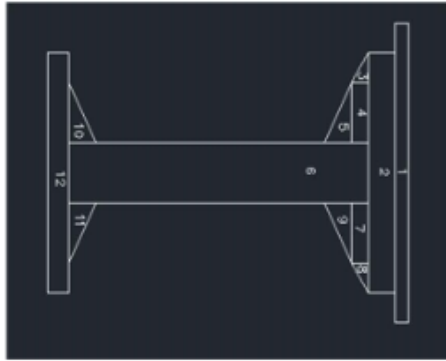


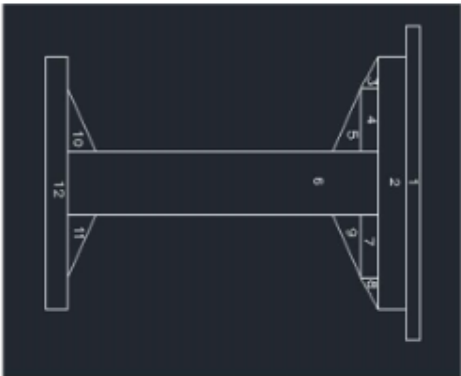
Figura	Tipo	b	H	Ai	yi	xi	yi ² Ai	xi ² Ai	ix	iy	d=(y-ybar)	d ² *Ai	d=(x-xbar)	d ² *Ai
1	Rectangulo	2.5908	0.2286	0.59225988	0.1143	1.2954	0.06769496	0.78720956	0.00257918	0.33128109	-0.43701618	0.11311108	0	0
2	Rectangulo	0.65	0.3	0.195	0.3786	1.2954	0.0738827	0.252603	0.0014625	0.00686563	-0.17274618	0.00581702	0	0
3	Triangulo	0	0	0	0.5286	1.4454	0	0	0	0	-0.02274618	0	0.15	0
4	Rectangulo	0	0	0	0.5286	1.4454	0	0	0	0	-0.02274618	0	0.15	0
5	Triangulo	0.15	0.15	0.01125	0.5786	1.4954	0.00660925	0.01682325	1.4063E-05	1.4063E-05	0.02728382	8.3746E-06	0.2	0.00045
6	Rectangulo	0.3	0.25	0.225	0.9036	1.2954	0.20331	0.2924655	0.01054688	0.0016875	0.35228382	0.02792338	0	0
7	Rectangulo	0	0	0	0.5286	1.4454	0	0	0	0	-0.02274618	0	-0.15	0
8	Triangulo	0	0	0	0.5286	1.4454	0	0	0	0	-0.02274618	0	-0.15	0
9	Triangulo	0.15	0.15	0.01125	0.5786	1.0954	0.00660925	0.01332325	1.4063E-05	1.4063E-05	0.02728382	8.3746E-06	-0.2	0.00045
10	Triangulo	0.15	0.15	0.01125	1.2286	1.4954	0.01382175	0.01682325	1.4063E-05	1.4063E-05	0.67728382	0.00516053	0.2	0.00045
11	Triangulo	0.15	0.15	0.01125	1.2286	1.0954	0.01382175	0.01332325	1.4063E-05	1.4063E-05	0.67728382	0.00516053	-0.2	0.00045
12	Rectangulo	0.75	0.3	0.225	1.4286	1.2954	0.314435	0.291465	0.0016875	0.01054688	0.87728382	0.17316605	0	0
Suma				1.28225988			0.70662896	1.66103556	0.0163323	0.35043734		0.33035533		0.0018

Ybar	hs	xi
	0.58	1.58
hi	1.03	
A	1.282	
ixx	0.34668763	
iyv	0.35223734	
hs*	0.32	

Xbar	hs
	1.2954
hi	1.2934

8.25

hs	21.71	in
hi	40.44	in
A	1987.50	in ²
S sup	38374.01	in ³
S inf	20594.32	in ³
ixx	832922.17	in ⁴
iyv	846255.42	in ⁴



Datos de la Viga	
L	21.336 m
DCl Inicial	1.755 T/m
DCl add	1.53986789 T/m
p	0.8

Seccion Transversal Etapa I	
h _s	0.6722 m
h _i	0.6278 m
A	0.6750 m ²
I _{xx}	0.1205 m ⁴
I _{yy}	0.0208 m ⁴

Datos de limites Etapa I	
Fc	5000 T/m ²
FcAD	2000 T/m ²
FtAD	150 T/m ²
FcAD*	2000 T/m ²
FtAD*	180 T/m ²

Momentos Etapa I	
M _S	99.8645616 Tm
M1	87.6232749 Tm
M2	0 Tm
Mc1	187.488236 Tm
Mc2	99.8645616 Tm

Condiciones Necesarias		
488.824323	<=	2150
456.50536	<=	2150

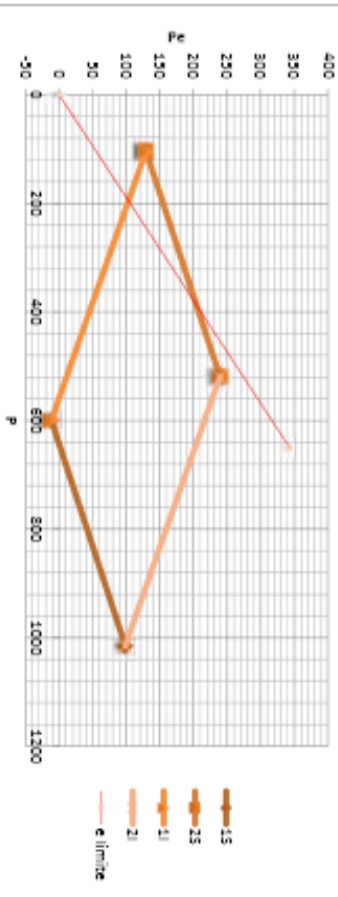
Condiciones Necesarias Cable Recto		
1045.94139	<=	2150
976.78824	<=	2150

Condiciones Fundamentales							
F	A	B	C	x=p	y=Pe	D	E
15	-1.48148148	5.5787041	-954.058608	-171.017962	-0.26556015	-171.017962	0.26556015
25	-1.48148148	5.5787041	565.693657	101.402341	-0.26556015	101.402341	0.26556015
11	-1.48148148	-5.20986416	-826.788244	158.696699	0.28436087	158.696699	-0.28436087
21	-1.48148148	-5.20986416	-2016.22531	387.001704	0.28436087	387.001704	-0.28436087

Etapa I Condiciones Fundamentales

Ubicacion de intervenciones			
Punto	P	Pe	e
A	599.567308	-11.7967796	-0.01967549
B	1014.72694	98.4530732	0.0970242
C	104.186522	129.070129	1.2388371
D	519.346154	239.319982	0.46081016

Tabla Para Graficar			
P	Pe	PE	
x	15		
	599.567308	-11.7967796	
	1014.72694	98.4530732	
x	25		
	104.186522	129.070129	
	519.346154	239.319982	
x	11		
	104.186522	129.070129	
	599.567308	-11.7967796	
x	21		
	519.346154	239.319982	
	1014.72694	98.4530732	



Ecuacion de limite de excentricidad			
P	Pe	e	
0	0		
650	343.055556	0.5278	

Datos de la Viga	
L	21.536 m
DCL	3.33386789 T/m
DCL-DW+LL	5.81321007 T/m
p	0.8

Seccion Transversal Etapa I	
hs	0.6722 m
hi	0.6278 m
A	0.6750 m ²
Ixx	0.1205 m ⁴
Iyy	0.0208 m ⁴

Seccion Transversal Etapa II	
hs	0.55131618 m
hi	1.02728382 m
A	1.28225888 m ²
Ixx	0.34668763 m ⁴
Iyy	0.35223734 m ⁴
hs*	0.32271618 m

Datos de limites Etapa II	
f _c	5000 T/m ²
f _{cAD}	2000 T/m ²
f _{AD}	0 T/m ²

Momentos Etapa II	
Mg	189.707458 Tm
M1	330.789744 Tm
M2	0 Tm
Mcl	520.497202 Tm
Mc2	189.707458 Tm

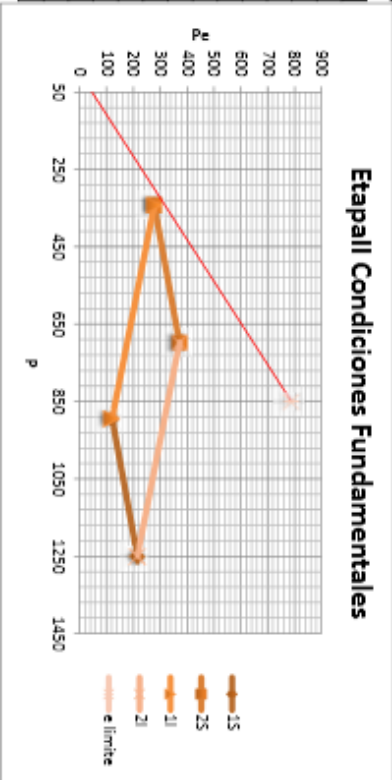
Condiciones Necesarias	
1845.3781 <=	2000
1773.36965 <=	2000

Condiciones Necesarias Cable Recto	
2903.66987 <=	2000
2711.71972 <=	2000

		Ax+By=C			x=p		y=pe		y=D+Ex	
#	A	B	C	C/B	A/B	D	E			
15	-1.48148148	5.5787041	-646.141069	-115.822789	-0.26556015	-115.822789	0.26556015			
25	-1.48148148	5.5787041	1045.94139	187.488236	-0.26556015	187.488236	0.26556015			
11	-1.48148148	-5.20986416	-1956.96441	375.626762	0.28436087	375.626762	-0.28436087			
21	-1.48148148	-5.20986416	-2976.78824	571.375405	0.28436087	571.375405	-0.28436087			

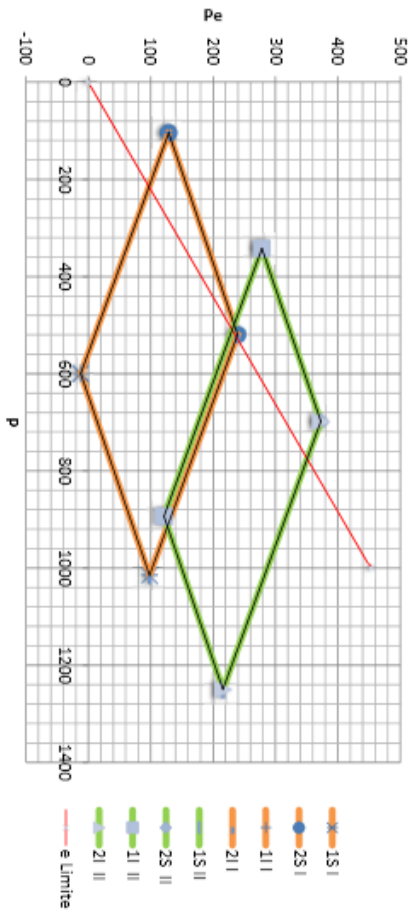
Ubicacion de intersecciones			
Punto	P	Pe	e
A	893.672983	121.501139	0.13595705
B	1249.63073	216.02933	0.17287453
C	342.11918	278.341456	0.81358039
D	698.076923	372.869647	0.53413834

Tabla Para Graficar			
P	Pe	15	25
893.672983	121.501139		
1249.63073	216.02933		
342.11918	278.341456		
698.076923	372.869647		
		X	11
		X	21
698.076923	372.869647		
1249.63073	216.02933		



Ecuacion de limite de excentricidad		
p	Pe	e
0	0	0.9273
850	788.191249	0.9273

Paralelogramo de Condiciones Fundamentales

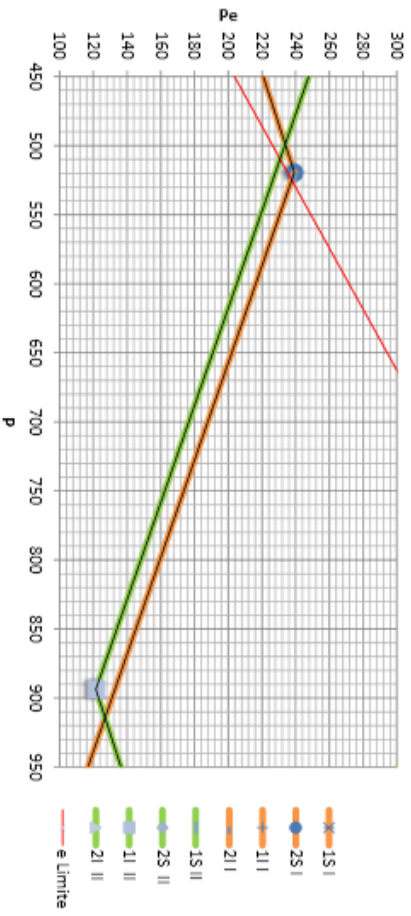


Condiciones necesarias vigas compuestas			
1	600.2477374	<=	2144
2	560.5619366	<=	1750
3	307.9175366	<=	2000
4	980.176162	<=	2000
5	908.165274	<=	2144
6	1540.738099	<=	1600

Ecuacion de limite de excentricidad				y=D+Ex	
P	Pe	e	D	E	x
0	0			0	0,4528
1000	452.7777778	0,4528			

P min				
	P	Pe	e	e
menor a e lim	498,6615	233,8270	0,4689	
mayor a e lim	509,5741	230,7238	0,4528	

Paralelogramo de Condiciones Fundamentales



Hormigón Armado

Diseño Hormigón Armado

Puente 70 ft

Carlos Bustamante
11/30/2014

Diseño 70 en Hormigón armado

▼ Materiales

$$f_c := 5 \text{ ksi} \quad \beta_1 := 0.85 - 0.05 \cdot \frac{f_c - 28 \text{ MPa}}{7 \text{ MPa}} = 0.804 \quad \rho := 0.019 \quad E_s := 29000 \text{ ksi}$$

$$f_y := 60 \text{ ksi}$$



▼ Dimensiones

$$L_w := 70 \text{ ft}$$

Etapa 1

$$b_1 := 30 \text{ in} = 2.5 \text{ ft}$$

$$h_1 := 84 \text{ in} = 2.134 \text{ m}$$

$$d_1 := h_1 - 6 \text{ in} = 78 \text{ in}$$

$$d_{c1} := 5 \text{ in}$$

Etapa 2

$$b_s := 8.5 \text{ ft}$$

$$h_s := 9 \text{ in}$$

$$d_2 := d_1 + 9 \text{ in} = 87 \text{ in}$$

$$d_{c2} := \frac{\left(\frac{h_s}{2} + d_{c1} + h_s\right)}{2} = 9.25 \text{ in}$$



▼ Acero de Refuerzo

Etapa 1

$$A_{st1min} := \rho \cdot b_1 \cdot d_1 = 44.46 \text{ in}^2$$

$$N_t := 25$$

$$A_{st1} := N_t \cdot 1.56 \text{ in}^2 = 39 \text{ in}^2 \quad \rho_{real} := \frac{A_{st1}}{b_1 \cdot d_1} = 0.016667$$

$$N_{bflr} := \frac{(b_1 - 2.5 \text{ in} \cdot 2)}{1.41 \text{ in} + 1 \text{ in}} = 10.373 \quad N_{bflr} := 10$$

$$N_{filas} := \frac{N_t}{N_{bflr}} = 2.5 \quad N_{ft} := 3$$

$$d_{1max} := h_1 - \left[2 \text{ in} + 0.5 \text{ in} + \frac{[(1.41 \text{ in} + 1 \text{ in}) \cdot N_{ft} - 1 \text{ in}]}{2} \right] = 78.385 \text{ in}$$

$$d_{c1min} := 2 \text{ in} + 0.5 \text{ in} + \frac{[(1.41 \text{ in} + 1 \text{ in}) \cdot N_{fc1} - 1 \text{ in}]}{2} = 4.41 \text{ in}$$

$$A_{scmin} := \frac{A_{st1min}}{2} = 22.23 \text{ in}^2$$

$$N_c := 12$$

$$A_{sc1} := N_c \cdot 1.56 \text{ in}^2 = 18.72 \text{ in}^2$$

$$N_{filasc} := \frac{N_c}{N_{bflr}} = 1.2 \quad N_{fc1} := 2$$

Etapa 2

$$A_{st2} := A_{st1} = 39 \text{ in}^2$$

$$d_2 = 87 \text{ in}$$

$$d_{c2} = 9.25 \text{ in}$$

$$A_{stb} := (0.2 + 0.31) \cdot \frac{\text{in}^2}{\text{ft}} \cdot b_s = 4.335 \text{ in}^2$$

$$A_{sc2} := A_{sc1} + A_{stb} = 23.055 \text{ in}^2$$



▼ Caso A

Acero en tensión y compresión supera límite de fluencia

$$f_{st} := f_y = 60 \text{ ksi}$$

$$f_{sc} := f_y = 60 \text{ ksi}$$

Ecuación de equilibrio

$$A_{st1} \cdot f_{st} - A_{sc1} \cdot f_{sc} - 0.85 f_c \cdot b \cdot (\beta_1 \cdot C_{na}) = 0$$

Etapa 1

$$F_{A1}(C_1) := A_{st1} \cdot f_{st} - A_{sc1} \cdot f_{sc} - 0.85 \cdot f_c \cdot b_1 \cdot \beta_1 \cdot C_1$$

$$C_1 := 9 \cdot \text{in} \quad C_{1A} := \text{root}(F_{A1}(C_1), C_1) = 11.874 \cdot \text{in}$$

Verificación de estres

Tension

$$\epsilon_y = 0.00207$$

Compresion

$$\epsilon_{st1A} := \frac{(d_1 - C_{1A})}{C_{1A}} \cdot 0.003 = 0.01671$$

$$\epsilon_{sc1A} := \frac{(C_{1A} - d_{c1})}{C_{1A}} \cdot 0.003 = 0.00174$$

$$\epsilon_{st} > \epsilon_y \quad \text{Existe Fluencia}$$

$$\epsilon_{sc} > \epsilon_y \quad \text{NO Existe Fluencia}$$

Cálculo del Momento

$$M_{n1A} := A_{sc1} \cdot E_s \cdot \epsilon_{sc1A} \cdot \left(\frac{\beta_1 \cdot C_{1A}}{2} - d_{c1} \right) + A_{st1} \cdot f_y \cdot \left(d_1 - \frac{\beta_1 \cdot C_{1A}}{2} \right) = 14261.574 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad \phi := 0.9$$

Momento Ultimo

$$M_{TB} := \left[\frac{1.2047 \left(\frac{\text{kip}}{\text{ft}} \right) \cdot L^2}{8} \right] = 737.879 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad M_{DC1sw} := \left[\frac{b_1 \cdot h_1 \cdot \left[0.15 \left(\frac{\text{kip}}{\text{ft}^3} \right) \right] \cdot (L^2)}{8} \right] = 1607.812 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{u1} := M_{TB} \cdot 1 + M_{DC1sw} \cdot 1 = 2345.691 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi \cdot M_{n1A} = 12835.416 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

Etapa 2

$$C_2 := 9 \cdot \text{in}$$

$$F_{A2a}(C_2) := A_{st2} \cdot f_{st} - A_{sc1} \cdot f_{sc} - A_{stb} \cdot f_{sc} - 0.85 \cdot f_c \cdot b_s \cdot \beta_1 \cdot C_2$$

$$C_{2Aa} := \text{root}(F_{A2a}(C_2), C_2) = 2.746 \cdot \text{in} \quad h_s = 9 \cdot \text{in}$$

$$F_{A2b}(C_2) := A_{st2} \cdot f_{st} - A_{sc1} \cdot f_{sc} - A_{stb} \cdot f_{sc} - 0.85 \cdot f_c \cdot b_1 \cdot \beta_1 \cdot (C_2 - h_s) - 0.85 \cdot f_c \cdot b_s \cdot \beta_1 \cdot h_s$$

$$C_{2Ab} := \text{root}(F_{A2b}(C_2), C_2) = -12.264 \cdot \text{in}$$

$$C_{2A} := \max(C_{2Aa}, C_{2Ab}) = 2.746 \cdot \text{in}$$

Verificación de estres

Tension

$$\epsilon_y = 0.00207$$

Compresion

$$\epsilon_{st2A} := \frac{(d_2 - C_{2A})}{C_{2A}} \cdot 0.003 = 0.09206$$

$$\epsilon_{sc2A} := \frac{(C_{2A} - 0.5 \cdot h_s)}{C_{2A}} \cdot 0.003 = -0.00192$$

$$\epsilon_{st} > \epsilon_y \quad \text{Existe Fluencia}$$

$$\epsilon_{sc} < \epsilon_y \quad \text{NO Existe Fluencia}$$

Calculo del Momento

$$M_{n2.A} := A_{sc2} \cdot E_s \cdot \epsilon_{sc2A} \left(\frac{\beta_1 \cdot C_{2A}}{2} - d_{c2} \right) + A_{st2} \cdot f_y \left(d_2 - \frac{\beta_1 \cdot C_{2A}}{2} \right) = 17619.8 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad \phi = 0.9$$

Momento Ultimo

$$M_{TB} = 737.879 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad M_{DC1sw} = 1607.812 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad M_{LL} := 1917.5 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{DC2} := \frac{\left[0.3 \left(\frac{\text{kip}}{\text{ft}} \right) \cdot L^2 \right]}{8} = 183.75 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad M_{DW} := \frac{\left[0.16 \left(\frac{\text{kip}}{\text{ft}} \right) \cdot L^2 \right]}{8} = 98 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{u2} := M_{TB} \cdot 1.25 + M_{DC1sw} \cdot 1.25 + M_{DC2} \cdot 1.25 + M_{DW} \cdot 1.5 + M_{LL} \cdot 1.75 = 6664.427 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi \cdot M_{n2.A} = 15857.82 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$



Case B

Acero en tensión supera limite de fluencia, acero en compresion no

$$f_{st} = 60 \cdot \text{ksi}$$

Ecuacion de equilibrio

$$A_{st} \cdot f_{st} - A_{sc} \cdot E_s \left[\frac{(C_{na} - d_c)}{C_{na}} \cdot 0.003 \right] - 0.85 f_c \cdot b \cdot (\beta_1 \cdot C_{na}) = 0$$

Etapla 1

$$F_{B1}(C_1) := A_{st1} \cdot f_{st} - A_{sc1} \cdot E_s \left[\frac{(C_1 - d_{c1})}{C_1} \cdot 0.003 \right] - 0.85 f_c \cdot b_1 \cdot (\beta_1 \cdot C_1)$$

$$C_{1B} := \text{root}(F_{B1}(C_1), C_1) = 13.037 \cdot \text{in}$$

Verificacion de estres

Tension

$$\epsilon_y = 0.00207$$

Compresion

$$\epsilon_{st1B} := \frac{(d_1 - C_{1B})}{C_{1B}} \cdot 0.003 = 0.01495$$

$$\epsilon_{sc1B} := \frac{(C_{1B} - d_{c1})}{C_{1B}} \cdot 0.003 = 0.00185$$

$$\epsilon_{st} > \epsilon_y \quad \text{Existe Fluencia}$$

$$\epsilon_{sc} > \epsilon_y \quad \text{NO Existe Fluencia}$$

Calculo del Momento

$$M_{n1.B} := A_{sc1} \cdot E_s \cdot \epsilon_{sc1B} \left(\frac{\beta_1 \cdot C_{1B}}{2} - d_{c1} \right) + A_{st1} \cdot f_y \left(d_1 - \frac{\beta_1 \cdot C_{1B}}{2} \right) = 14208.37 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad \phi = 0.9$$

Momento Ultimo

$$M_{u1} = 2345.691 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad \phi \cdot M_{n1.B} = 12787.533 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

Etapla 2

$$F_{B2a}(C_2) := A_{st2} \cdot f_{st} - A_{sc1} \cdot E_s \left[\frac{(C_2 - d_{c2})}{C_2} \cdot 0.003 \right] - A_{stb} \cdot E_s \left[\frac{(C_2 - 0.5 \cdot h_s)}{C_2} \cdot 0.003 \right] - 0.85 f_c \cdot b_s \cdot \beta_1 \cdot C_2$$

$$C_{2Ba} := \text{root}(F_{B2a}(C_2), C_2) = 7.432 \text{ in}$$

$$F_{B2b}(C_2) := A_{st2} \cdot f_{st} - A_{sc1} \cdot E_s \cdot \left[\frac{(C_2 - d_{c2})}{C_2} \cdot 0.003 \right] - A_{stb} \cdot E_s \cdot \left[\frac{(C_2 - 0.5 \cdot h_s)}{C_2} \cdot 0.003 \right] - 0.85 \cdot f_c \cdot b_s \cdot \beta_1 \cdot h_s - 0.85 \cdot f_c \cdot b_1 \cdot \beta_1 \cdot (C_2 - h_s)$$

$$C_{2Bb} := \text{root}(F_{B2b}(C_2), C_2) = 6.567 \text{ in} \quad h_s = 9 \text{ in}$$

$$C_{2B} := \max(C_{2Ba}, C_{2Bb}) = 7.432 \text{ in}$$

Verificación de estrés

Tension	$\epsilon_y = 0.00207$	Compresion
$\epsilon_{st2B} := \frac{(d_2 - C_{2B})}{C_{2B}} \cdot 0.003 = 0.03212$		$\epsilon_{sc2B} := \frac{(C_{2B} - h_s \cdot 0.5)}{C_{2B}} \cdot 0.003 = 0.00118$
$\epsilon_{st} > \epsilon_y$ Existe Fluencia		$\epsilon_{sc} < \epsilon_y$ NO Existe Fluencia

Calculo del Momento

$$M_{n2.Ba} := A_{sc2} \cdot E_s \cdot \epsilon_{sc2B} \cdot \left(\frac{\beta_1 \cdot C_{2B}}{2} - d_{c2} \right) + A_{st2} \cdot f_y \cdot \left(d_2 - \frac{\beta_1 \cdot C_{2B}}{2} \right) = 15969.554 \text{ kip} \cdot \text{ft} \quad \phi = 0.9$$

$$M_{n2.Bb} := -A_{sc2} \cdot E_s \cdot \epsilon_{sc2B} \cdot \left(d_{c2} - \frac{h_s}{2} \right) + A_{st2} \cdot f_y \cdot \left(d_2 - \frac{h_s}{2} \right) - 0.85 \cdot f_c \cdot b_1 \cdot \beta_1 \cdot (C_{2B} - h_s) \cdot \left(\frac{\beta_1 \cdot C_{2B}}{2} \right) = 15814.26 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

Momento Ultimo

$$M_{u2} = 6664.427 \text{ kip} \cdot \text{ft} \quad \phi \cdot M_{n2.Ba} = 14372.599 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$



Deformaciones

Calculo de la carga distribuida

$$w_1 := \frac{(M_{u1} \cdot 8)}{L^2} = 3.83 \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad w_{DC2} := \frac{(M_{DC2} \cdot 8)}{L^2} = 0.3 \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad w_{DW} := \frac{(M_{DW} \cdot 8)}{L^2} = 0.16 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$w_{LL} := \frac{(M_{LL} \cdot 8)}{L^2} = 3.131 \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad f_t := 0.2 \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c} = 0.447 \text{ ksi}$$

Calculo de la Inercia

$$I_1 := \frac{(b_1 \cdot h_1^3)}{12} = 1481760 \text{ in}^4 \quad I_s := \frac{(b_s \cdot h_s^3)}{12} = 6196.5 \text{ in}^4$$

$$y_b := \frac{\left(h_1 + \frac{h_s}{2} \right) \cdot (b_s \cdot h_s) + \left(\frac{h_1}{2} \right) \cdot (h_1 \cdot b_1)}{(b_s \cdot h_s) + (h_1 \cdot b_1)} = 54.416 \text{ in}$$

$$I_2 := (I_1 + I_s) + \left[(b_s \cdot h_s) \cdot \left(h_1 + \frac{h_s}{2} - y_b \right)^2 + (h_1 \cdot b_1) \cdot \left(\frac{h_1}{2} - y_b \right)^2 \right] = 2942890.374 \text{ in}^4$$

Diseño Hormigon Armado

Puente 70 ft

Carlos Bustamante
11/30/2014

$$I_{1cr} := \frac{(b_1 \cdot d_1^3)}{12} = 1186380 \cdot \text{in}^4 \quad y_{bcr} := \frac{\left(d_1 + \frac{h_s}{2}\right) \cdot (b_s \cdot h_s) + \left(\frac{d_1}{2}\right) \cdot (d_1 \cdot b_1)}{(b_s \cdot h_s) + (d_1 \cdot b_1)} = 51.257 \cdot \text{in}$$

$$I_{cr} := (I_{1cr} + I_s) + \left[(b_s \cdot h_s) \cdot \left(d_1 + \frac{h_s}{2} - y_{bcr}\right)^2 + (d_1 \cdot b_1) \cdot \left(\frac{d_1}{2} - y_{bcr}\right)^2 \right] = 2.44 \times 10^6 \cdot \text{in}^4$$

$$M_{cr} := f_r \cdot \frac{I_2}{\left[y_b - (h_1 + 9 \cdot \text{in} - d_2)\right]} = 2265.254 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad M_a := M_{u2} = 6664.427 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$I_e := \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \cdot I_2 + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_{cr} = 2459947.407 \cdot \text{in}^4$$

$$I_{2e} := \min(I_2, I_e) = 2459947.407 \cdot \text{in}^4$$

Calculo de la Deformacion

$$E_c := 57000 \sqrt{\text{psi}} \cdot \sqrt{f_c} = 4030.509 \cdot \text{ksi}$$

$$\Delta_1 := \frac{-5 \cdot w_1 \cdot L^4}{384 \cdot E_c \cdot I_1} = -0.346 \cdot \text{in} \quad \text{Solo por un periodo de tiempo corto}$$

$$\Delta_2 := \frac{-5 \cdot (w_1 \cdot 1 + w_{DC2} \cdot 1 + w_{DW} \cdot 1 + w_{LL} \cdot 1.3) \cdot L^4}{384 \cdot E_c \cdot I_{2e}} = -0.455 \cdot \text{in} \quad f_{\Delta} := 3 - 1.2 \cdot \left(\frac{A_{sc2}}{A_{st2}}\right) = 2.291$$

$$\Delta_2 \cdot f_{\Delta} = -1.043 \cdot \text{in} \quad \Delta_{per} := \frac{-L}{800} = -1.05 \cdot \text{in}$$



Resumen de diseño

Dimensiones

$$b_1 = 30 \cdot \text{in} \quad b_s = 102 \cdot \text{in}$$

$$h_1 = 84 \cdot \text{in} \quad h_s = 9 \cdot \text{in}$$

Refuerzo

$$A_{st1} = 39 \cdot \text{in}^2$$

$$A_{st2} = 39 \cdot \text{in}^2$$

$$A_{sc1} = 18.72 \cdot \text{in}^2$$

$$A_{sc2} = 23.055 \cdot \text{in}^2$$

Momento

$$M_{u1} = 2345.691 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi \cdot M_{n1.A} = 12835.416 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad \phi \cdot M_{n1.B} = 12787.533 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{u2} = 6664.427 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi \cdot M_{n2.A} = 15857.82 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad \phi \cdot M_{n2.Ba} = 14372.599 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

Deformaciones

$$\Delta_1 = -0.346 \cdot \text{in}$$

$$\Delta_2 \cdot f_{\Delta} = -1.043 \cdot \text{in}$$

$$\Delta_{per} = -1.05 \cdot \text{in}$$



Diseño 70 en Hormigon armadoseccion 33.3% $x=23.33$ ft **Materiales**

$$f_c := 5\text{-ksi} \quad \beta_1 := 0.85 - 0.05 \cdot \frac{f_c - 28\text{-MPa}}{7\text{-MPa}} = 0.804 \quad \rho := 0.019 \quad E_s := 29000\text{-ksi}$$

$$f_y := 60\text{-ksi}$$

 **Dimensiones**

$$L_w := 70\text{-ft}$$

Etapa 1

$$b_1 := 30\text{-in} = 2.5\text{ft}$$

$$h_1 := 84\text{-in} = 2.134\text{m}$$

$$d_1 := h_1 - 5\text{-in} = 79\text{-in}$$

$$d_{c1} := 5\text{-in}$$

Etapa 2

$$b_s := 8.5\text{-ft}$$

$$h_s := 9\text{-in}$$

$$d_2 := d_1 + 9\text{-in} = 88\text{-in}$$

$$d_{c2} := \frac{\left(\frac{h_s}{2} + d_{c1} + h_s\right)}{2} = 9.25\text{-in}$$

 **Acero de Refuerzo**

Etapa 1

$$A_{st1min} := \rho \cdot b_1 \cdot d_1 = 45.03\text{-in}^2$$

$$N_t := 16$$

$$A_{st1} := N_t \cdot 1.56\text{-in}^2 = 24.96\text{-in}^2 \quad \rho_{real} := \frac{A_{st1}}{b_1 \cdot d_1} = 0.010532$$

$$N_{bfl} := \frac{(b_1 - 2.5\text{-in} \cdot 2)}{1.41\text{-in} + 1\text{-in}} = 10.373 \quad N_{bflr} := 10$$

$$N_{filas} := \frac{N_t}{N_{bflr}} = 1.6 \quad N_{ft} := 2$$

$$d_{1max} := h_1 - \left[2\text{-in} + 0.5\text{-in} + \frac{[(1.41\text{-in} + 1\text{-in}) \cdot N_{ft} - 1\text{-in}]}{2} \right] = 79.59\text{-in}$$

$$d_{c1min} := 2\text{-in} + 0.5\text{-in} + \frac{[(1.41\text{-in} + 1\text{-in}) \cdot N_{fc1} - 1\text{-in}]}{2} = 4.41\text{-in}$$

$$A_{scmin} := \frac{A_{st1min}}{2} = 22.515\text{-in}^2$$

$$N_c := 12$$

$$A_{sc1} := N_c \cdot 1.56\text{-in}^2 = 18.72\text{-in}^2$$

$$N_{filasc} := \frac{N_c}{N_{bflr}} = 1.2 \quad N_{fc1} := 2$$

Etapa 2

$$A_{st2} := A_{st1} = 24.96\text{-in}^2$$

$$d_{c2} = 9.25\text{-in}$$

$$A_{stb} := (0.2 + 0.31) \cdot \frac{\text{in}^2}{\text{ft}} \cdot b_s = 4.335\text{-in}^2$$

$$d_2 = 88\text{-in}$$

$$A_{sc2} := A_{sc1} + A_{stb} = 23.055\text{-in}^2$$

 **Caso A**

Acero en tension y compresion supera limite de fluencia

$$f_{st} := f_y = 60\text{-ksi}$$

$$f_{sc} := f_y = 60\text{-ksi}$$

Ecuación de equilibrio

$$A_{st} \cdot f_{st} - A_{sc} \cdot f_{sc} - 0.85 f_c \cdot b \cdot (\beta_1 \cdot C_{na}) = 0$$

Etapa 1

$$F_{A1}(C_1) := A_{st1} \cdot f_{st} - A_{sc1} \cdot f_{sc} - 0.85 \cdot f_c \cdot b_1 \cdot \beta_1 \cdot C_1$$

$$C_1 := 9 \cdot \text{in} \quad C_{1A} := \text{root}(F_{A1}(C_1), C_1) = 3.653 \cdot \text{in}$$

Verificación de estres

Tension

$$\epsilon_y := 0.00207$$

Compresion

$$\epsilon_{st1A} := \frac{(d_1 - C_{1A})}{C_{1A}} \cdot 0.003 = 0.06187$$

$$\epsilon_{sc1A} := \frac{(C_{1A} - d_{c1})}{C_{1A}} \cdot 0.003 = -0.00111$$

$$\epsilon_{st} > \epsilon_y \quad \text{Existe Fluencia}$$

$$\epsilon_{sc} > \epsilon_y \quad \text{NO Existe Fluencia}$$

Calculo del Momento

$$M_{n1.A} := A_{sc1} \cdot E_s \cdot \epsilon_{sc1A} \left(\frac{\beta_1 \cdot C_{1A}}{2} - d_{c1} \right) + A_{st1} \cdot f_y \left(d_1 - \frac{\beta_1 \cdot C_{1A}}{2} \right) = 9852.636 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad \phi := 0.9$$

Momento Ultimo

$$M_{TB} := \left[\frac{1.2047 \left(\frac{\text{kip}}{\text{ft}} \right) \cdot L^2}{8} \right] \cdot 0.88884 = 655.856 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad M_{DC1sw} := \left[\frac{b_1 \cdot h_1 \left[0.15 \left(\frac{\text{kip}}{\text{ft}^3} \right) \right] \cdot (L^2)}{8} \right] \cdot 0.88884 = 1429.088 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{u1} := M_{TB} \cdot 1 + M_{DC1sw} \cdot 1 = 2084.944 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi \cdot M_{n1.A} = 8867.372 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

Etapa 2

$$C_2 := 9 \cdot \text{in}$$

$$F_{A2a}(C_2) := A_{st2} \cdot f_{st} - A_{sc1} \cdot f_{sc} - A_{stb} \cdot f_{sc} - 0.85 \cdot f_c \cdot b_s \cdot \beta_1 \cdot C_2$$

$$C_{2Aa} := \text{root}(F_{A2a}(C_2), C_2) = 0.328 \cdot \text{in} \quad h_s = 9 \cdot \text{in}$$

$$F_{A2b}(C_2) := A_{st2} \cdot f_{st} - A_{sc1} \cdot f_{sc} - A_{stb} \cdot f_{sc} - 0.85 \cdot f_c \cdot b_1 \cdot \beta_1 \cdot (C_2 - h_s) - 0.85 \cdot f_c \cdot b_s \cdot \beta_1 \cdot h_s$$

$$C_{2Ab} := \text{root}(F_{A2b}(C_2), C_2) = -20.485 \cdot \text{in}$$

$$C_{2A} := \max(C_{2Aa}, C_{2Ab}) = 0.328 \cdot \text{in}$$

Verificación de estres

Tension

$$\epsilon_y = 0.00207$$

Compresion

$$\epsilon_{st2A} := \frac{(d_2 - C_{2A})}{C_{2A}} \cdot 0.003 = 0.80177$$

$$\epsilon_{sc2A} := \frac{(C_{2A} - 0.5 \cdot h_s)}{C_{2A}} \cdot 0.003 = -0.03815$$

$$\epsilon_{st} > \epsilon_y \quad \text{Existe Fluencia}$$

$$\epsilon_{sc} < \epsilon_y \quad \text{NO Existe Fluencia}$$

Cálculo del Momento

$$M_{n2.A} := A_{sc2} \cdot E_s \cdot \epsilon_{sc2.A} \cdot \left(\frac{\beta_1 \cdot C_{2A}}{2} - d_{c2} \right) + A_{st2} \cdot f_y \cdot \left(d_2 - \frac{\beta_1 \cdot C_{2A}}{2} \right) = 30348.855 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad \phi = 0.9$$

Momento Ultimo

$$M_{TB} = 655.856 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad M_{DC1sw} = 1429.088 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad M_{LL} := 1917.5 \cdot 0.88884 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{DC2} := \frac{\left[0.3 \left(\frac{\text{kip}}{\text{ft}} \right) \cdot L^2 \right] \cdot 0.88884}{8} = 163.324 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad M_{DW} := \frac{\left[0.16 \left(\frac{\text{kip}}{\text{ft}} \right) \cdot L^2 \right] \cdot 0.88884}{8} = 87.106 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{u2} := M_{TB} \cdot 1.25 + M_{DC1sw} \cdot 1.25 + M_{DC2} \cdot 1.25 + M_{DW} \cdot 1.5 + M_{LL} \cdot 1.75 = 5923.609 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi \cdot M_{n2.A} = 27313.97 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$


 Caso B

Acero en tensión supera límite de fluencia, acero en compresión no

$$f_{st} = 60 \cdot \text{ksi}$$

Ecuación de equilibrio

$$A_{st} \cdot f_{st} - A_{sc} \cdot E_s \cdot \left[\frac{(C_{na} - d_c)}{C_{na}} \cdot 0.003 \right] - 0.85 f_c \cdot b \cdot (\beta_1 \cdot C_{na}) = 0$$

Etapa 1

$$F_{B1}(C_1) := A_{st1} \cdot f_{st} - A_{sc1} \cdot E_s \cdot \left[\frac{(C_1 - d_{c1})}{C_1} \cdot 0.003 \right] - 0.85 f_c \cdot b_1 \cdot (\beta_1 \cdot C_1)$$

$$C_{1B} := \text{root}(F_{B1}(C_1), C_1) = 8.298 \cdot \text{in}$$

Verificación de estres

Tension

$$\epsilon_y = 0.00207$$

Compresion

$$\epsilon_{st1B} := \frac{(d_1 - C_{1B})}{C_{1B}} \cdot 0.003 = 0.02556$$

$$\epsilon_{sc1B} := \frac{(C_{1B} - d_{c1})}{C_{1B}} \cdot 0.003 = 0.00119$$

$$\epsilon_{st} > \epsilon_y \quad \text{Existe Fluencia}$$

$$\epsilon_{sc} > \epsilon_y \quad \text{NO Existe Fluencia}$$

Cálculo del Momento

$$M_{n1.B} := A_{sc1} \cdot E_s \cdot \epsilon_{sc1B} \cdot \left(\frac{\beta_1 \cdot C_{1B}}{2} - d_{c1} \right) + A_{st1} \cdot f_y \cdot \left(d_1 - \frac{\beta_1 \cdot C_{1B}}{2} \right) = 9353.208 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad \phi = 0.9$$

Momento Ultimo

$$M_{u1} = 2084.944 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi \cdot M_{n1.B} = 8417.887 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

Etapa 2

$$F_{B2a}(C_2) := A_{st2} \cdot f_{st} - A_{sc1} \cdot E_s \cdot \left[\frac{(C_2 - d_{c2})}{C_2} \cdot 0.003 \right] - A_{stb} \cdot E_s \cdot \left[\frac{(C_2 - 0.5 \cdot h_s)}{C_2} \cdot 0.003 \right] - 0.85 f_c \cdot b_s \cdot \beta_1 \cdot C_2$$

$$C_{2Ba} := \text{root}(F_{B2a}(C_2), C_2) = 6.245 \cdot \text{in}$$

$$F_{B2b}(C_2) := A_{st2} \cdot f_{st} - A_{sc1} \cdot E_s \cdot \left[\frac{(C_2 - d_{c2})}{C_2} \cdot 0.003 \right] - A_{stb} \cdot E_s \cdot \left[\frac{(C_2 - 0.5 \cdot h_s)}{C_2} \cdot 0.003 \right] - 0.85 \cdot f_c \cdot b_s \cdot \beta_1 \cdot h_s - 0.85 \cdot f_c \cdot b_1 \cdot \beta_1 \cdot (C_2 - h_s)$$

$$C_{2Bb} := \text{root}(F_{B2b}(C_2), C_2) = 5.157 \cdot \text{in} \quad h_s = 9 \cdot \text{in}$$

$$C_{2B} := \max(C_{2Ba}, C_{2Bb}) = 6.245 \cdot \text{in}$$

Verificación de esores

Tension	$\epsilon_y = 0.00207$	Compresion
$\epsilon_{st2B} := \frac{(d_2 - C_{2B})}{C_{2B}} \cdot 0.003 = 0.03927$		$\epsilon_{sc2B} := \frac{(C_{2B} - h_s \cdot 0.5)}{C_{2B}} \cdot 0.003 = 0.00084$
$\epsilon_{st} > \epsilon_y$ Existe Fluencia		$\epsilon_{sc} < \epsilon_y$ NO Existe Fluencia

Calculo del Momento

$$M_{n2.Ba} := A_{sc2} \cdot E_s \cdot \epsilon_{sc2B} \cdot \left(\frac{\beta_1 \cdot C_{2B}}{2} - d_{c2} \right) + A_{st2} \cdot f_y \cdot \left(d_2 - \frac{\beta_1 \cdot C_{2B}}{2} \right) = 10354.389 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad \phi = 0.9$$

$$M_{n2.Bb} := -A_{sc2} \cdot E_s \cdot \epsilon_{sc2B} \cdot \left(d_{c2} - \frac{h_s}{2} \right) + A_{st2} \cdot f_y \cdot \left(d_2 - \frac{h_s}{2} \right) - 0.85 \cdot f_c \cdot b_1 \cdot \beta_1 \cdot (C_{2B} - h_s) \cdot \left(\frac{\beta_1 \cdot C_{2B}}{2} \right) = 10258.004 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

Momento Ultimo

$$M_{u2} = 5923.609 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad \phi \cdot M_{n2.Ba} = 9318.95 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$



Resumen de diseño

Dimensiones

$$b_1 = 30 \cdot \text{in} \quad b_s = 102 \cdot \text{in}$$

$$h_1 = 84 \cdot \text{in} \quad h_s = 9 \cdot \text{in}$$

Refuerzo

$$A_{st1} = 24.96 \cdot \text{in}^2$$

$$A_{st2} = 24.96 \cdot \text{in}^2$$

$$A_{sc1} = 18.72 \cdot \text{in}^2$$

$$A_{sc2} = 23.055 \cdot \text{in}^2$$

Momento

$$M_{u1} = 2084.944 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi \cdot M_{n1.A} = 8867.372 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi \cdot M_{n1.B} = 8417.887 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{u2} = 5923.609 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi \cdot M_{n2.A} = 27313.97 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi \cdot M_{n2.Ba} = 9318.95 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

Deformaciones

No son factor en esta seccion



Puente de 50 ft

Acero

Page 1 of 14



LRFD_SIMON

Version 10.1.1.6

2014-10-31 15:32

Vehicle library: NSBA_Vehicle_Data.txt
 Program library: NSBA_simon_library_data.txt
 Agency library: NSBA_library_data.txt

Job Name: Puente 50
 Project Name: Puente 15.24m
 Description: Puente de la calle las Magnolias sin apoyo central. Sector la Primavera 2, Cruce de la ruta viva

Puente 50 ft
 Diseno 1

LICENSEE: ID# U0360
 Note: License expires on 2022-Aug-01 (in 2832 days).
 National Steel Bridge Alliance - Perpetual
 1 E Wacker Dr
 Chicago IL 60601

TABLE OF CONTENTS

- [Secondary Level Input Parameters](#)
- [Primary Level Input Information for Cycle: 1](#)
- [Analysis Results](#)
- [Section Evaluation](#)
- [Bill of Materials](#)
- [Cost Indicators](#)

SECONDARY LEVEL INPUT PARAMETERS ↑

Maximum Performance Ratio for Redesign:	0.900
Minimum Performance Ratio for Constraint Messages:	0.100
Live Load Deflection Factor:	800
Distance from Interior Reaction to Stud:	1.000 ft
Maximum Plate Thickness:	4.000 in
Yield Strength of Web Longitudinal Stiffeners:	50.000 ksi
Yield Strength of Transverse and Bearing Stiffeners:	50.000 ksi
Joint between Connection Plates and Flanges:	Welded
Number of Design Traffic Lanes:	2
Number of Girders:	3
Maximum Transverse Stiffener Spacing:	300.00000
Box Girder Run?:	No
Minimum Flange Thickness:	0.500 in
Stud Shear Connectors:	No Design
Maximum Acceptable Performance Ratio:	1.000
Protection of Steel:	UnPainted Weathering
Number of Spans:	1
Concrete Modular Ratio (Short Term):	8.000

Distance from Web Top to Slab Bottom: 4.000 in
 Composite Uniform Dead Load (DC): 400.000 lb/ft
 Pedestrian Live Load (PL): 0.000 lb/ft
 Utility Dead Load (DW): 0.000 lb/ft
 Future Wearing Surface Load (DW): 210.000 lb/ft
 Concrete Compressive Strength: 4000.000 psi
 Concrete Type: Normal Weight
 Rebar Yield Strength: 60.000 ksi
 One Sided Transverse Stiffeners: Yes
 Distance from Slab Bottom to C.G. of Rebars: 4.500 in
 Run Option: LRFD Analysis
 Analysis Vehicle Option: HL93/User Defined
 Design Vehicle Dynamic Load Allowance: 1.330
 Fatigue Vehicle Dynamic Load Allowance: 1.150
 Average daily truck traffic, single lane: 2000
 Moment Distribution Factor, single lane: 0.950 Axles
 Moment Distribution Factor, multi lane: 0.870 Axles
 Shear Distribution Factor, single lane: 0.950 Axles
 Shear Distribution Factor, multi lane: 1.114 Axles

PRIMARY LEVEL INPUT INFORMATION for CYCLE: 1 ↑

INPUT DATA for SPAN 1

Span Length: 50.00 ft
 Hinge Location: none
 Field Splice Location: 50.00 ft
 Bottom Flange Cross Frame Spacing: 25.00 ft
 Bracing status of Top Flange for DL1: Discretely Braced
 Top Flange Cross Frame Spacing for DL1: 25.00
 Bracing status of Top Flange for Final: Fully Braced
 Non Composite Uniform Dead Load: 1526.200 lb/ft
 Non Composite Partial Dead Load: No

Type	Range To (ft)	L Depth (in)	R Depth or Width (in)	Thickness (in)	Yield Stress (ksi)	Tee Stf / Rebar A (in ²)
Web Depth	16.66	20.000	20.000		50.0	
Web Depth	33.33	20.000	20.000		50.0	
Web Depth	50.00	20.000	20.000		50.0	
Top Flange	16.67		14.000	0.6250	50.0	Fu = 65.0 ksi
Top Flange	33.33		14.000	0.6250	50.0	Fu = 65.0 ksi
Top Flange	50.00		14.000	0.6250	50.0	Fu = 65.0 ksi
Bot Flange	16.66		14.000	1.0000	50.0	Fu = 65.0 ksi
Bot Flange	33.33		16.000	1.0000	50.0	Fu = 65.0 ksi
Bot Flange	50.00		14.000	1.0000	50.0	Fu = 65.0 ksi
Conc Slab	50.00		144.000	9.0000	effective	6.12
Web Thick	16.66			0.5000	yes T.S.	no L.S.
Web Thick	33.33			0.5000	yes T.S.	no L.S.
Web Thick	50.00			0.5000	yes T.S.	no L.S.
Web T.S.	16.66	Minimum spacing = 60.000			Reduce web? yes	

Web T.S.	33.33	Minimum spacing = 60.000	Reduce web? yes
Web T.S.	50.00	Minimum spacing = 60.000	Reduce web? yes

ANALYSIS RESULTS (for Unfactored Loads = D and L+I) ↑

Dead Load Moments at tenth points - Units: kips-ft

Note: 'Other DC1' includes partial loads A1 and A2.

Span: 1

Point	Girder	Other DC1	Comp DL	Utility	FWS
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.1	12.8	171.7	45.0	0.0	23.6
0.2	22.9	305.2	80.0	0.0	42.0
0.3	30.1	400.6	105.0	0.0	55.1
0.4	34.5	457.9	120.0	0.0	63.0
0.5	36.0	476.9	125.0	0.0	65.6
0.6	34.5	457.9	120.0	0.0	63.0
0.7	30.1	400.6	105.0	0.0	55.1
0.8	22.9	305.2	80.0	0.0	42.0
0.9	12.8	171.7	45.0	0.0	23.6
1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Live Load Moments at 10th points - Units: kips-ft

Span: 1

Point	HL93		USER DEFINED DESIGN VEHICLE		ENVELOPE		FATIGUE	
	Maximum	Minimum	Maximum	Minimum	Maximum	Minimum	Maximum	Minimum
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.1	392.9	0.0	0.0	0.0	392.9	0.0	175.5	0.0
0.2	679.6	0.0	0.0	0.0	679.6	0.0	291.3	0.0
0.3	860.1	0.0	0.0	0.0	860.1	0.0	354.7	0.0
0.4	962.7	0.0	0.0	0.0	962.7	0.0	396.2	0.0
0.5	973.4	0.0	0.0	0.0	973.4	0.0	404.2	0.0
0.6	962.7	0.0	0.0	0.0	962.7	0.0	396.2	0.0
0.7	860.1	0.0	0.0	0.0	860.1	0.0	354.7	0.0
0.8	679.6	0.0	0.0	0.0	679.6	0.0	291.3	0.0
0.9	392.9	0.0	0.0	0.0	392.9	0.0	175.5	0.0
1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Dead Load Reactions - Negative equals Uplift - Units: kips

Support	Girder	Other DC1	Comp DL	Utility	FWS
abutment 1	2.8	38.2	10.0	0.0	5.3
abutment 2	2.8	38.2	10.0	0.0	5.3

Dead Load Shears at tenth points - Units: kips

Span: 1

Point	Girder	Other DC1	Comp DL	Utility	FWS
0.0	2.8	38.2	10.0	0.0	5.3
0.1	2.3	30.5	8.0	0.0	4.2

0.2	1.7	22.9	6.0	0.0	3.2
0.3	1.2	15.3	4.0	0.0	2.1
0.4	0.6	7.6	2.0	0.0	1.1
0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.6	-0.6	-7.6	-2.0	0.0	-1.1
0.7	-1.2	-15.3	-4.0	0.0	-2.1
0.8	-1.7	-22.9	-6.0	0.0	-3.2
0.9	-2.3	-30.5	-8.0	0.0	-4.2
1.0	-2.8	-38.2	-10.0	0.0	-5.3

HL93 LIVE LOAD REACTIONS (Negative = Uplift) - Units: kips

NOTE: Vehicle reactions include distribution factors and dynamic load allowance

NOTE: Truck and lane reactions DO NOT include distribution factors or dynamic load allowance

Support	Maximum Vehicle	Minimum Vehicle	Maximum Vehicle	Minimum Vehicle	Maximum Vehicle	Minimum Vehicle
abutment 1	104.6	0.0	58.6	0.0	16.0	0.0
abutment 2	104.6	0.0	58.6	0.0	16.0	0.0

USER DEFINED DESIGN VEHICLE LIVE LOAD REACTIONS (Negative = Uplift) - Units: kips

NOTE: Vehicle reactions include distribution factors and dynamic load allowance

NOTE: Truck and lane reactions DO NOT include distribution factors or dynamic load allowance

Support	Maximum Vehicle	Minimum Vehicle	Maximum Vehicle	Minimum Vehicle	Maximum Vehicle	Minimum Vehicle
abutment 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
abutment 2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

ENVELOPE LIVE LOAD REACTIONS (Negative = Uplift) - Units: kips

NOTE: Vehicle reactions include distribution factors and dynamic load allowance

NOTE: Truck and lane reactions DO NOT include distribution factors or dynamic load allowance

Support	Maximum Vehicle	Minimum Vehicle	Maximum Vehicle	Minimum Vehicle	Maximum Vehicle	Minimum Vehicle
abutment 1	104.6	0.0	58.6	0.0	16.0	0.0
abutment 2	104.6	0.0	58.6	0.0	16.0	0.0

FATIGUE LIVE LOAD REACTIONS (Negative = Uplift) - Units: kips

NOTE: Vehicle reactions include distribution factors and dynamic load allowance

NOTE: Truck and lane reactions DO NOT include distribution factors or dynamic load allowance

Support	Maximum Vehicle	Minimum Vehicle	Maximum Vehicle	Minimum Vehicle	Maximum Vehicle	Minimum Vehicle
abutment 1	41.7	0.0	45.8	0.0	0.0	0.0
abutment 2	41.7	0.0	45.8	0.0	0.0	0.0

Live Load Shears at tenth points - Units: kips

Span: 1

Point	HL93		USER DEFINED DESIGN VEHICLE		ENVELOPE		FATIGUE	
	Maximum	Minimum	Maximum	Minimum	Maximum	Minimum	Maximum	Minimum
0.0	104.6	0.0	0.0	0.0	104.6	0.0	41.7	0.0
0.1	90.5	-4.9	0.0	0.0	90.5	-4.9	35.1	-2.9

0.2	76.8	-12.6	0.0	0.0	76.8	-12.6	29.1	-5.8
0.3	63.5	-20.9	0.0	0.0	63.5	-20.9	23.5	-8.9
0.4	50.5	-29.5	0.0	0.0	50.5	-29.5	19.8	-12.5
0.5	38.6	-38.6	0.0	0.0	38.6	-38.6	16.2	-16.2
0.6	29.5	-50.5	0.0	0.0	29.5	-50.5	12.5	-19.8
0.7	20.9	-63.5	0.0	0.0	20.9	-63.5	8.9	-23.5
0.8	12.6	-76.8	0.0	0.0	12.6	-76.8	5.8	-29.1
0.9	4.9	-90.5	0.0	0.0	4.9	-90.5	2.9	-35.1
1.0	0.0	-104.6	0.0	0.0	0.0	-104.6	0.0	-41.7

Dead Load Deflections at tenth points - Units: in

Note: 'Other DC1' includes partial loads A1 and A2.

Span: 1

Point	(A) Steel Only	(B) Other Noncomp DL	(C) Composite DL (no DW)	(B+C) Total (No Steel)	(A+B+C) Total (w/ steel)
0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.1	0.063	0.833	0.051	0.885	0.947
0.2	0.118	1.574	0.097	1.671	1.789
0.3	0.162	2.150	0.132	2.282	2.443
0.4	0.189	2.511	0.154	2.665	2.854
0.5	0.198	2.634	0.161	2.796	2.994
0.6	0.189	2.511	0.154	2.665	2.854
0.7	0.162	2.150	0.132	2.282	2.443
0.8	0.118	1.574	0.097	1.671	1.789
0.9	0.063	0.833	0.051	0.885	0.947
1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

MAXIMUM LIVE LOAD DEFLECTION per Span

Live load = HL93

(Distribution Factor for Equal Girder Loading: 0.667 axles)

Span	Max Deflection (in)	Location from Left End of Span (Fraction)	Deflection At Hinge ()
1	0.516	0.500	

MAXIMUM LIVE LOAD DEFLECTION per Span

Live load = USER_DEFINED_DESIGN_VEHICLE

(Distribution Factor for Equal Girder Loading: 0.667 axles)

Span	Max Deflection (in)	Location from Left End of Span (Fraction)	Deflection At Hinge ()
1	0.000	0.500	

MAXIMUM LIVE LOAD DEFLECTION per Span

Live load = ENVELOPE

(Distribution Factor for Equal Girder Loading: 0.667 axles)

Span	Max Deflection (in)	Location from Left End of Span (Fraction)	Deflection At Hinge ()

1	0.516	0.500
---	-------	-------

MAXIMUM LIVE LOAD DEFLECTION per Span

Live load = FATIGUE

(Distribution Factor for Equal Girder Loading: 0.667 axles)

Span	Max Deflection (in)	Location from Left End of Span (Fraction)	Deflection At Hinge (0)
1	0.276	0.500	

SECTION EVALUATION using: ** LOAD AND RESISTANCE FACTOR DESIGN **

Only behavior constraints above a performance ratio of 0.100 are listed.

Unless Noted, the 5th Edition (2010) of the AASHTO LRFD Specification is used.

No Interims are evaluated.

Span 1**SECTION at Span 1, 0.0 Percent (0.00 ft) - [no plate change]**

Unfactored Shears (kips) -	DL1:	41.0	DL2:	10.0
	DW:	5.2		
	+LL:	104.6	-LL:	0.0

Year	AASHTO Article	Perf Ratio	Description
10	6.10.9.2	0.878	nominal_shear_resistance_of_unstiffened_web

SECTION at Span 1, 33.3 Percent (16.66 ft) - [left side checked]

Unfactored Moments (kips) -	DL1:	455.7	DL2:	111.1
	DW:	58.3		
	+LL:	902.8	-LL:	0.0
	+ftg:	370.9	-ftg:	0.0

Unfactored Shears (kips) -	DL1:	13.7	DL2:	3.3
	DW:	1.7		
	+LL:	59.2	-LL:	-23.7

Factored Stresses (ksi) -

	DC LF	DW LF	Top Flange	Bottom Flange	Slab	Reinf	Flexure
STRENGTH_I	1.25	1.50	-25.57	61.47	-0.63	-6.21	positive
SERVICE_II	1.00	1.00	-20.78	47.03	-0.47	-4.63	positive
FATIGUE_I	1.00	1.00	-24.90	22.60	-0.06	-1.35	negative
FATIGUE_I	1.00	1.00	-22.95	34.18	-0.25	-2.90	positive
FATIGUE_II	1.00	1.00	-24.90	22.60	-0.06	-1.35	negative
FATIGUE_II	1.00	1.00	-23.92	28.39	-0.16	-2.13	positive
CONSTRUCTION	1.25	0.00	-31.18	23.38	0.00	0.00	positive

Detailed Information -

	Rh	Rb	Dc (in)	My (kips-ft)	Mu (kips-ft)	Vu, max (kips)

STRENGTH_I	(positive)	1.000	1.000	5.7	1824.7	2375.9	127.4
SERVICE_II	(positive)	1.000	1.000	6.0	1941.5	1798.7	95.6
FATIGUE_I	(positive)	1.000	1.000	8.1	1941.5	1181.5	107.5
FATIGUE_II	(positive)	1.000	1.000	9.3	1941.5	903.3	63.1
CONSTRUCTION	(positive)	1.000	1.000	11.7	1393.6	569.6	21.3

Legend:

Rh = Hybrid factor

Rb = Web load-shedding factor

Dc = Depth of web in compression

My = Yield moment

Mu = Total factored moment

Vu, max = Maximum total factored shear (NOTE: this value does not depend on the flexure of the section)

Property	Unit	Plate	Plate+nSlab	Plate+3nSlab	Plate+Rebar
moment_of_inertia	in ⁴	2709	15000	11423	4820
neutral_axis_from_bottom_of_beam	in	9.27	26.02	21.89	12.45
S to_top_of_top_flange	in ³	-219	3416	42515	-525
S to_bottom_of_bottom_flange	in ³	292	577	522	387
S to_middepth_of_slab			-4305	-1502	-283
S to_cg_of_reinforcement					-283

Year	AASHTO Article	Perf Ratio	Description
10	6.10.3.2.1	0.624	compression_flange_nominal_yielding_constructibility
10	6.10.3.2.1	0.684	compression_flange_local_buckling_constructibility
10	6.10.3.2.1	0.847	compression_flange_lateral_torsional_buckling_constructibility
10	6.10.3.2.2	0.468	tension_flange_nominal_yielding_constructibility
10	6.10.4.2.2	0.437	top_flange_service_limit_state_permanent_deflections_positive_flexure
10	6.10.4.2.2	0.990	bottom_flange_service_limit_state_permanent_deflections_positive_flexure
10	6.10.7.1.2	0.755	flexure_compact_composite_positive_flexure
10	6.10.7.3	0.234	flexure_composite_positive_flexure_ductility
10	6.10.2.2-1	0.933	top_flange_b_divide_by_2_times_t_less_than_equal_12.0
10	6.10.2.2-2	0.238	top_flange_b_greater_than_equal_d_divide_by_6
10	6.10.2.2-3	0.880	top_flange_t_greater_than_equal_1.1_times_tw
10	6.10.2.2-1	0.583	bottom_flange_b_divide_by_2_times_t_less_than_equal_12.0
10	6.10.2.2-2	0.238	bottom_flange_b_greater_than_equal_d_divide_by_6
10	6.10.2.2-3	0.550	bottom_flange_t_greater_than_equal_1.1_times_tw
10	6.10.9.3.2	0.439	nominal_shear_resistance_of_stiffened_web_interior_panel
10	6.10.5.3	0.179	special_fatigue_requirement_for_webs
10	6.6.1.2	0.724	fatigue_i_bottom_flange_splice_cat_b
10	6.6.1.2	0.696	fatigue_i_bottom_flange_divide_by_web_fillet_weld_cat_b
10	6.6.1.2	0.835	fatigue_i_trans_stiff_weld_near_bottom_flange_cat_c_prime
10	6.6.1.2	0.928	fatigue_i_conn_pl_at_bot_flange_welded_cat_c_prime
10	6.10.3.2.1	0.616	compression_flange_nominal_yielding_constructibility
10	6.10.3.2.1	0.676	compression_flange_local_buckling_constructibility
10	6.10.3.2.1	0.837	compression_flange_lateral_torsional_buckling_constructibility
10	6.10.3.2.2	0.420	tension_flange_nominal_yielding_constructibility
10	6.10.4.2.2	0.444	top_flange_service_limit_state_permanent_deflections_positive_flexure
10	6.10.4.2.2	0.897	bottom_flange_service_limit_state_permanent_deflections_positive_flexure
10	6.10.7.1.2	0.702	flexure_compact_composite_positive_flexure
10	6.10.7.3	0.249	flexure_composite_positive_flexure_ductility
10	6.10.2.2-1	0.933	top_flange_b_divide_by_2_times_t_less_than_equal_12.0

10	6.10.2.2-2	0.238	top_flange_b_greater_than_equal_d_divide_by_6
10	6.10.2.2-3	0.880	top_flange_t_greater_than_equal_1.1_times_tw
10	6.10.2.2-1	0.667	bottom_flange_b_divide_by_2_times_t_less_than_equal_12.0
10	6.10.2.2-2	0.208	bottom_flange_b_greater_than_equal_d_divide_by_6
10	6.10.2.2-3	0.550	bottom_flange_t_greater_than_equal_1.1_times_tw
10	6.10.9.3.2	0.439	nominal_shear_resistance_of_stiffened_web_interior_panel
10	6.10.5.3	0.179	special_fatigue_requirement_for_webs
10	6.6.1.2	0.660	fatigue_i_bottom_flange_base_metal_cat_b
10	6.6.1.2	0.634	fatigue_i_bottom_flange_divide_by_web_fillet_weld_cat_b
10	6.6.1.2	0.761	fatigue_i_trans_stiff_weld_near_bottom_flange_cat_c_prime
10	6.6.1.2	0.846	fatigue_i_conn_pl_at_bot_flange_welded_cat_c_prime

SECTION at Span 1, 50.0 Percent (25.00 ft) - [no plate change]

Unfactored Moments (kips) -	DL1:	512.9	DL2:	125.0
	DW:	65.6		
	+LL:	973.4	-LL:	0.0
	+ftg:	404.2	-ftg:	0.0

Unfactored Shears (kips) -	DL1:	0.0	DL2:	0.0
	DW:	0.0		
	+LL:	38.6	-LL:	-38.6

Factored Stresses (ksi) -

	DC LF	DW LF	Top Flange	Bottom Flange	Slab	Reinf	Flexure
STRENGTH_I	1.25	1.50	-29.53	61.27	-0.67	-6.69	positive
SERVICE_II	1.00	1.00	-23.92	46.89	-0.50	-4.98	positive
FATIGUE_I	1.00	1.00	-27.78	22.87	-0.07	-1.50	negative
FATIGUE_I	1.00	1.00	-25.93	34.38	-0.27	-3.17	positive
FATIGUE_II	1.00	1.00	-27.78	22.87	-0.07	-1.50	negative
FATIGUE_II	1.00	1.00	-26.85	28.63	-0.17	-2.33	positive
CONSTRUCTION	1.25	0.00	-34.68	23.62	0.00	0.00	positive

Detailed Information -

		Rh	Rb	Dc (in)	My (kips-ft)	Mu (kips-ft)	Vu, max (kips)
STRENGTH_I	(positive)	1.000	1.000	6.4	2005.6	2599.2	67.6
SERVICE_II	(positive)	1.000	1.000	6.7	2132.7	1968.9	50.2
FATIGUE_I	(positive)	1.000	1.000	8.7	2132.7	1309.8	57.9
FATIGUE_II	(positive)	1.000	1.000	9.8	2132.7	1006.7	29.0
CONSTRUCTION	(positive)	1.000	1.000	12.2	1307.5	641.1	0.0

Legend:

Rh = Hybrid factor

Rb = Web load-shedding factor

Dc = Depth of web in compression

My = Yield moment

Mu = Total factored moment

Vu, max = Maximum total factored shear (NOTE: this value does not depend on the flexure of the section)

--	--	--	--	--	--	--	--

Property	Unit	Plate	Plate+nSlab	Plate+3nSlab	Plate+Rebar
moment_of_inertia	in ⁴	2854	16289	12319	5092
neutral_axis_from_bottom_of_beam	in	8.76	25.76	21.42	11.87
S to_top_of_top_flange	in ³	-222	3936	-60695	-522
S to_bottom_of_bottom_flange	in ³	326	632	575	429
S to_middepth_of_slab			-4360	-1525	-289
S to_cg_of_reinforcement					-289

Year	AASHTO Article	Perf Ratio	Description
10	6.10.3.2.1	0.694	compression_flange_nominal_yielding_constructibility
10	6.10.3.2.1	0.761	compression_flange_local_buckling_constructibility
10	6.10.3.2.1	0.942	compression_flange_lateral_torsional_buckling_constructibility
10	6.10.3.2.2	0.472	tension_flange_nominal_yielding_constructibility
10	6.10.4.2.2	0.504	top_flange_service_limit_state_permanent_deflections_positive_flexure
10	6.10.4.2.2	0.987	bottom_flange_service_limit_state_permanent_deflections_positive_flexure
10	6.10.7.1.2	0.767	flexure_compact_composite_positive_flexure
10	6.10.7.3	0.249	flexure_composite_positive_flexure_ductility
10	6.10.2.2-1	0.933	top_flange_b_divide_by_2_times_t_less_than_equal_12.0
10	6.10.2.2-2	0.238	top_flange_b_greater_than_equal_d_divide_by_6
10	6.10.2.2-3	0.880	top_flange_t_greater_than_equal_1.1_times_tw
10	6.10.2.2-1	0.667	bottom_flange_b_divide_by_2_times_t_less_than_equal_12.0
10	6.10.2.2-2	0.208	bottom_flange_b_greater_than_equal_d_divide_by_6
10	6.10.2.2-3	0.550	bottom_flange_t_greater_than_equal_1.1_times_tw
10	6.10.9.3.2	0.233	nominal_shear_resistance_of_stiffened_web_interior_panel
10	6.6.1.2	0.719	fatigue_i_bottom_flange_base_metal_cat_b
10	6.6.1.2	0.691	fatigue_i_bottom_flange_divide_by_web_fillet_weld_cat_b
10	6.6.1.2	0.829	fatigue_i_trans_stiff_weld_near_bottom_flange_cat_c_prime
10	6.6.1.2	0.922	fatigue_i_conn_pl_at_bot_flange_welded_cat_c_prime

SECTION at Span 1, 66.7 Percent (33.33 ft) - [right side checked]

Unfactored Moments (kips) -	DL1:	455.9	DL2:	111.1
	DW:	58.3		
	+LL:	903.0	-LL:	0.0
	+ftg:	371.0	-ftg:	0.0

Unfactored Shears (kips) -	DL1:	-13.7	DL2:	-3.3
	DW:	-1.7		
	+LL:	23.7	-LL:	-59.1

Factored Stresses (ksi) -

	DC LF	DW LF	Top Flange	Bottom Flange	Slab	Reinf	Flexure
STRENGTH_I	1.25	1.50	-25.58	61.49	-0.63	-6.21	positive
SERVICE_II	1.00	1.00	-20.78	47.04	-0.47	-4.63	positive
FATIGUE_I	1.00	1.00	-24.91	22.61	-0.06	-1.35	negative
FATIGUE_I	1.00	1.00	-22.95	34.19	-0.25	-2.91	positive
FATIGUE_II	1.00	1.00	-24.91	22.61	-0.06	-1.35	negative
FATIGUE_II	1.00	1.00	-23.93	28.40	-0.16	-2.13	positive
CONSTRUCTION	1.25	0.00	-31.19	23.39	0.00	0.00	positive

Detailed Information -

		Rh	Rb	Dc (in)	My (kips-ft)	Mu (kips-ft)	Vu, max (kips)
STRENGTH_I	(positive)	1.000	1.000	5.7	1824.6	2376.5	127.3
SERVICE_II	(positive)	1.000	1.000	6.0	1941.3	1799.2	95.6
FATIGUE_I	(positive)	1.000	1.000	8.1	1941.3	1181.8	107.4
FATIGUE_II	(positive)	1.000	1.000	9.3	1941.3	903.5	63.1
CONSTRUCTION	(positive)	1.000	1.000	11.7	1393.3	569.8	21.2

Legend:

Rh = Hybrid factor

Rb = Web load-shedding factor

Dc = Depth of web in compression

My = Yield moment

Mu = Total factored moment

Vu, max = Maximum total factored shear (NOTE: this value does not depend on the flexure of the section)

Property	Unit	Plate	Plate+nSlab	Plate+3nSlab	Plate+Rebar
moment_of_inertia	in ⁴	2709	15000	11423	4820
neutral_axis_from_bottom_of_beam	in	9.27	26.02	21.89	12.45
S to_top_of_top_flange	in ³	-219	3416	42515	-525
S to_bottom_of_bottom_flange	in ³	292	577	522	387
S to_middepth_of_slab			-4305	-1502	-283
S to_cg_of_reinforcement					-283

Year	AASHTO Article	Perf Ratio	Description
10	6.10.3.2.1	0.624	compression_flange_nominal_yielding_constructibility
10	6.10.3.2.1	0.684	compression_flange_local_buckling_constructibility
10	6.10.3.2.1	0.847	compression_flange_lateral_torsional_buckling_constructibility
10	6.10.3.2.2	0.468	tension_flange_nominal_yielding_constructibility
10	6.10.4.2.2	0.438	top_flange_service_limit_state_permanent_deflections_positive_flexure
10	6.10.4.2.2	0.990	bottom_flange_service_limit_state_permanent_deflections_positive_flexure
10	6.10.7.1.2	0.755	flexure_compact_composite_positive_flexure
10	6.10.7.3	0.234	flexure_composite_positive_flexure_ductility
10	6.10.2.2-1	0.933	top_flange_b_divide_by_2_times_t_less_than_equal_12.0
10	6.10.2.2-2	0.238	top_flange_b_greater_than_equal_d_divide_by_6
10	6.10.2.2-3	0.880	top_flange_t_greater_than_equal_1.1_times_tw
10	6.10.2.2-1	0.583	bottom_flange_b_divide_by_2_times_t_less_than_equal_12.0
10	6.10.2.2-2	0.238	bottom_flange_b_greater_than_equal_d_divide_by_6
10	6.10.2.2-3	0.550	bottom_flange_t_greater_than_equal_1.1_times_tw
10	6.10.9.3.2	0.439	nominal_shear_resistance_of_stiffened_web_interior_panel
10	6.10.5.3	0.179	special_fatigue_requirement_for_webs
10	6.6.1.2	0.724	fatigue_i_bottom_flange_splice_cat_b
10	6.6.1.2	0.696	fatigue_i_bottom_flange_divide_by_web_fillet_weld_cat_b
10	6.6.1.2	0.835	fatigue_i_trans_stiff_weld_near_bottom_flange_cat_c_prime
10	6.6.1.2	0.928	fatigue_i_conn_pl_at_bot_flange_welded_cat_c_prime
10	6.10.3.2.1	0.624	compression_flange_nominal_yielding_constructibility
10	6.10.3.2.1	0.684	compression_flange_local_buckling_constructibility
10	6.10.3.2.1	0.847	compression_flange_lateral_torsional_buckling_constructibility
10	6.10.3.2.2	0.468	tension_flange_nominal_yielding_constructibility
10	6.10.4.2.2	0.438	top_flange_service_limit_state_permanent_deflections_positive_flexure
10	6.10.4.2.2	0.990	bottom_flange_service_limit_state_permanent_deflections_positive_flexure

10	6.10.7.1.2	0.755	flexure_compact_composite_positive_flexure
10	6.10.7.3	0.234	flexure_composite_positive_flexure_ductility
10	6.10.2.2-1	0.933	top_flange_b_divide_by_2_times_t_less_than_equal_12.0
10	6.10.2.2-2	0.238	top_flange_b_greater_than_equal_d_divide_by_6
10	6.10.2.2-3	0.880	top_flange_t_greater_than_equal_1.1_times_tw
10	6.10.2.2-1	0.583	bottom_flange_b_divide_by_2_times_t_less_than_equal_12.0
10	6.10.2.2-2	0.238	bottom_flange_b_greater_than_equal_d_divide_by_6
10	6.10.2.2-3	0.550	bottom_flange_t_greater_than_equal_1.1_times_tw
10	6.10.9.3.2	0.439	nominal_shear_resistance_of_stiffened_web_interior_panel
10	6.10.5.3	0.179	special_fatigue_requirement_for_webs
10	6.6.1.2	0.724	fatigue_i_bottom_flange_base_metal_cat_b
10	6.6.1.2	0.696	fatigue_i_bottom_flange_divide_by_web_fillet_weld_cat_b
10	6.6.1.2	0.835	fatigue_i_trans_stiff_weld_near_bottom_flange_cat_c_prime
10	6.6.1.2	0.928	fatigue_i_conn_pl_at_bot_flange_welded_cat_c_prime

SECTION at Span 1, 98.0 Percent (49.00 ft) - [no plate change]

Unfactored Moments (kips) -	DL1:	40.2	DL2:	9.8
	DW:	5.1		
	+LL:	87.1	-LL:	0.0
	+ftg:	39.9	-ftg:	0.0

Unfactored Shears (kips) -	DL1:	-39.4	DL2:	-9.6
	DW:	-5.0		
	+LL:	0.8	-LL:	-101.7

Factored Stresses (ksi) -

	DC LF	DW LF	Top Flange	Bottom Flange	Slab	Reinf	Flexure
STRENGTH_I	1.25	1.50	-2.21	5.69	-0.06	-0.58	positive
SERVICE_II	1.00	1.00	-1.80	4.35	-0.04	-0.43	positive
FATIGUE_I	1.00	1.00	-2.19	1.99	-0.01	-0.12	negative
FATIGUE_I	1.00	1.00	-1.98	3.24	-0.03	-0.29	positive
FATIGUE_II	1.00	1.00	-2.19	1.99	-0.01	-0.12	negative
FATIGUE_II	1.00	1.00	-2.09	2.61	-0.02	-0.20	positive
CONSTRUCTION	1.25	0.00	-2.75	2.06	0.00	0.00	positive

Detailed Information -

		Rh	Rb	Dc (in)	My (kips-ft)	Mu (kips-ft)	Vu, max (kips)
STRENGTH_I	(positive)	1.000	1.000	5.4	2351.4	222.6	246.8
SERVICE_II	(positive)	1.000	1.000	5.7	2361.7	168.3	186.2
FATIGUE_I	(positive)	1.000	1.000	7.6	2361.7	114.9	206.6
FATIGUE_II	(positive)	1.000	1.000	9.0	2361.7	85.0	130.3
CONSTRUCTION	(positive)	1.000	1.000	11.7	1596.5	50.2	61.2

Legend:

Rh = Hybrid factor

Rb = Web load-shedding factor

Dc = Depth of web in compression

My = Yield moment

Mu = Total factored moment

V_u, \max = Maximum total factored shear (NOTE: this value does not depend on the flexure of the section)

Property	Unit	Plate	Plate+nSlab	Plate+3nSlab	Plate+Rebar
moment_of_inertia	in ⁴	2709	15000	11423	4820
neutral_axis_from_bottom_of_beam	in	9.27	26.02	21.89	12.45
S to_top_of_top_flange	in ³	-219	3416	42515	-525
S to_bottom_of_bottom_flange	in ³	292	577	522	387
S to_middepth_of_slab			-4305	-1502	-283
S to_cg_of_reinforcement					-283

Year	AASHTO Article	Perf Ratio	Description
10	6.10.7.3	0.234	flexure_composite_positive_flexure_ductility
10	6.10.2.2-1	0.933	top_flange_b_divide_by_2_times_t_less_than_equal_12.0
10	6.10.2.2-2	0.238	top_flange_b_greater_than_equal_d_divide_by_6
10	6.10.2.2-3	0.880	top_flange_t_greater_than_equal_1.1_times_tw
10	6.10.2.2-1	0.583	bottom_flange_b_divide_by_2_times_t_less_than_equal_12.0
10	6.10.2.2-2	0.238	bottom_flange_b_greater_than_equal_d_divide_by_6
10	6.10.2.2-3	0.550	bottom_flange_t_greater_than_equal_1.1_times_tw
10	6.10.9.3.2	0.851	nominal_shear_resistance_of_stiffened_web_interior_panel
10	6.10.3.3	0.170	shear_constructibility
10	6.10.5.3	0.395	special_fatigue_requirement_for_webs

SECTION at Span 1, 100.0 Percent (50.00 ft) - [field splice location, no plate change]

Unfactored Shears (kips) -	DL1:	-41.0	DL2:	-10.0
	DW:	-5.2		
	+LL:	0.0	-LL:	-104.6

Year	AASHTO Article	Perf Ratio	Description
10	6.10.9.2	0.878	nominal_shear_resistance_of_unstiffened_web
10	6.10.9.2	0.878	nominal_shear_resistance_of_unstiffened_web

The Maximum Performance Ratio for Cycle 1 is 0.990

The Design for Cycle 1 is acceptable.

Steel Plate Weight per I-Girder = 2.840 tons
(Excluding Bearing and Transverse Stiffeners)

BILL OF MATERIALS [↑](#)

WEB TRANSVERSE STIFFENER DESIGN

SPAN 1 [Web Section 1](#)

Number of T.S.: 0

SPAN 1 [Web Section 2](#)

Number of T.S.: 0

SPAN 1 [Web Section 3](#)

Number of T.S.: 0

TRANSVERSE STIFFENER TOTALS FOR ONE GIRDER

Number of Web T.S.: 0

BEARING STIFFENER DESIGN

(Bearing stiffeners are in pairs)

Support Number	Width (in)	Thickness (in)
abutment 1	6.250	0.563
abutment 2	6.250	0.563

NOTE: Bearing Stiffeners are Designed to LRFD Provisions - AASHTO Article 6.10.11.2

BEARING STIFFENER TOTALS FOR ONE GIRDER

Weight of bearing stiff: 0.040 tons

Yield Strength of brg stif: 50.000 ksi

WEB, FLANGE, LONGITUDINAL-STIFFENER DESIGN

SPAN 1

Component	Range (ft)	Yield Strength (ksi)	Approx Weight (tons)	Length (ft)	Thickness (in)	Width (in)
web	16.66	50.0	0.28	16.660	0.5000	20.00
web	33.33	50.0	0.28	16.670	0.5000	20.00
web	50.00	50.0	0.28	16.670	0.5000	20.00
top flange	16.67	50.0	0.25	16.666	0.6250	14.00
top flange	33.33	50.0	0.25	16.667	0.6250	14.00
top flange	50.00	50.0	0.25	16.667	0.6250	14.00
bottom flange	16.66	50.0	0.40	16.660	1.0000	14.00
bottom flange	33.33	50.0	0.45	16.670	1.0000	16.00
bottom flange	50.00	50.0	0.40	16.670	1.0000	14.00

NOTE: AASHTO Article C6.11.11.2 suggests using flange transverse stiffeners if 2 or more flange longitudinal stiffeners are used. Flange transverse stiffeners are NOT included in LRFD_SIMON.

TOTAL TONNAGE SUMMARY

Web, Flanges, L.S.: 2.84 tons
 Transverse Stiffeners: 0.00 tons
 Bearing Stiffeners: 0.04 tons

Total (One Girder): 2.88 tons

Bridge Total (Girder Wgt x # of Girders): 8.64 tons

COST INDICATORS ↑

Assumed Unit Costs

Fy: 36 42 50 70 90-100 Ksi
 Cost: 600.00 600.00 600.00 600.00 600.00 \$/tons

Assumed Fabrication Factors

Web: 1.00
 Flanges: 1.00
 Web L.S.: 1.00

Web T.S.: 1.00
 Flange Tees: 1.00

ESTIMATED GIRDER COST (\$)

Span	Web	Flanges	Web L.S.	Web T.S.	Flange Tees	Totals
1	510	1195	0	0	0	1706
Bearing stiffeners						24
Totals	510	1195	0	0	0	
Girder Cost						1730
Total Estimated Bridge Cost						5189

Pretensado

Figura	Tipo	b	H	Ai	yi	xi	yi ² *Ai	xi ² *Ai	Ix	Iy	d=(yi-ybar)	d ² *Ai	d=(xi-xbar)	d ² *Ai			
1	Rectangulo	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.525	0	0	0			
2	Rectangulo	0.65	0.2	0.13	0.1	0	0.013	0	0.00043333	0.00457708	-0.425	0.02348125	0	0			
3	Triangulo	0	0	0	0.2	0.15	0	0	0	0	-0.325	0	0.15	0			
4	Rectangulo	0	0	0	0.2	0.15	0	0	0	0	-0.325	0	0.15	0			
5	Triangulo	0.15	0.15	0.01125	0.25	0.2	0.0028125	0.00225	1.4063E-05	1.4063E-05	-0.275	0.00085078	0.2	0.00045			
6	Rectangulo	0.3	0.65	0.195	0.525	0	0.102375	0	0.0068563	0.0014625	0	0	0	0			
7	Triangulo	0	0	0	0.2	-0.15	0	0	0	0	-0.325	0	-0.15	0			
8	Triangulo	0	0	0	0.2	-0.15	0	0	0	0	-0.325	0	-0.15	0			
9	Triangulo	0.15	0.15	0.01125	0.25	-0.2	0.0028125	-0.00225	1.4063E-05	1.4063E-05	-0.275	0.00085078	-0.2	0.00045			
10	Triangulo	0.15	0.15	0.01125	0.8	0.2	0.009	0.00225	1.4063E-05	1.4063E-05	0.275	0.00085078	0.2	0.00045			
11	Triangulo	0.15	0.15	0.01125	0.8	-0.2	0.009	-0.00225	1.4063E-05	1.4063E-05	0.275	0.00085078	-0.2	0.00045			
12	Rectangulo	0.65	0.2	0.13	0.95	0	0.1235	0	0.00043333	0.00457708	0.425	0.02348125	0	0			
Suma											0.5	0.2625	0	0.00778554	0.01067292	0.05036563	0.0018

ybar	hs	0.525
	hi	0.525
A		0.500
Ixx		0.05815417
Iyy		0.01247292

1.05
0.177

xbar	hs	0
	hi	0

hs	20.67	in
hi	20.67	in
A	775.00	in ²
S sup	6759.60	in ³
S inf	6759.60	in ³
Ixx	139716.25	in ⁴
Iyy	29966.37	in ⁴

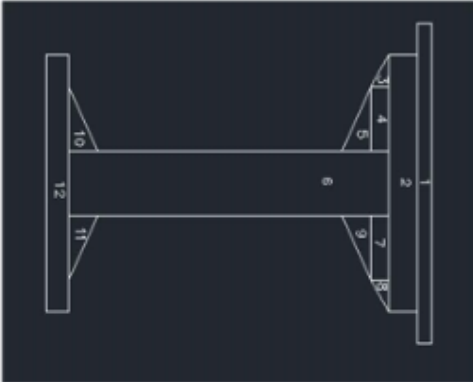


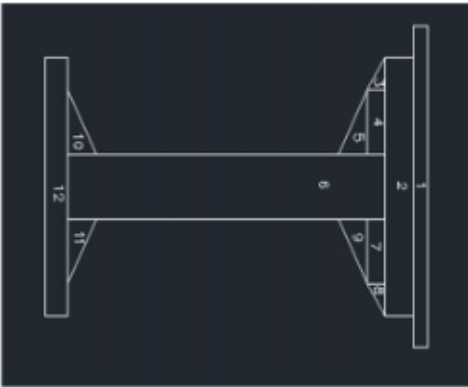
Figura	Tipo	b	H	Ai	yi	xi	yi ² Ai	xi ² Ai	ix	iy	d=(yi-ybar)	d ² *Ai	d=(xi-xbar)	d ² *Ai
1	Rectangulo	2.5908	0.2286	0.59225688	0.1143	1.2954	0.0676496	0.76720956	0.00257918	0.33128109	-0.29265094	0.05072359	0	0
2	Rectangulo	0.65	0.2	0.13	0.3286	1.2954	0.042718	0.168402	0.00043333	0.00457708	-0.07835094	0.00079805	0	0
3	Triangulo	0	0	0	0.4286	1.4454	0	0	0	0	0.02164906	0	0.15	0
4	Rectangulo	0	0	0	0.4286	1.4454	0	0	0	0	0.02164906	0	0.15	0
5	Triangulo	0.15	0.15	0.01125	0.4786	1.4954	0.00558425	0.01682325	1.4053E-05	1.4053E-05	0.07164906	5.7753E-05	0.2	0.00045
6	Rectangulo	0.3	0.65	0.195	0.7536	1.2954	0.146952	0.252603	0.00666563	0.0014623	0.34664906	0.02542329	0	0
7	Rectangulo	0	0	0	0.4286	1.1454	0	0	0	0	0.02164906	0	-0.15	0
8	Triangulo	0	0	0	0.4286	1.1454	0	0	0	0	0.02164906	0	-0.15	0
9	Triangulo	0.15	0.15	0.01125	0.4786	1.0954	0.00558425	0.01332325	1.4053E-05	1.4053E-05	0.07164906	5.7753E-05	-0.2	0.00045
10	Triangulo	0.15	0.15	0.01125	1.0286	1.4954	0.01157175	0.01682325	1.4053E-05	1.4053E-05	0.62164906	0.00434754	0.2	0.00045
11	Triangulo	0.15	0.15	0.01125	1.0286	1.0954	0.01157175	0.01332325	1.4053E-05	1.4053E-05	0.62164906	0.00434754	-0.2	0.00045
12	Rectangulo	0.65	0.2	0.13	1.1786	1.2954	0.152218	0.168402	0.00043333	0.00457708	0.77164906	0.0774075	0	0
Suma				1.09225688			0.44449496	1.41490956	0.01056772	0.34195401		0.161172		0.0018

ybar	hs	hi
	0.41	0.87
	1.092	1.228
ixx	0.17153972	
iyy	0.34375401	
hcx	0.18	

xbar	hs
	1.2954

8.25

hs	16.02 in
hi	34.32 in
A	1693.00 in ²
S _{sup}	25723.03 in ³
S _{inf}	12009.44 in ³
ixx	412126.72 in ⁴
iyy	825874.09 in ⁴



Datos de la Viga	
L	15.24 m
DCL inicial	1.3 T/m
DCL add	1.5398799 T/m
P	0.8

Seccion Transversal Etapa I	
h _s	0.5250 m
h _i	0.5250 m
A	0.5000 m ²
I _{xx}	0.0582 m ⁴
I _{yy}	0.0125 m ⁴

Datos de límites Etapa I	
f _c	5000 T/m ²
f _{cAD}	2000 T/m ²
F _{AD}	150 T/m ²
f _{cAD*}	2000 T/m ²
F _{AD*}	180 T/m ²

Momentos Etapa I	
M _g	37.74186 Tm
M1	44.7057525 Tm
M2	0 Tm
M _{c1}	82.4476125 Tm
M _{c2}	37.74186 Tm

Condiciones Necesarias	
403.594375 <=	2150
403.594375 <=	2150

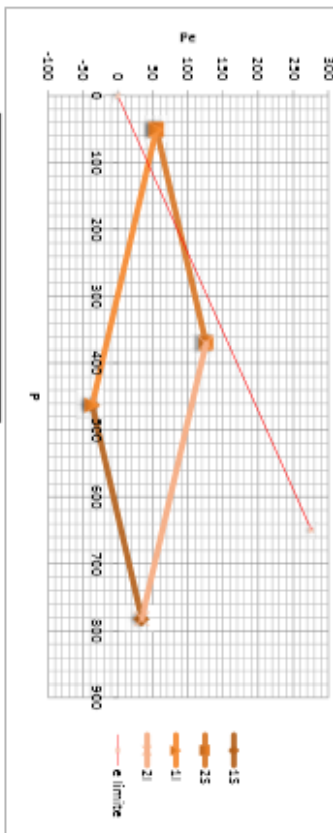
Condiciones Necesarias Cable Recto	
744.314622 <=	2150
744.314622 <=	2150

Condiciones Fundamentales						
#	A	B	C	x=P	y=P _e	y=D-E _x
15		-2	9.02772802	-1.25568538	-139.09207	-139.09207
25		-2	9.02772802	392.578598	43.485869	43.485869
21		-2	-9.02772802	-594.314622	65.8321363	65.8321363
21		-2	-9.02772802	-1872.5786	207.425234	207.425234

Ubicación de intersecciones			
Punto	P	P _e	e
A	462.5	-36.6299669	-0.07949993
B	782.055994	34.166582	0.04568759
C	50.434006	54.6590026	1.08377277
D	370	125.455551	0.33908996

Tabla Para Graficar			
P	P _e	PE	15
x	462.5	-36.6299669	
x	782.055994	34.166582	
x	50.434006	54.6590026	
x	370	125.455551	
x	50.434006	54.6590026	
x	462.5	-36.6299669	
x	370	125.455551	
x	782.055994	34.166582	

Etapa I Condiciones Fundamentales



Ecuacion de limite de excentricidad			
P	P _e	e	
0	0	0	
650	276.25	0.4250	

Datos de la Viga	
L	15.24 m
DC1	2.88986789 T/m
DC2-DW+LL	6.95153551 T/m
P	0.8

Seccion Transversal Etapa I	
hs	0.5250 m
hi	0.5250 m
A	0.5000 m ²
ixx	0.0582 m ⁴
iyx	0.0125 m ⁴

Seccion Transversal Etapa II	
hs	0.40695094 m
hi	0.87184906 m
A	1.09225688 m ²
ixx	0.17153972 m ⁴
iyx	0.34375401 m ⁴
hs*	0.17855094 m

Datos de limites Etapa II	
Fc	5000 T/m ²
fCAD	2000 T/m ²
fRAD	0 T/m ²

Momentos Etapa II	
Mg	82.4476125 Tm
M1	201.818369 Tm
M2	0 Tm
Mc1	284.265982 Tm
Mc2	82.4476125 Tm

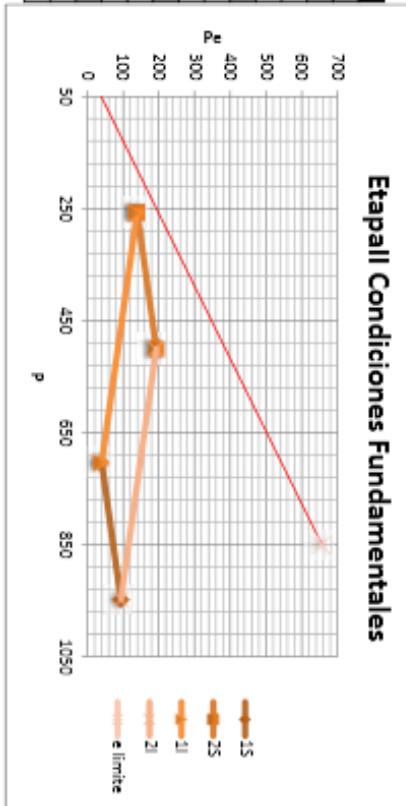
Condiciones Necesarias	
1821.96135 <=	2000
1821.96135 <=	2000

Condiciones Necesarias Cable Recto	
2566.27597 <=	2000
2566.27597 <=	2000

Condiciones Fundamentales					
#	Ax+By=C			y=pe	
	A	B	C	x=p	y=D+Ex
15		9.02772802	-1045.85353	-115.84903	0.22153968
25		9.02772802	744.314622	82.4476125	0.22153968
11		-9.02772802	-4769.81935	196.042609	-0.22153968
21		-9.02772802	-2744.51462	303.987295	-0.22153968

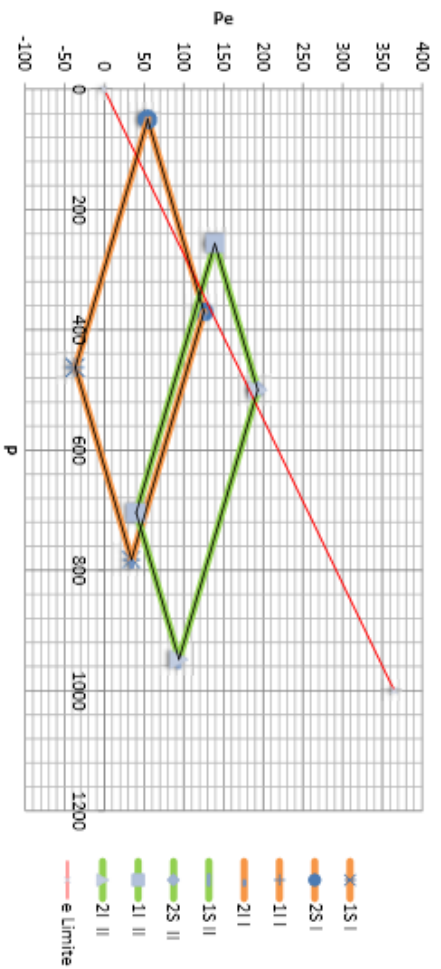
Ubicacion de intersecciones			
Punto	P	Pe	e
A	703.918222	40.0967895	0.056985228
B	947.542039	94.0691326	0.0992277
C	256.376183	139.245111	0.5432811
D	500	193.217454	0.38643491

Tabla Para Graficar			
P	Pe	1S	15
703.918222	40.0967895	X	1S
947.542039	94.0691326	X	15
256.376183	139.245111	X	2S
500	193.217454	X	2S
256.376183	139.245111	X	2S
703.918222	40.0967895	X	1S
947.542039	94.0691326	X	15



Ecuacion de limite de excentricidad			
P	Pe	e	
0	0		
850	655.901703	0.7716	

Paralelogramo de Condiciones Fundamentales

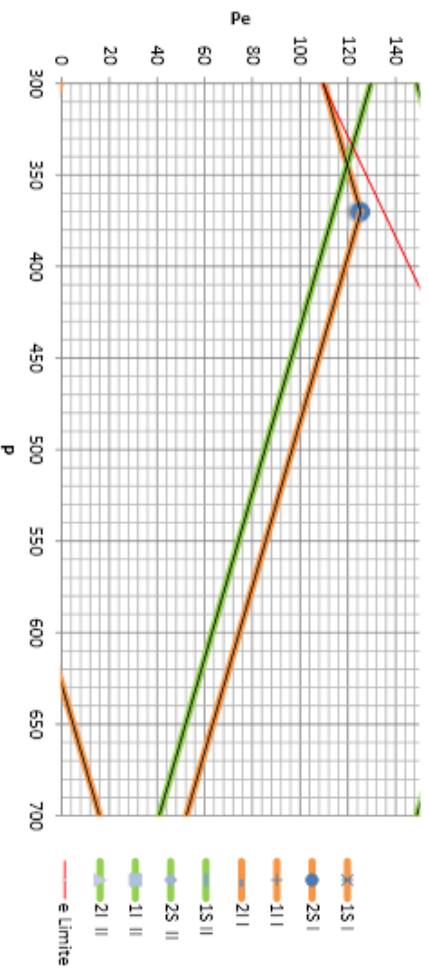


Condiciones necesarias vigas compuestas			
1	471.736024	<=	2144
2	471.736024	<=	1750
3	209.8318446	<=	2000
4	1025.504733	<=	2000
5	681.5678686	<=	2144
6	1497.240757	<=	1600

Ecuacion de limite de excentricidad				y=D+Ex	
P	Pe	e	D	E	
0	0		0	0.3650	
1000	365	0.3650			

P min				
	P	Pe	e	
menor a e lim	344.3102	119.7642	0.3478	
mayor a e lim	334.2359	121.9961	0.3650	

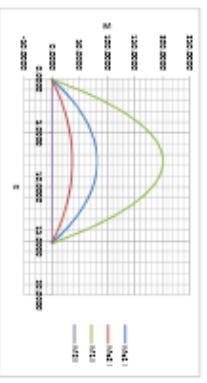
Paralelogramo de Condiciones Fundamentales



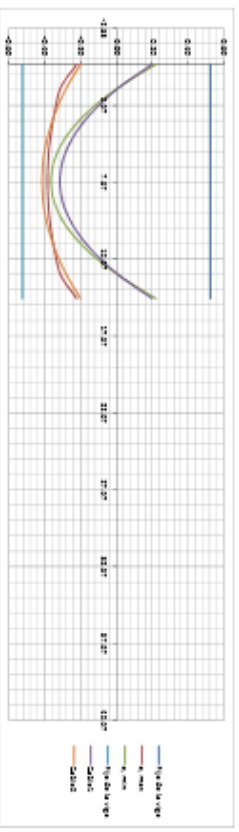
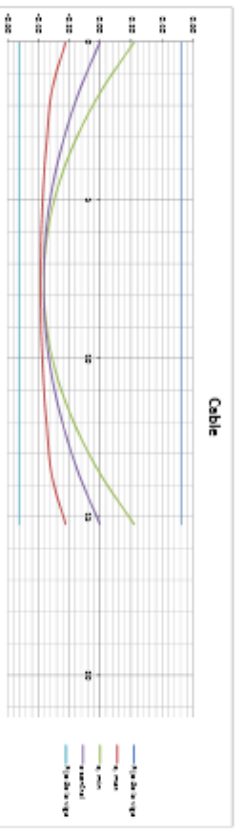
Revisi		No		Konten		Konten		Konten		Konten	
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7
8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9
10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10

Revisi		No		Konten		Konten		Konten		Konten	
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7
8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9
10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10

Revisi		No		Konten		Konten		Konten		Konten	
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7
8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9
10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10



No		Konten		Konten	
1	1	1	1	1	1
2	2	2	2	2	2



Hormigón Armado

Diseño Hormigón Armado

Puente 50 ft

Carlos Bustamante
11/30/2014

Diseño 50 en Hormigón armado

Material

$$f_c := 5 \text{ ksi} \quad \beta_1 := 0.85 - 0.05 \cdot \frac{f_c - 28 \text{ MPa}}{7 \text{ MPa}} = 0.804 \quad \rho := 0.019 \quad E_s := 29000 \text{ ksi}$$

$$f_y := 60 \text{ ksi}$$

Dimensiones

$$L_w := 50 \text{ ft}$$

Etapa 1

$$b_1 := 24 \text{ in} = 2 \text{ ft}$$

$$h_1 := 56 \text{ in} = 1.422 \text{ m}$$

$$d_1 := h_1 - 5 \text{ in} = 51 \text{ in}$$

$$d_{c1} := 4 \text{ in}$$

Etapa 2

$$b_s := 8.5 \text{ ft}$$

$$h_s := 9 \text{ in}$$

$$d_2 := d_1 + 9 \text{ in} = 60 \text{ in}$$

$$d_{c2} := \frac{\left(\frac{h_s}{2} + d_{c1} + h_s\right)}{2} = 8.75 \text{ in}$$

Acero de Refuerzo

Etapa 1

$$A_{st1min} := \rho \cdot b_1 \cdot d_1 = 23.256 \text{ in}^2$$

$$N_t := 10$$

$$A_{st1} := N_t \cdot 1.27 \text{ in}^2 = 12.7 \text{ in}^2 \quad \rho_{real} := \frac{A_{st1}}{b_1 \cdot d_1} = 0.010376$$

$$N_{bflr} := \frac{(b_1 - 2.5 \text{ in} \cdot 2)}{1.27 \text{ in} + 1 \text{ in}} = 8.37 \quad N_{bflr} := 8$$

$$N_{filas} := \frac{N_t}{N_{bflr}} = 1.25 \quad N_{ft} := 2$$

$$d_{1max} := h_1 - \left[2 \text{ in} + 0.5 \text{ in} + \frac{[(1.27 \text{ in} + 1 \text{ in}) \cdot N_{ft} - 1 \text{ in}]}{2} \right] = 51.73 \text{ in}$$

$$d_{c1min} := 2 \text{ in} + 0.5 \text{ in} + \frac{[(1.128 \text{ in} + 1 \text{ in}) \cdot N_{fc1} - 1 \text{ in}]}{2} = 3.064 \text{ in}$$

$$A_{scmin} := \frac{A_{st1min}}{2} = 11.628 \text{ in}^2$$

$$N_c := 6$$

$$A_{sc1} := N_c \cdot 1 \text{ in}^2 = 6 \text{ in}^2$$

$$N_{filasc} := \frac{N_c}{N_{bflr}} = 0.75 \quad N_{fc1} := 1$$

Etapa 2

$$A_{st2} := A_{st1} = 12.7 \text{ in}^2$$

$$d_2 := 60 \text{ in}$$

$$d_{c2} := 8.75 \text{ in}$$

$$A_{stb} := (0.2 + 0.31) \cdot \frac{\text{in}^2}{\text{ft}} \cdot b_s = 4.335 \text{ in}^2$$

$$A_{sc2} := A_{sc1} + A_{stb} = 10.335 \text{ in}^2$$

Caso A

Acero en tensión y compresión supera límite de fluencia

$$f_{st} := f_y = 60 \text{ ksi}$$

$$f_{sc} := f_y = 60 \text{ ksi}$$

Ecuacion de equilibrio

$$A_{st} \cdot f_{st} - A_{sc} \cdot f_{sc} - 0.85 f_c \cdot b \cdot (\beta_1 \cdot C_{na}) = 0$$

Etapa 1

$$F_{A1}(C_1) := A_{st1} \cdot f_{st} - A_{sc1} \cdot f_{sc} - 0.85 \cdot f_c \cdot b_1 \cdot \beta_1 \cdot C_1$$

$$C_1 := 9 \cdot \text{in} \quad C_{1A} := \text{root}(F_{A1}(C_1), C_1) = 4.903 \cdot \text{in}$$

Verificacion de estres

$$\text{Tension} \quad \epsilon_y = 0.00207$$

$$\epsilon_{st1A} := \frac{(d_1 - C_{1A})}{C_{1A}} \cdot 0.003 = 0.0282$$

$$\epsilon_{st} > \epsilon_y \quad \text{Existe Fluencia}$$

Compresion

$$\epsilon_{sc1A} := \frac{(C_{1A} - d_{c1})}{C_{1A}} \cdot 0.003 = 0.00055$$

$$\epsilon_{sc} > \epsilon_y \quad \text{NO Existe Fluencia}$$

Calculo del Momento

$$M_{n1A} := A_{sc1} \cdot E_s \cdot \epsilon_{sc1A} \cdot \left(\frac{\beta_1 \cdot C_{1A}}{2} - d_{c1} \right) + A_{st1} \cdot f_y \cdot \left(d_1 - \frac{\beta_1 \cdot C_{1A}}{2} \right) = 3097.103 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad \phi := 0.9$$

Momento Ultimo

$$M_{TB} := \left[\frac{1.1434 \left(\frac{\text{kip}}{\text{ft}} \right) \cdot L^2}{8} \right] = 357.312 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad M_{DC1sw} := \left[\frac{b_1 \cdot h_1 \cdot \left[0.15 \left(\frac{\text{kip}}{\text{ft}^3} \right) \right] \cdot (L^2)}{8} \right] = 437.5 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{u1} := M_{TB} \cdot 1 + M_{DC1sw} \cdot 1 = 794.812 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi \cdot M_{n1A} = 2787.392 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

Etapa 2

$$C_2 := 9 \cdot \text{in}$$

$$F_{A2a}(C_2) := A_{st2} \cdot f_{st} - A_{sc1} \cdot f_{sc} - A_{stb} \cdot f_{sc} - 0.85 \cdot f_c \cdot b_s \cdot \beta_1 \cdot C_2$$

$$C_{2Aa} := \text{root}(F_{A2a}(C_2), C_2) = 0.407 \cdot \text{in} \quad h_s = 9 \cdot \text{in}$$

$$F_{A2b}(C_2) := A_{st2} \cdot f_{st} - A_{sc1} \cdot f_{sc} - A_{stb} \cdot f_{sc} - 0.85 \cdot f_c \cdot b_1 \cdot \beta_1 \cdot (C_2 - h_s) - 0.85 \cdot f_c \cdot b_s \cdot \beta_1 \cdot h_s$$

$$C_{2Ab} := \text{root}(F_{A2b}(C_2), C_2) = -27.519 \cdot \text{in}$$

$$C_{2A} := \max(C_{2Aa}, C_{2Ab}) = 0.407 \cdot \text{in}$$

Verificacion de estres

$$\text{Tension} \quad \epsilon_y = 0.00207$$

$$\epsilon_{st2A} := \frac{(d_2 - C_{2A})}{C_{2A}} \cdot 0.003 = 0.43898$$

$$\epsilon_{st} > \epsilon_y \quad \text{Existe Fluencia}$$

Compresion

$$\epsilon_{sc2A} := \frac{(C_{2A} - 0.5 \cdot h_s)}{C_{2A}} \cdot 0.003 = -0.03015$$

$$\epsilon_{sc} < \epsilon_y \quad \text{NO Existe Fluencia}$$

Cálculo del Momento

$$M_{n2.A} := A_{sc2} \cdot E_s \cdot \epsilon_{sc2A} \left(\frac{\beta_1 \cdot C_{2A}}{2} - d_{c2} \right) + A_{st2} \cdot f_y \left(d_2 - \frac{\beta_1 \cdot C_{2A}}{2} \right) = 10265.122 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad \phi = 0.9$$

Momento Ultimo

$$M_{TB} = 357.312 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad M_{DC1sw} = 437.5 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad M_{LL} := 1113.7 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{DC2} := \frac{\left[0.3 \left(\frac{\text{kip}}{\text{ft}} \right) \cdot L^2 \right]}{8} = 93.75 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad M_{DW} := \frac{\left[0.16 \left(\frac{\text{kip}}{\text{ft}} \right) \cdot L^2 \right]}{8} = 50 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{u2} := M_{TB} \cdot 1.25 + M_{DC1sw} \cdot 1.25 + M_{DC2} \cdot 1.25 + M_{DW} \cdot 1.5 + M_{LL} \cdot 1.75 = 3134.678 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi \cdot M_{n2.A} = 9238.61 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$


 Caso B

Acero en tensión supera límite de fluencia, acero en compresión no

$$f_{st} = 60 \cdot \text{ksi}$$

Ecuación de equilibrio

$$A_{st} \cdot f_{st} - A_{sc} \cdot E_s \cdot \left[\frac{(C_{na} - d_c)}{C_{na}} \cdot 0.003 \right] - 0.85 f_c \cdot b \cdot (\beta_1 \cdot C_{na}) = 0$$

Etapa 1

$$F_{B1}(C_1) := A_{st1} \cdot f_{st} - A_{sc1} \cdot E_s \cdot \left[\frac{(C_1 - d_{c1})}{C_1} \cdot 0.003 \right] - 0.85 f_c \cdot b_1 \cdot (\beta_1 \cdot C_1)$$

$$C_{1B} := \text{root}(F_{B1}(C_1), C_1) = 6.718 \cdot \text{in}$$

Verificación de esfuerzos

Tensión

$$\epsilon_y = 0.00207$$

Compresión

$$\epsilon_{st1B} := \frac{(d_1 - C_{1B})}{C_{1B}} \cdot 0.003 = 0.01977$$

$$\epsilon_{sc1B} := \frac{(C_{1B} - d_{c1})}{C_{1B}} \cdot 0.003 = 0.00121$$

$$\epsilon_{st} > \epsilon_y \quad \text{Existe Fluencia}$$

$$\epsilon_{sc} > \epsilon_y \quad \text{NO Existe Fluencia}$$

Cálculo del Momento

$$M_{n1.B} := A_{sc1} \cdot E_s \cdot \epsilon_{sc1B} \left(\frac{\beta_1 \cdot C_{1B}}{2} - d_{c1} \right) + A_{st1} \cdot f_y \left(d_1 - \frac{\beta_1 \cdot C_{1B}}{2} \right) = 3044.171 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad \phi = 0.9$$

Momento Ultimo

$$M_{u1} = 794.812 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad \phi \cdot M_{n1.B} = 2739.754 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

Etapa 2

$$F_{B2a}(C_2) := A_{st2} \cdot f_{st} - A_{sc1} \cdot E_s \cdot \left[\frac{(C_2 - d_{c2})}{C_2} \cdot 0.003 \right] - A_{stb} \cdot E_s \cdot \left[\frac{(C_2 - 0.5 \cdot h_s)}{C_2} \cdot 0.003 \right] - 0.85 f_c \cdot b_s \cdot \beta_1 \cdot C_2$$

$$C_{2Ba} := \text{root}(F_{B2a}(C_2), C_2) = 4.048 \text{ in}$$

$$F_{B2b}(C_2) := A_{st2} \cdot f_{st} - A_{sc1} \cdot E_s \cdot \left[\frac{(C_2 - d_{c2})}{C_2} \cdot 0.003 \right] - A_{stb} \cdot E_s \cdot \left[\frac{(C_2 - 0.5 \cdot h_s)}{C_2} \cdot 0.003 \right] - 0.85 \cdot f_c \cdot b_s \cdot \beta_1 \cdot h_s - 0.85 \cdot f_c \cdot b_1 \cdot \beta_1 \cdot (C_2 - h_s)$$

$$C_{2Bb} := \text{root}(F_{B2b}(C_2), C_2) = -33.223 \text{ in} \quad h_s = 9 \text{ in}$$

$$C_{2B} := \max(C_{2Ba}, C_{2Bb}) = 4.048 \text{ in}$$

Verificación de estrés

Tension	$\epsilon_y = 0.00207$	Compresion
$\epsilon_{st2B} := \frac{(d_2 - C_{2B})}{C_{2B}} \cdot 0.003 = 0.04147$		$\epsilon_{sc2B} := \frac{(C_{2B} - h_s \cdot 0.5)}{C_{2B}} \cdot 0.003 = -0.00033$
$\epsilon_{st} > \epsilon_y$ Existe Fluencia		$\epsilon_{sc} < \epsilon_y$ NO Existe Fluencia

Calculo del Momento

$$M_{n2Ba} := A_{sc2} \cdot E_s \cdot \epsilon_{sc2B} \cdot \left(\frac{\beta_1 \cdot C_{2B}}{2} - d_{c2} \right) + A_{st2} \cdot f_y \cdot \left(d_2 - \frac{\beta_1 \cdot C_{2B}}{2} \right) = 3766.293 \text{ kip-ft} \quad \phi = 0.9$$

$$M_{n2Bb} := -A_{sc2} \cdot E_s \cdot \epsilon_{sc2B} \cdot \left(d_{c2} - \frac{h_s}{2} \right) + A_{st2} \cdot f_y \cdot \left(d_2 - \frac{h_s}{2} \right) - 0.85 \cdot f_c \cdot b_1 \cdot \beta_1 \cdot (C_{2B} - h_s) \cdot \left(\frac{\beta_1 \cdot C_{2B}}{2} \right) = 3614.845 \text{ kip-ft}$$

Momento Ultimo

$$M_{u2} = 3134.678 \text{ kip-ft} \quad \phi \cdot M_{n2Ba} = 3389.664 \text{ kip-ft}$$



Deformaciones

Calculo de la carga distribuida

$$w_1 := \frac{(M_{u1} \cdot 8)}{L^2} = 2.543 \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad w_{DC2} := \frac{(M_{DC2} \cdot 8)}{L^2} = 0.3 \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad w_{DW} := \frac{(M_{DW} \cdot 8)}{L^2} = 0.16 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$w_{LL} := \frac{(M_{LL} \cdot 8)}{L^2} = 3.564 \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad f_r := 0.2 \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c} = 0.447 \text{ ksi}$$

Calculo de la Inercia

$$I_1 := \frac{(b_1 \cdot h_1^3)}{12} = 351232 \text{ in}^4 \quad I_s := \frac{(b_s \cdot h_s^3)}{12} = 6196.5 \text{ in}^4$$

$$y_b := \frac{\left(h_1 + \frac{h_s}{2} \right) \cdot (b_s \cdot h_s) + \left(\frac{h_1}{2} \right) \cdot (h_1 \cdot b_1)}{(b_s \cdot h_s) + (h_1 \cdot b_1)} = 41.19 \text{ in}$$

$$I_2 := (I_1 + I_s) + \left[(b_s \cdot h_s) \cdot \left(h_1 + \frac{h_s}{2} - y_b \right)^2 + (h_1 \cdot b_1) \cdot \left(\frac{h_1}{2} - y_b \right)^2 \right] = 933552.638 \text{ in}^4$$

$$I_{1cr} := \frac{(b_1 \cdot d_1^3)}{12} = 265302 \cdot \text{in}^4 \quad y_{bcr} := \frac{\left(d_1 + \frac{h_s}{2}\right) \cdot (b_s \cdot h_s) + \left(\frac{d_1}{2}\right) \cdot (d_1 \cdot b_1)}{(b_s \cdot h_s) + (d_1 \cdot b_1)} = 38.357 \cdot \text{in}$$

$$I_{cr} := (I_{1cr} + I_s) + \left[(b_s \cdot h_s) \cdot \left(d_1 + \frac{h_s}{2} - y_{bcr}\right)^2 + (d_1 \cdot b_1) \cdot \left(\frac{d_1}{2} - y_{bcr}\right)^2 \right] = 7.436 \times 10^5 \cdot \text{in}^4$$

$$M_{cr} := f_t \cdot \frac{I_2}{\left[y_b - (h_1 + 9 \cdot \text{in} - d_2)\right]} = 961.365 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad M_a := M_{u2} = 3134.678 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$I_e := \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \cdot I_2 + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_{cr} = 749091.789 \cdot \text{in}^4$$

$$I_{2e} := \min(I_2, I_e) = 749091.789 \cdot \text{in}^4$$

Calculo de la Deformacion

$$E_c := 57000 \sqrt{\text{psi}} \sqrt{f_c} = 4030.509 \cdot \text{ksi}$$

$$\Delta_1 := \frac{-5 \cdot w_1 \cdot 1 \cdot L^4}{384 \cdot E_c \cdot I_1} = -0.253 \cdot \text{in} \quad \text{Solo por un periodo de tiempo corto}$$

$$\Delta_2 := \frac{-5 \cdot (w_1 \cdot 1 + w_{DC2} \cdot 1 + w_{DW} \cdot 1 + w_{LL} \cdot 1.3) \cdot L^4}{384 \cdot E_c \cdot I_{2e}} = -0.356 \cdot \text{in} \quad f_{\Delta} := 3 - 1.2 \cdot \left(\frac{A_{sc2}}{A_{st2}}\right) = 2.023$$

$$\Delta_2 \cdot f_{\Delta} = -0.72 \cdot \text{in}$$

$$\Delta_{per} := \frac{-L}{800} = -0.75 \cdot \text{in}$$



Resumen de diseño

Dimensiones

$$b_1 = 24 \cdot \text{in} \quad b_s = 102 \cdot \text{in}$$

$$h_1 = 56 \cdot \text{in} \quad h_s = 9 \cdot \text{in}$$

Refuerzo

$$A_{st1} = 12.7 \cdot \text{in}^2$$

$$A_{st2} = 12.7 \cdot \text{in}^2$$

$$A_{sc1} = 6 \cdot \text{in}^2$$

$$A_{sc2} = 10.335 \cdot \text{in}^2$$

Momento

$$M_{u1} = 794.812 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi \cdot M_{n1.A} = 2787.392 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi \cdot M_{n1.B} = 2739.754 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{u2} = 3134.678 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi \cdot M_{n2.A} = 9238.61 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi \cdot M_{n2.Ba} = 3389.664 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

Deformaciones

$$\Delta_1 = -0.253 \cdot \text{in}$$

$$\Delta_2 \cdot f_{\Delta} = -0.72 \cdot \text{in}$$

$$\Delta_{per} = -0.75 \cdot \text{in}$$



Diseño 50 en Hormigon armado

seccion de 33.3% + 16.66ft

 Materiales

$$f_c := 5\text{-ksi} \quad \beta_1 := 0.85 - 0.05 \cdot \frac{f_c - 28\text{-MPa}}{7\text{-MPa}} = 0.804 \quad \rho := 0.019 \quad E_s := 29000\text{-ksi}$$

$$f_y := 60\text{-ksi}$$


 Dimensiones

$$L_w := 50\text{-ft}$$

Etapa 1

$$b_1 := 24\text{-in} = 2\text{ ft}$$

$$h_1 := 56\text{-in} = 4.67\text{ m}$$

$$d_1 := h_1 - 5\text{-in} = 51\text{-in}$$

$$d_{c1} := 4\text{-in}$$

$$51\text{-in} = 4.25\text{ ft}$$

Etapa 2

$$b_s := 8.5\text{-ft}$$

$$h_s := 9\text{-in}$$

$$d_2 := d_1 + 9\text{-in} = 60\text{-in}$$

$$d_{c2} := \frac{\left(\frac{h_s}{2} + d_{c1} + h_s\right)}{2} = 8.75\text{-in}$$


 Acero de Refuerzo

Etapa 1

$$A_{st1min} := \rho \cdot b_1 \cdot d_1 = 23.256\text{-in}^2$$

$$N_t := 8$$

$$A_{st1} := N_t \cdot 1.27\text{-in}^2 = 10.16\text{-in}^2 \quad \rho_{real} := \frac{A_{st1}}{b_1 \cdot d_1} = 0.008301$$

$$N_{bfl} := \frac{(b_1 - 2.5\text{-in} \cdot 2)}{1.27\text{-in} + 1\text{-in}} = 8.37 \quad N_{bflr} := 8$$

$$N_{filas} := \frac{N_t}{N_{bflr}} = 1 \quad N_{ft} := 1$$

$$d_{1max} := h_1 - \left[2\text{-in} + 0.5\text{-in} + \frac{[(1.27\text{-in} + 1\text{-in}) \cdot N_{ft} - 1\text{-in}]}{2} \right] = 52.865\text{-in}$$

$$d_{c1min} := 2\text{-in} + 0.5\text{-in} + \frac{[(1.128\text{-in} + 1\text{-in}) \cdot N_{fc1} - 1\text{-in}]}{2} = 3.064\text{-in}$$

$$A_{scmin} := \frac{A_{st1min}}{2} = 11.628\text{-in}^2$$

$$N_c := 6$$

$$A_{sc1} := N_c \cdot 1\text{-in}^2 = 6\text{-in}^2$$

$$N_{filasc} := \frac{N_c}{N_{bflr}} = 0.75 \quad N_{fc1} := 1$$

Etapa 2

$$A_{st2} := A_{st1} = 10.16\text{-in}^2$$

$$d_{c2} = 8.75\text{-in}$$

$$A_{stb} := (0.2 + 0.31) \cdot \frac{\text{in}^2}{\text{ft}} \cdot b_s = 4.335\text{-in}^2$$

$$d_2 = 60\text{-in}$$

$$A_{sc2} := A_{sc1} + A_{stb} = 10.335\text{-in}^2$$


 Caso A

Acero en tension y compresion supera limite de fluencia

$$f_{st} := f_y = 60\text{-ksi}$$

$$f_{sc} := f_y = 60\text{-ksi}$$

Ecuación de equilibrio

$$A_{st} \cdot f_{st} - A_{sc} \cdot f_{sc} - 0.85 f_c \cdot b \cdot (\beta_1 \cdot C_{na}) = 0$$

Etapa 1

$$F_{A1}(C_1) := A_{st1} \cdot f_{st} - A_{sc1} \cdot f_{sc} - 0.85 \cdot f_c \cdot b_1 \cdot \beta_1 \cdot C_1$$

$$C_1 := 9 \text{ in} \quad C_{1A} := \text{root}(F_{A1}(C_1), C_1) = 3.045 \text{ in}$$

Verificación de esfuerzos

Tension

$$\epsilon_y := 0.00207$$

Compresion

$$\epsilon_{st1A} := \frac{(d_1 - C_{1A})}{C_{1A}} \cdot 0.003 = 0.04725$$

$$\epsilon_{sc1A} := \frac{(C_{1A} - d_{c1})}{C_{1A}} \cdot 0.003 = -0.00094$$

$$\epsilon_{st} > \epsilon_y \quad \text{Existe Fluencia}$$

$$\epsilon_{sc} > \epsilon_y \quad \text{NO Existe Fluencia}$$

Cálculo del Momento

$$M_{n1A} := A_{sc1} \cdot E_s \cdot \epsilon_{sc1A} \cdot \left(\frac{\beta_1 \cdot C_{1A}}{2} - d_{c1} \right) + A_{st1} \cdot f_y \cdot \left(d_1 - \frac{\beta_1 \cdot C_{1A}}{2} \right) = 2566.549 \text{ kip-ft} \quad \phi := 0.9$$

Momento Último

$$M_{TB} := \left[\frac{1.1434 \left(\frac{\text{kip}}{\text{ft}} \right) \cdot L^2}{8} \right] \cdot 0.88884 = 317.594 \text{ kip-ft} \quad M_{DC1sw} := \left[\frac{b_1 \cdot h_1 \cdot \left[0.15 \left(\frac{\text{kip}}{\text{ft}^3} \right) \right] \cdot (L^2)}{8} \right] \cdot 0.88884 = 388.867 \text{ kip-ft}$$

$$M_{u1} := M_{TB} + M_{DC1sw} = 706.461 \text{ kip-ft}$$

$$\phi \cdot M_{n1A} = 2309.894 \text{ kip-ft}$$

Etapa 2

$$C_2 := 9 \text{ in}$$

$$F_{A2a}(C_2) := A_{st2} \cdot f_{st} - A_{sc1} \cdot f_{sc} - A_{stb} \cdot f_{sc} - 0.85 \cdot f_c \cdot b_s \cdot \beta_1 \cdot C_2$$

$$C_{2Aa} := \text{root}(F_{A2a}(C_2), C_2) = -0.03 \text{ in} \quad h_s = 9 \text{ in}$$

$$F_{A2b}(C_2) := A_{st2} \cdot f_{st} - A_{sc1} \cdot f_{sc} - A_{stb} \cdot f_{sc} - 0.85 \cdot f_c \cdot b_1 \cdot \beta_1 \cdot (C_2 - h_s) - 0.85 \cdot f_c \cdot b_s \cdot \beta_1 \cdot h_s$$

$$C_{2Ab} := \text{root}(F_{A2b}(C_2), C_2) = -29.378 \text{ in}$$

$$C_{2A} := \max(C_{2Aa}, C_{2Ab}) = -0.03 \text{ in}$$

Verificación de esfuerzos

Tension

$$\epsilon_y = 0.00207$$

Compresion

$$\epsilon_{st2A} := \frac{(d_2 - C_{2A})}{C_{2A}} \cdot 0.003 = -5.97608$$

$$\epsilon_{sc2A} := \frac{(C_{2A} - 0.5 \cdot h_s)}{C_{2A}} \cdot 0.003 = 0.45098$$

$$\epsilon_{st} > \epsilon_y \quad \text{Existe Fluencia}$$

$$\epsilon_{sc} < \epsilon_y \quad \text{NO Existe Fluencia}$$

Cálculo del Momento

$$M_{n2.A} := A_{sc2} \cdot E_s \cdot \epsilon_{sc2A} \cdot \left(\frac{\beta_1 \cdot C_{2A}}{2} - d_{c2} \right) + A_{st2} \cdot f_y \cdot \left(d_2 - \frac{\beta_1 \cdot C_{2A}}{2} \right) = -95646.092 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad \phi = 0.9$$

Momento Ultimo

$$M_{TB} = 317.594 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad M_{DC1sw} = 388.867 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad M_{LL} := 1113.7 \cdot 0.88884 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{DC2} := \frac{\left[0.3 \left(\frac{\text{kip}}{\text{ft}} \right) \cdot L^2 \right] \cdot 0.88884}{8} = 83.329 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad M_{DW} := \frac{\left[0.16 \left(\frac{\text{kip}}{\text{ft}} \right) \cdot L^2 \right] \cdot 0.88884}{8} = 44.442 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{u2} := M_{TB} \cdot 1.25 + M_{DC1sw} \cdot 1.25 + M_{DC2} \cdot 1.25 + M_{DW} \cdot 1.5 + M_{LL} \cdot 1.75 = 2786.227 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi \cdot M_{n2.A} = -86081.483 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$


 Caso B

Acero en tensión supera límite de fluencia, acero en compresión no

$$f_{st} = 60 \cdot \text{ksi}$$

Ecuación de equilibrio

$$A_{st} \cdot f_{st} - A_{sc} \cdot E_s \cdot \left[\frac{(C_{na} - d_c)}{C_{na}} \cdot 0.003 \right] - 0.85 f_c \cdot b \cdot (\beta_1 \cdot C_{na}) = 0$$

Etapa 1

$$F_{B1}(C_1) := A_{st1} \cdot f_{st} - A_{sc1} \cdot E_s \cdot \left[\frac{(C_1 - d_{c1})}{C_1} \cdot 0.003 \right] - 0.85 f_c \cdot b_1 \cdot (\beta_1 \cdot C_1)$$

$$C_{1B} := \text{root}(F_{B1}(C_1), C_1) = 5.609 \cdot \text{in}$$

Verificación de estrés

Tension	$\epsilon_y = 0.00207$	Compresion
$\epsilon_{st1B} := \frac{(d_1 - C_{1B})}{C_{1B}} \cdot 0.003 = 0.02428$		$\epsilon_{sc1B} := \frac{(C_{1B} - d_{c1})}{C_{1B}} \cdot 0.003 = 0.00086$
$\epsilon_{st} > \epsilon_y$ Existe Fluencia		$\epsilon_{sc} > \epsilon_y$ NO Existe Fluencia

Cálculo del Momento

$$M_{n1.B} := A_{sc1} \cdot E_s \cdot \epsilon_{sc1B} \cdot \left(\frac{\beta_1 \cdot C_{1B}}{2} - d_{c1} \right) + A_{st1} \cdot f_y \cdot \left(d_1 - \frac{\beta_1 \cdot C_{1B}}{2} \right) = 2454.502 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad \phi = 0.9$$

Momento Ultimo

$$M_{u1} = 706.461 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad \phi \cdot M_{n1.B} = 2209.052 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

Etapa 2

$$F_{B2a}(C_2) := A_{st2} \cdot f_{st} - A_{sc1} \cdot E_s \cdot \left[\frac{(C_2 - d_{c2})}{C_2} \cdot 0.003 \right] - A_{stb} \cdot E_s \cdot \left[\frac{(C_2 - 0.5 \cdot h_s)}{C_2} \cdot 0.003 \right] - 0.85 f_c \cdot b_s \cdot \beta_1 \cdot C_2$$

$$C_{2Ba} := \text{root}(F_{B2a}(C_2), C_2) = 3.845 \text{ in}$$

$$F_{B2b}(C_2) := A_{st2} \cdot f_{st} - A_{sc1} \cdot E_s \left[\frac{(C_2 - d_{c2})}{C_2} \cdot 0.003 \right] - A_{stb} \cdot E_s \left[\frac{(C_2 - 0.5 \cdot h_s)}{C_2} \cdot 0.003 \right] - 0.85 \cdot f_c \cdot b_s \cdot \beta_1 \cdot h_s - 0.85 \cdot f_c \cdot b_1 \cdot \beta_1 \cdot (C_2 - h_s)$$

$$C_{2Bb} := \text{root}(F_{B2b}(C_2), C_2) = -34.967 \text{ in} \quad h_s = 9 \text{ in}$$

$$C_{2B} := \max(C_{2Ba}, C_{2Bb}) = 3.845 \text{ in}$$

Verificación de estrés

Tension	$\epsilon_y = 0.00207$	Compresion
$\epsilon_{st2B} := \frac{(d_2 - C_{2B})}{C_{2B}} \cdot 0.003 = 0.04381$		$\epsilon_{sc2B} := \frac{(C_{2B} - h_s \cdot 0.5)}{C_{2B}} \cdot 0.003 = -0.00051$
$\epsilon_{st} > \epsilon_y$ Existe Fluencia		$\epsilon_{sc} < \epsilon_y$ NO Existe Fluencia

Calculo del Momento

$$M_{n2Ba} := A_{sc2} \cdot E_s \cdot \epsilon_{sc2B} \cdot \left(\frac{\beta_1 \cdot C_{2B}}{2} - d_{c2} \right) + A_{st2} \cdot f_y \cdot \left(d_2 - \frac{\beta_1 \cdot C_{2B}}{2} \right) = 3061.455 \text{ kip-ft} \quad \phi = 0.9$$

$$M_{n2Bb} := -A_{sc2} \cdot E_s \cdot \epsilon_{sc2B} \cdot \left(d_{c2} - \frac{h_s}{2} \right) + A_{st2} \cdot f_y \cdot \left(d_2 - \frac{h_s}{2} \right) - 0.85 \cdot f_c \cdot b_1 \cdot \beta_1 \cdot (C_{2B} - h_s) \cdot \left(\frac{\beta_1 \cdot C_{2B}}{2} \right) = 2928.064 \text{ kip-ft}$$

Momento Ultimo

$$M_{u2} = 2786.227 \text{ kip-ft} \quad \phi \cdot M_{n2Ba} = 2755.31 \text{ kip-ft}$$



Deformaciones

Calculo de la carga distribuida

$$w_1 := \frac{(M_{u1} \cdot 8)}{L^2} = 2.261 \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad w_{DC2} := \frac{(M_{DC2} \cdot 8)}{L^2} = 0.267 \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad w_{DW} := \frac{(M_{DW} \cdot 8)}{L^2} = 0.142 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$w_{LL} := \frac{(M_{LL} \cdot 8)}{L^2} = 3.168 \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad f_r := 0.2 \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c} = 0.447 \text{ ksi}$$

Calculo de la Inercia

$$I_1 := \frac{(b_1 \cdot h_1^3)}{12} = 351232 \text{ in}^4 \quad I_s := \frac{(b_s \cdot h_s^3)}{12} = 6196.5 \text{ in}^4$$

$$y_b := \frac{\left(h_1 + \frac{h_s}{2} \right) \cdot (b_s \cdot h_s) + \left(\frac{h_1}{2} \right) \cdot (h_1 \cdot b_1)}{(b_s \cdot h_s) + (h_1 \cdot b_1)} = 41.19 \text{ in}$$

$$I_2 := (I_1 + I_s) + \left[(b_s \cdot h_s) \cdot \left(h_1 + \frac{h_s}{2} - y_b \right)^2 + (h_1 \cdot b_1) \cdot \left(\frac{h_1}{2} - y_b \right)^2 \right] = 933552.638 \text{ in}^4$$

Diseño Hormigón Armado

Puente 50 ft

Carlos Bustamante
11/30/2014

$$I_{1cr} := \frac{(b_1 \cdot d_1^3)}{12} = 265302 \cdot \text{in}^4 \quad y_{bcr} := \frac{\left(d_1 + \frac{h_s}{2}\right) \cdot (b_s \cdot h_s) + \left(\frac{d_1}{2}\right) \cdot (d_1 \cdot b_1)}{(b_s \cdot h_s) + (d_1 \cdot b_1)} = 38.357 \cdot \text{in}$$

$$I_{cr} := (I_{1cr} + I_s) + \left[(b_s \cdot h_s) \cdot \left(d_1 + \frac{h_s}{2} - y_{bcr}\right)^2 + (d_1 \cdot b_1) \cdot \left(\frac{d_1}{2} - y_{bcr}\right)^2 \right] = 7.436 \times 10^5 \cdot \text{in}^4$$

$$M_{cr} := f_r \cdot \frac{I_2}{\left[y_b - (h_1 + 9 \cdot \text{in} - d_2)\right]} = 961.365 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad M_a := M_{u2} = 2786.227 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$I_e := \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \cdot I_2 + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_{cr} = 751415.233 \cdot \text{in}^4$$

$$I_{2e} := \min(I_2, I_e) = 751415.233 \cdot \text{in}^4$$

Cálculo de la Deformación

$$E_c := 57000 \sqrt{\text{psi}} \sqrt{f_c} = 4030.509 \cdot \text{ksi}$$

$$\Delta_1 := \frac{-5 \cdot w_1 \cdot 1 \cdot L^4}{384 \cdot E_c \cdot I_1} = -0.225 \cdot \text{in} \quad \text{Solo por un periodo de tiempo corto}$$

$$\Delta_2 := \frac{-5 \cdot (w_1 \cdot 1 + w_{DC2} \cdot 1 + w_{DW} \cdot 1 + w_{LL} \cdot 1.3) \cdot L^4}{384 \cdot E_c \cdot I_{2e}} = -0.315 \cdot \text{in} \quad f_{\Delta} := 3 - 1.2 \cdot \left(\frac{A_{sc2}}{A_{st2}}\right) = 1.779$$

$$\Delta_2 \cdot f_{\Delta} = -0.561 \cdot \text{in}$$

$$\Delta_{per} := \frac{-L}{800} = -0.75 \cdot \text{in}$$



Resumen de diseño

Dimensiones

$$b_1 = 24 \cdot \text{in} \quad b_s = 102 \cdot \text{in}$$

$$h_1 = 56 \cdot \text{in} \quad h_s = 9 \cdot \text{in}$$

Refuerzo

$$A_{st1} = 10.16 \cdot \text{in}^2 \quad A_{st2} = 10.16 \cdot \text{in}^2$$

$$A_{sc1} = 6 \cdot \text{in}^2 \quad A_{sc2} = 10.335 \cdot \text{in}^2$$

Momento

$$M_{u1} = 706.461 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi \cdot M_{n1.A} = 2309.894 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad \phi \cdot M_{n1.B} = 2209.052 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{u2} = 2786.227 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi \cdot M_{n2.A} = -86081.483 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad \phi \cdot M_{n2.Ba} = 2755.31 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

Deformaciones

No se aplica



Anexo 7: Chequeos de Estados Límite

Puente de 140 ft

Acero

Chequeos Puente 140

Tesis

Carlos Bustamante
100103
11/30/2014

Puente 140
X=46.66 Corresponde a la seccion 1

Construccion

Resistencia a la fluencia en el patin de compresión

$$\phi_f := 1 \quad R_h := 1 \quad F_{yc} := 50$$

Determinar esbeltez del alma

$$I := \frac{\left(\frac{9}{16}\right) \cdot 65^3}{12} \quad \overline{A_w} := 65 \cdot \left(\frac{9}{16}\right) = 36.563$$

$$r := \sqrt{\frac{I}{A}} = 18.764 \quad \overline{A_w} := (20) \cdot 12 = 240$$

$$\frac{l}{r} = 12.791$$

$$\frac{l}{r} \leq 200$$

El alma no es esbelta segun 6.8.4

Segun la seccion 6.10.3.2.1

$$1.25f_{bu} + 1.25f_{lc} < \phi_f R_h F_{yc}$$

$$M_{ws} := (0.341) \cdot \frac{(20)^2}{8} = 17.05 \quad \text{k-ft} \quad S_{yc} := 142.56 \quad \text{in}^3$$

$$f_{lc} := \frac{M_{ws} \cdot 12}{S_{yc}} = 1.435 \quad \text{ksi}$$

$$M_{uc} := (4000) \quad \text{k-ft} \quad S_{xc} := 1568.06 \quad \text{in}^3$$

$$f_{bu} := \frac{M_{uc} \cdot 12}{S_{xc}} = 30.611 \quad \text{ksi}$$

$$1.25f_{bu} + 1.25f_{lc} = 40.058 \quad \phi_f R_h F_{yc} = 50$$

$$\frac{1.25f_{bu} + 1.25f_{lc}}{\phi_f R_h F_{yc}} = 0.801$$

ojo programa no usa viento

$$1.25f_{bu} + 1.25f_{lc} < \phi_f R_h F_{yc} \quad \text{OK}$$

Estabilidad de la viga

Pandeo local del patin 6.10.8.2.2

$$b_{fc} := 16 \quad t_{fc} := 1 \quad R_b := 1 \quad R_{bb} := 1 \quad F_{yc} := 50 \quad E := 29000$$

$$\lambda_f := \frac{b_{fc}}{2 \cdot t_{fc}} = 8 \quad \lambda_{pf} := 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 9.152$$

$$\lambda_f < \lambda_{pf}$$

$$F_{nc1} := R_b \cdot R_{bb} \cdot F_{yc} = 50 \quad \frac{1.25f_{bu} + 1.25f_{fc}}{F_{nc1}} = 0.801 \quad \text{OK}$$

Pandeo lateral torsional 6.10.8.2.3

$$\phi_c := 1 \quad D_c := 40.02 - t_{fc} = 39.02 \quad t_w := 0.5625 \quad F_{yr} := 0.7 \cdot F_{yc} = 35 \quad C_b := 1$$

$$r_t := \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left[1 + \frac{1}{3} \frac{(D_c \cdot t_w)}{b_{fc} \cdot t_{fc}} \right]}} = 3.826$$

$$L_p := r_t \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \cdot \frac{1}{12} = 7.679 \text{ ft}$$

$$L_r := \pi \cdot r_t \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}} \cdot \left(\frac{1}{12} \right) = 28.833 \text{ ft}$$

$$L_b := 20 \text{ ft}$$

$$L_p < L_b < L_r$$

Entonces

$$F_{nc} := C_b \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_{bb} \cdot F_{yc}} \right) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \cdot (R_b \cdot R_{bb} \cdot F_{yc}) = 41.263$$

Segun

$$1.25f_{bu} + \frac{1.25}{3} \cdot f_{fc} = 38.862 \quad \phi_f \cdot F_{nc} = 41.263$$

$$\frac{1.25f_{bu} + \frac{1.25}{3} \cdot f_{fc}}{\phi_f \cdot F_{nc}} = 0.942$$

$$1.25f_{bu} + \frac{1.25}{3} \cdot f_{fc} < \phi_f \cdot F_{nc} \quad \text{OK}$$

Resistencia a la fluencia en el patin de tension

$$\phi_f := 1 \quad F_{yt} := 50$$

Segun la seccion 6.10.3.2.2

$$1.25f_{bu} + 1.25f_{lc} < \phi_f \cdot R_h \cdot F_{yt}$$

$$F_{yt} := 50 \text{ ksi} \quad R_h := 1 \quad \phi_f := 1$$

$$M_{uc} := (4000.3) \text{ k-ft} \quad S_{xc} := 2273.36 \text{ in}^3$$

$$f_{bu} := \frac{M_{uc} \cdot 12}{S_{xc}} = 21.116 \text{ ksi}$$

$$M_{ws} := (0.341) \cdot \frac{\left(\frac{1}{12}\right)^2}{8} = 17.05 \text{ k-ft} \quad S_{yc} := 142.56 \text{ in}^3$$

$$f_{ws} := \frac{M_{ws} \cdot 12}{S_{yc}} = 1.435 \text{ ksi}$$

$$1.25f_{bu} + 1.25f_{lc} = 28.189 \text{ ksi} \quad \phi_f \cdot R_h \cdot F_{yt} = 50 \text{ ksi}$$

$$\frac{1.25f_{bu} + 1.25f_{lc}}{\phi_f \cdot R_h \cdot F_{yt}} = 0.564$$

$$1.25f_{bu} + 1.25f_{lc} < \phi_f \cdot R_h \cdot F_{yt} \quad \text{OK}$$

Servicio

Patin Superior

Segun la seccion 6.10.4.2.2

$$f_f \leq 0.95 \cdot R_h \cdot F_{yf}$$

 f_f se determina a partir del estado de servicio II

$$F_{yf} := 50 \quad R_h := 1$$

$$M_{\text{uuo}} := [4000.29 + 871.049 + 457.3 + (1.3) \cdot 3839.55] = 10320. \text{ k-ft}$$

$$S_{\text{NCc}} := 1568.06 \quad S_{3\text{nc}} := 6592.04 \quad S_{\text{nc}} := 22609.09 \text{ in}^3$$

$$f_f := \left(\frac{4000.29}{S_{\text{NCc}}} + \frac{871.049 + 457.3}{S_{3\text{nc}}} + \frac{1.3 \cdot 3839.55}{S_{\text{nc}}} \right) \cdot 12 = 35.681 \text{ ksi}$$

$$0.95 \cdot R_h \cdot F_{yf} = 47.5$$

$$\frac{f_f}{0.95 \cdot R_h \cdot F_{yf}} = 0.751 \quad \text{OK}$$

Segun la seccion 6.10.4.2.2

Patin inferior

$$f_f + \frac{f_1}{2} \leq 0.95 \cdot R_h \cdot F_{yf}$$

$$F_{yf} := 50 \quad R_h := 1$$

$$M_{\text{uuo}} := [4000.29 + (1.3) \cdot 3839.55 + 871.049 + 457.3] = 10320. \text{ k-ft}$$

$$S_{\text{NCt}} := 2273.36 \quad S_{3\text{nt}} := 2999.48 \quad S_{\text{nt}} := 3235.35 \text{ in}^3$$

$$f_f := \left(\frac{4000.29}{S_{\text{NCt}}} + \frac{871.049 + 457.3}{S_{3\text{nt}}} + \frac{1.3 \cdot 3839.55}{S_{\text{nt}}} \right) \cdot 12 = 44.943 \text{ ksi}$$

$$M_{\text{ws}} := (0.516) \cdot \left(\frac{1}{12} \right)^2 = 25.8 \text{ k-ft} \quad S_{\text{yc}} := 579.96 \text{ in}^3$$

$$f_1 := \frac{M_{\text{ws}} \cdot 12}{S_{\text{yc}}} = 0.534 \text{ ksi}$$

$$f_f + \frac{f_1}{2} = 45.21 \quad 0.95 \cdot R_h \cdot F_{yf} = 47.5$$

$$\frac{f_f + \frac{f_1}{2}}{0.95 \cdot R_h \cdot F_{yf}} = 0.952 \quad \text{OK}$$

Resistencia a flexion

Segun 6.10.7.1.2

Calculo del momento plastico segun D6.1

Quitando el efecto del acero de refuerzo de la loza

$$f_c := 4 \quad b_s := (6 + 6) \cdot 12 = 144 \quad t_s := 9 \quad F_y := 50 \quad C_{rb} := t_s - 1$$

$$A_w := (16 \cdot 1) + (65 \cdot 0.5625) + (20 \cdot 1.625) = 85.063$$

$$P_s := 0.85 f_c \cdot b_s \cdot t_s = 4406.4$$

$$b_t := 20 \quad t_t := 1.625 \quad b_c := 16 \quad t_c := 1 \quad D := 65 \quad t_w := 0.5625 \quad \text{En pulgadas}$$

$$P_t := F_y \cdot b_t \cdot t_t = 1625$$

$$P_c := F_y \cdot b_c \cdot t_c = 800$$

$$P_w := F_y \cdot D \cdot t_w = 1828.125$$

$$P_t + P_w + P_c = 4253.125$$

$$P_s \cdot \left(\frac{C_{rb}}{t_s} \right) = 3916.8$$

$$P_t + P_w + P_c > P_s \cdot \left(\frac{C_{rb}}{t_s} \right) \quad \text{Caso III}$$

$$Y_{barra} := t_s \cdot \left[\frac{(P_c + P_w + P_t)}{P_s} \right] = 8.687 \quad \text{in}$$

$$d_c := \left(t_s + 4 - \frac{t_c}{2} \right) - Y_{barra} = 3.813 \quad \text{in}$$

$$d_w := \left(\frac{D}{2} + 4 + t_s \right) - Y_{barra} = 36.813 \quad \text{in}$$

$$d_t := \left(\frac{t_t}{2} + D + 4 + t_s \right) - Y_{barra} = 70.126 \quad \text{in}$$

$$M_p := \left(\frac{Y_{barra}^2 \cdot P_s}{2 t_s} \right) + (P_c \cdot d_c + P_w \cdot d_w + P_t \cdot d_t) = 202776.683 \text{ k} - \text{in} \quad \frac{M_p}{12} = 16898.057 \text{ k} - \text{ft}$$

Para el calculo procedemos a calcular el momento nominal

$$D_p := Y_{\text{barra}} = 8.687$$

$$D_t := t_t + D + 4 + t_s = 79.625 \quad 0.1D_t = 7.9 \text{ in}$$

$$D_p > 0.1D_t$$

$$M_n := \frac{M_p}{12} \cdot \left(1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} \right) = 16790.438 \text{ k-ft}$$

Calculo del momento de fluencia

$$S_{NCc} := 1568.06 \quad S_{3nc} := 6592.04 \quad S_{ac} := 22609.09 \quad F_{yc} = 50$$

$$S_{NCt} := 2273.36 \quad S_{3nt} := 2999.48 \quad S_{at} := 3235.35$$

$$M_{D1} := 1.25 \cdot 4000.29 = 5000.363 \quad M_{D2} := 1.25 \cdot 871.04 + 1.5 \cdot 457.3 = 1774.75$$

$$M_{ADc} := S_{3nc} \cdot \left(F_{yc} - \frac{M_{D1} \cdot 12}{S_{NCc}} - \frac{M_{D2} \cdot 12}{S_{nc}} \right) = 71137.45 \text{ k-in} \quad \frac{M_{ADc}}{12} = 5928.121 \text{ k-ft}$$

$$M_{yc} := M_{D1} + M_{D2} + \frac{M_{ADc}}{12} = 12703.234 \text{ k-ft}$$

$$M_{ADt} := S_{3nt} \cdot \left(F_{yc} - \frac{M_{D1} \cdot 12}{S_{NCt}} - \frac{M_{D2} \cdot 12}{S_{nt}} \right) = 51059.66 \text{ k-in} \quad \frac{M_{ADt}}{12} = 4254.972 \text{ k-ft}$$

$$M_{yt} := M_{D1} + M_{D2} + \frac{M_{ADt}}{12} = 11030.085 \text{ k-ft}$$

$$M_y := \min(M_{yc}, M_{yt}) = 11030.085 \text{ k-ft}$$

$$S_{xt} := \frac{M_{yt} \cdot 12}{F_{yt}} = 2647.22 \text{ in}^3$$

$$M_u := 1.25 \cdot 4000.29 + 1.25 \cdot 871.04 + 1.5 \cdot 457.3 + 1.75 \cdot 3839.55 = 13494.325$$

$$f_w := \frac{M_{ws} \cdot 12}{S_{...}} = 0.534 \text{ ksi}$$

$$\phi := 1 \quad M_n = 16790.438 \text{ k-ft}$$

$$M_u + \frac{f_1 \cdot S_{xt}}{3 \cdot 12} = 13533.58$$

$$\frac{M_u + \frac{f_1 \cdot S_{xt}}{3 \cdot 12}}{\phi \cdot M_n} = 0.806$$

$$M_u + \frac{f_1 \cdot S_{xt}}{3 \cdot 12} \leq \phi \cdot M_n \quad \text{OK}$$

Chequeos Punte 140

Tesis

Carlos Bustamante
100103
11/30/2014

Punte 140

X=70 Corresponde a la seccion 2

Construccion

Resistencia a la fluencia en el patin de compresión

$$\phi_f := 1 \quad R_h := 1 \quad F_{yc} := 50$$

Determinar esbeltez del alma

$$I := \frac{\left(\frac{9}{16}\right) \cdot 65^3}{12} \quad A_w := 65 \cdot \left(\frac{9}{16}\right) = 36.563$$

$$r := \sqrt{\frac{I}{A}} = 18.764 \quad l_w := (20) \cdot 12 = 240$$

$$\frac{l_w}{r} = 12.791$$

$$\frac{l_w}{r} \leq 200$$

El alma no es esbelta segun 6.8.4

Segun la seccion 6.10.3.2.1

$$1.25f_{bu} + 1.25f_{lc} < \phi_f \cdot R_h \cdot F_{yc}$$

$$M_{ws} := (0.341) \cdot \frac{(20)^2}{8} = 17.05 \text{ k-ft} \quad S_{yc} := 180.36 \text{ in}^3$$

$$f_{lc} := \frac{M_{ws} \cdot 12}{S_{yc}} = 1.134 \text{ ksi}$$

$$M_{uc} := (4500.65) \text{ k-ft} \quad S_{xc} := 1952.87 \text{ in}^3$$

$$f_{bu} := \frac{M_{uc} \cdot 12}{S_{xc}} = 27.656 \text{ ksi}$$

$$1.25f_{bu} + 1.25f_{lc} = 35.988 \quad \phi_f \cdot R_h \cdot F_{yc} = 50$$

$$\frac{1.25f_{bu} + 1.25f_{lc}}{\phi_f \cdot R_h \cdot F_{yc}} = 0.72$$

ojo programa no usa
viento

$$1.25f_{bu} + 1.25f_{lc} < \phi_f \cdot R_h \cdot F_{yc} \quad \text{OK}$$

Estabilidad de la viga

Pandeo local del patin 6.10.8.2.2

$$b_{fc} := 16 \quad t_{fc} := 1.375 \quad R_b := 1 \quad R_h := 1 \quad F_{yc} := 50 \quad E := 29000$$

$$\lambda_f := \frac{b_{fc}}{2 \cdot t_{fc}} = 5.818 \quad \lambda_{pf} := 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 9.152$$

$$\lambda_f < \lambda_{pf}$$

$$F_{nc1} := R_b \cdot R_h \cdot F_{yc} = 50 \quad \frac{1.25f_{bu} + 1.25f_{fc}}{F_{nc1}} = 0.72 \quad \text{OK}$$

Pandeo lateral torsional 6.10.8.2.3

$$\phi_c := 1 \quad D_c := 40.06 - t_{fc} = 38.685 \quad t_w := 0.5625 \quad F_{yr} := 0.7 \cdot F_{yc} = 35 \quad C_b := 1$$

$$r_t := \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left[1 + \frac{1}{3} \frac{(D_c \cdot t_w)}{b_{fc} \cdot t_{fc}} \right]}} = 4.005$$

$$L_p := r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \cdot \frac{1}{12} = 8.039 \text{ ft}$$

$$L_r := \pi \cdot r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}} \cdot \left(\frac{1}{12} \right) = 30.185 \text{ ft}$$

$$L_b := 20 \text{ ft}$$

$$L_p < L_b < L_r$$

Entonces

$$F_{nc} := C_b \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h \cdot F_{yc}} \right) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \cdot (R_b \cdot R_h \cdot F_{yc}) = 41.898$$

Segun

$$1.25f_{bu} + \frac{1.25}{3} \cdot f_{fc} = 35.042 \quad \phi_f \cdot F_{nc} = 41.898$$

$$\frac{1.25f_{bu} + \frac{1.25}{3} \cdot f_{fc}}{\phi_f \cdot F_{nc}} = 0.836$$

$$1.25f_{bu} + \frac{1.25}{3} \cdot f_{fc} < \phi_f \cdot F_{nc} \quad \text{OK}$$

Resistencia a la fluencia en el patin de tension

$$\phi_f := 1 \quad F_{yt} := 50$$

Segun la seccion 6.10.3.2.2

$$1.25f_{bu} + 1.25f_{lc} < \phi_f R_h F_{yt}$$

$$F_{yt} := 50 \text{ ksi} \quad R_h := 1 \quad \phi_f := 1$$

$$M_{uc} := (4500.65) \text{ k}\cdot\text{ft} \quad S_{xc} := 2763.36 \text{ in}^3$$

$$f_{bu} := \frac{M_{uc} \cdot 12}{S_{xc}} = 19.544 \text{ ksi}$$

$$M_{ws} := (0.341) \cdot \frac{\left(\frac{1}{12}\right)^2}{8} = 17.05 \text{ k}\cdot\text{ft} \quad S_{yc} := 142.56 \text{ in}^3$$

$$f_{lc} := \frac{M_{ws} \cdot 12}{S_{yc}} = 1.435 \text{ ksi}$$

$$1.25f_{bu} + 1.25f_{lc} = 26.224 \text{ ksi}$$

$$\phi_f R_h F_{yt} = 50 \text{ ksi}$$

$$\frac{1.25f_{bu} + 1.25f_{lc}}{\phi_f R_h F_{yt}} = 0.524$$

$$1.25f_{bu} + 1.25f_{lc} < \phi_f R_h F_{yt} \quad \text{OK}$$

Servicio

Patin Superior $S_{NCt} := 2763.36$ $S_{3nt} := 3482.27$ $S_{nt} := 3749.31$

Segun la seccion 6.10.4.2.2

$$f_f \leq 0.95 \cdot R_h \cdot F_{yf}$$

 f_f se determina a partir del estado de servicio II

$$F_{yf} := 50 \quad R_h := 1$$

$$M_{tot} := [4500.65 + 980 + 514.5 + (1.3) \cdot 4319.8] = 11610.89 \quad \text{k-ft}$$

$$S_{NCc} := 1952.86 \quad S_{3nc} := 6888.76 \quad S_{nc} := 21103.814$$

$$f_f := \left(\frac{4500.65}{S_{NCc}} + \frac{980 + 514.5}{S_{3nc}} + \frac{1.3 \cdot 4319.8}{S_{nc}} \right) \cdot 12 = 33.452 \text{ ksi}$$

$$0.95 \cdot R_h \cdot F_{yf} = 47.5$$

$$\frac{f_f}{0.95 \cdot R_h \cdot F_{yf}} = 0.704 \quad \text{OK}$$

Segun la seccion 6.10.4.2.2

Patin inferior

$$f_f + \frac{f_1}{2} \leq 0.95 \cdot R_h \cdot F_{yf}$$

$$F_{yf} := 50 \quad R_h := 1$$

$$M_{tot} := [4500.65 + 980 + 514.5 + (1.3) \cdot 4319.8] = 11610.89 \quad \text{k-ft}$$

$$S_{NCt} := 2763.36 \quad S_{3nt} := 3482.27 \quad S_{nt} := 3749.31 \quad \text{in}^3$$

$$f_c := \left(\frac{4500.65}{S_{NCt}} + \frac{980 + 514.5}{S_{3nt}} + \frac{1.3 \cdot 4319.8}{S_{nt}} \right) \cdot 12 = 42.668 \text{ ksi}$$

$$M_{ws} := (0.516) \cdot \frac{\left(\frac{1}{12}\right)^2}{8} = 25.8 \quad \text{k-ft} \quad S_{ys} := 617.76 \quad \text{in}^3$$

$$f_1 := \frac{M_{ws} \cdot 12}{S_{yc}} = 0.501 \quad \text{ksi}$$

$$f_f + \frac{f_1}{2} = 42.919 \quad 0.95 \cdot R_h \cdot F_{yf} = 47.5$$

$$\frac{f_f + \frac{f_1}{2}}{0.95 \cdot R_h \cdot F_{yf}} = 0.904 \quad \text{OK}$$

Resistencia a flexion

Segun 6.10.7.1.2

Calculo del momento plastico segun D6.1

Quitando el efecto del acero de refuerzo de la loza

$$f_c := 4 \quad b_s := (6 + 6) \cdot 12 = 144 \quad t_s := 9 \quad F_y := 50 \quad C_{rb} := t_s - 1$$

$$A := (16 \cdot 1.375) + (65 \cdot 0.5625) + (20 \cdot 2) = 98.563$$

$$P_s := 0.85 f_c \cdot b_s \cdot t_s = 4406.4$$

$$b_t := 20 \quad t_t := 2 \quad b_c := 16 \quad t_c := 1.375 \quad D := 65 \quad t_{ww} := 0.5625 \quad \text{En pulgadas}$$

$$P_t := F_y \cdot b_t \cdot t_t = 2000$$

$$P_c := F_y \cdot b_c \cdot t_c = 1100$$

$$P_w := F_y \cdot D \cdot t_w = 1828.125$$

$$P_t + P_w + P_c = 4928.125 \quad P_s = 4406.4$$

$$P_t + P_w + P_c > P_s \quad \text{Caso II}$$

$$Y_{\text{barra}} := \left(\frac{t_c}{2} \right) \left[\frac{(P_w + P_t - P_s)}{P_c} + 1 \right] = 0.326 \quad \text{in}$$

$$d_s := \frac{t_s}{2} + 4 - t_c + Y_{\text{barra}} = 7.451 \quad \text{in}$$

$$d_w := \left(\frac{D}{2} + t_c \right) - Y_{\text{barra}} = 33.549 \quad \text{in}$$

$$d_t := \left(\frac{t_t}{2} + D + t_c \right) - Y_{\text{barra}} = 67.049 \quad \text{in}$$

$$M_p := \left(\frac{P_c}{2t_c} \right) \left[Y_{\text{barra}}^2 + (t_c - Y_{\text{barra}})^2 \right] + (P_s \cdot d_s + P_w \cdot d_w + P_t \cdot d_t) = 228744.523 \quad \text{k-in}$$

$$\frac{M_p}{12} = 19062.044 \quad \text{k-ft}$$

Para el calculo procedemos a calcular el momento nominal

$$D_p := t_s + 4 - t_c + Y_{\text{barra}} = 11.951 \text{ in}$$

$$D_t := t_t + D + 4 + t_s = 80 \text{ in} \quad 0.1D_t = 8 \text{ in}$$

$$D_p > 0.1D_t$$

$$M_n := \frac{M_p}{12} \cdot \left(1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} \right) = 18403.032 \text{ k-ft}$$

Calculo del momento de fluencia

$$S_{NCc} := 1952.86 \quad S_{3nc} := 6888.76 \quad S_{nc} := 21103.814 \quad F_{yc} = 50$$

$$S_{NCt} := 2763.36 \quad S_{3nt} := 3482.27 \quad S_{nt} := 3749.31$$

$$M_{D1} := 1.25 \cdot 4500.65 = 5625.813 \quad M_{D2} := 1.25 \cdot 980 + 1.5 \cdot 514.5 = 1996.75$$

$$M_{ADc} := S_{3nc} \cdot \left(F_{yc} - \frac{M_{D1} \cdot 12}{S_{NCc}} - \frac{M_{D2} \cdot 12}{S_{nc}} \right) = 98474.34 \text{ k-in} \quad \frac{M_{ADc}}{12} = 8206.195 \text{ k-ft}$$

$$M_{yc} := M_{D1} + M_{D2} + \frac{M_{ADc}}{12} = 15828.758 \text{ k-ft}$$

$$M_{ADt} := S_{3nt} \cdot \left(F_{yc} - \frac{M_{D1} \cdot 12}{S_{NCt}} - \frac{M_{D2} \cdot 12}{S_{nt}} \right) = 66786.14 \text{ k-in} \quad \frac{M_{ADt}}{12} = 5565.512 \text{ k-ft}$$

$$M_{yt} := M_{D1} + M_{D2} + \frac{M_{ADt}}{12} = 13188.075 \text{ k-ft}$$

$$M_y := \min(M_{yc}, M_{yt}) = 13188.075 \text{ k-ft}$$

$$S_{xt} := \frac{M_{yt} \cdot 12}{F_{yt}} = 3165.138 \text{ in}^3$$

$$M_u := 1.25 \cdot 4500.65 + 1.25 \cdot 980 + 1.5 \cdot 514.5 + 1.75 \cdot 4319.8 = 15182.213$$

$$f_w := \frac{M_{ws} \cdot 12}{S_{yc}} = 0.501 \text{ ksi}$$

$$\phi := 1 \quad M_n = 18403.032 \text{ k-ft}$$

$$M_u + \frac{f_1 \cdot S_{xt}}{3 \cdot 12} = 15226.275$$

$$\frac{M_u + \frac{f_1 \cdot S_{xt}}{3 \cdot 12}}{\phi \cdot M_n} = 0.827$$

$$M_u + \frac{f_1 \cdot S_{xt}}{3 \cdot 12} \leq \phi \cdot M_n \quad \text{OK}$$

Pretensado

Chequeos Pretensado
140

Tesis

Carlos Bustamante
11/30/2014

Calculo de Momento $x=50\%=70\text{ft}$ 5.7.3.2

Etapa 1 Construccion

$$A_{ps} := 8.37 \cdot \text{in}^2 \quad f_{pe} := 250.225 \cdot \text{ksi} \quad l_e := 4275.33 \cdot \text{cm} = 1683.201 \cdot \text{in}$$

$$d_{p1} := (225 + 30 + 30 - 25) \cdot \text{cm} = 102.362 \cdot \text{in} \quad C_1 := 24.073 \cdot \text{in}$$

$$f_{ps1} := f_{pe} + 900 \cdot \text{ksi} \cdot \frac{(d_{p1} - C_1)}{l_e} = 292.086 \cdot \text{ksi}$$

$$f_c := 5000 \cdot \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2} = 7.112 \cdot \text{ksi} \quad \beta_1 := 0.85$$

$$b_w := (30) \cdot \text{cm} = 11.811 \cdot \text{in} \quad h_{f1} := (30) \cdot \text{cm} = 11.811 \cdot \text{in}$$

$$b_1 := (65) \cdot \text{cm} = 25.591 \cdot \text{in}$$

$$C_{1w} := \frac{A_{ps} \cdot f_{ps1} - 0.85 \cdot f_c \cdot (b_1 - b_w) \cdot h_{f1}}{0.85 \cdot f_c \cdot \beta_1 \cdot b_w} = 24.073 \cdot \text{in}$$

$$a_1 := C_1 \cdot \beta_1 = 20.462 \cdot \text{in}$$

$$M_{n1} := A_{ps} \cdot f_{ps1} \cdot \left(d_{p1} - \frac{a_1}{2} \right) + 0.85 \cdot f_c \cdot (b_1 - b_w) \cdot h_{f1} \cdot \left(\frac{a_1}{2} - \frac{h_{f1}}{2} \right) = 19124.482 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{n1} \cdot 1 = 19124.482 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad M_{u1} := 7053.305 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad M_{n1} \cdot 1 > M_{u1} \quad \text{OK}$$

Etapa 2 Resistencia 1

$$d_{p2} := (225 + 30 + 30 + 22.86 - 25) \cdot \text{cm} = 111.362 \cdot \text{in} \quad b_2 := 8.5 \cdot \text{ft} = 102 \cdot \text{in}$$

$$h_{f2} := 9 \cdot \text{in} \quad C_2 := 4.90526 \cdot \text{in}$$

$$f_{ps2} := f_{pe} + 900 \cdot \text{ksi} \cdot \frac{(d_{p2} - C_2)}{l_e} = 307.147 \cdot \text{ksi}$$

$$C_{2w} := \frac{A_{ps} \cdot f_{ps2}}{0.85 \cdot f_c \cdot \beta_1 \cdot b_2} = 4.90526 \cdot \text{in}$$

$$b_{ww} := b_2 = 8.5 \cdot \text{ft}$$

$$a_2 := C_2 \cdot \beta_1 = 4.169 \cdot \text{in}$$

$$M_{n2} := A_{ps} \cdot f_{ps2} \cdot \left(d_{p2} - \frac{a_2}{2} \right) + 0.85 \cdot f_c \cdot (b_2 - b_w) \cdot h_{f2} \cdot \left(\frac{a_2}{2} - \frac{h_{f2}}{2} \right) = 23411.066 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$(M_{n2} \cdot 1) = 23411.066 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{u2} := [(7053.31 + 735) \cdot 1.25 + 392 \cdot 1.5 + 4310.7 \cdot 1.75] \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} = 17867.112 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{n2} \cdot 0.9 > M_{u2} \quad \text{OK}$$

Resistencia a cortante $x=0\%=7.677\text{ft}$

5.8.3.3

Cortante por pretensado

Ecuacion del cable medio

$$y := 0.00250744(x)^2 - 0.1069973 \cdot x$$

dy en $x=0$ da la pendiente del cable $x := 0\text{m}$

$$dy := 0.005014872x - 0.1069973 \cdot \text{m} = -0.106997 \cdot \text{m}$$

$$\text{hyp} := \sqrt{(1\text{-m})^2 + dy^2} = 1.005708 \cdot \text{m} \quad \frac{T}{\text{hyp}} := 950\text{-tonnef} = 2094.391\text{-kip}$$

$$V_p := \frac{-dy \cdot T}{\text{hyp}} = 222.822\text{-kip}$$

Etapa 1

Construccion

$$h_1 := (225 + 30 + 30) \cdot \text{cm} = 112.205 \cdot \text{in}$$

$$d_{v1} := \max[0.9 \cdot (h_1 - 25 \cdot \text{cm}), 0.72 \cdot h_1, h_1 - (60.66 + 55.4) \cdot \text{cm}] = 92.126 \cdot \text{in}$$

$$b_{v1} := (30 - 10) \cdot \text{cm} = 7.874 \cdot \text{in}$$

$$d_{v1} = 7.677 \text{ft}$$

$$V_{d1} := 210.43 \cdot \text{kip}$$

$$V_{i1} := V_{d1} = 210.43 \cdot \text{kip}$$

$$S_{c1} := 42736.24 \cdot \text{in}^3$$

$$f_r := 0.2 \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c} = 0.533 \cdot \text{ksi}$$

$$A_{c1} := 1.14 \cdot \text{m}^2 = 1767.004 \cdot \text{in}^2$$

$$f_{cpe1} := \frac{T}{A_{c1}} = 1.185 \cdot \text{ksi}$$

$$M_{cre1} := S_{c1} \cdot (f_r + f_{cpe1}) = 73447.911 \cdot \text{kip} \cdot \text{in}$$

$$M_{max1} := 1526.86 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} = 18322.32 \cdot \text{kip} \cdot \text{in}$$

$$V_{ci1} := 0.02 \cdot \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_{v1} \cdot d_{v1} + V_{d1} + \frac{V_{i1} \cdot M_{cre1}}{M_{max1}} = 1092.661 \cdot \text{kip}$$

$$f_{pc1} := f_{cpe1} + \frac{M_{max1}}{S_{c1}} = 1.614 \cdot \text{ksi}$$

$$V_{crw1} := (0.06 \cdot \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c} + 0.3 \cdot f_{pc1}) \cdot b_{v1} \cdot d_{v1} + V_p = 690.133 \cdot \text{kip}$$

$$V_{c1} := \min(V_{ci1}, V_{crw1}) = 690.133 \cdot \text{kip} \quad V_{s1} := 0 \cdot \text{kip}$$

$$V_{n11} := V_{c1} + V_{s1} = 690.133 \cdot \text{kip} \quad V_{n12} := 0.25 f_c \cdot b_{v1} \cdot d_{v1} + V_p = 1.513 \times 10^3 \cdot \text{kip}$$

$$V_{n1} := \min(V_{n11}, V_{n12}) = 690.133 \cdot \text{kip} \quad \phi := 0.9$$

$$V_{u1} := \left[\left(3.0061 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \right) \cdot \frac{140 \cdot \text{ft}}{2} \right] = 210.427 \cdot \text{kip} \quad V_{n1} \cdot \phi = 621.119 \cdot \text{kip}$$

$$V_{u1} < \phi \cdot V_{n1} \quad \text{OK}$$

Etapa 2 Resistencia 1

$$h_2 := (225 + 30 + 30) \cdot \text{cm} + 9 \cdot \text{in} = 121.205 \cdot \text{in}$$

$$d_{v2} := \max[0.9 \cdot (h_2 - 25 \cdot \text{cm}), 0.72 \cdot h_2, h_2 - (31.20 + 79.65) \cdot \text{cm}] = 100.226 \cdot \text{in}$$

$$b_{v2} := (30 - 10) \cdot \text{cm} = 7.874 \cdot \text{in}$$

$$V_{d2} := [(210.43 + 21) \cdot 1 + 11.2 \cdot 1 + 149.5 \cdot 1] \cdot \text{kip} = 392.13 \cdot \text{kip} \quad V_{i2} := V_{d2} = 392.13 \cdot \text{kip}$$

$$S_{c2} := 105560.85 \cdot \text{in}^3 \quad f_r = 0.533 \cdot \text{ksi}$$

$$A_{c2} := 1.732 \cdot \text{m}^2 = 2684.605 \cdot \text{in}^2 \quad f_{cpe2} := \frac{T}{A_{c2}} = 0.78 \cdot \text{ksi}$$

$$M_{cre2} := S_{c2} \cdot (f_r + f_{cpe2}) = 138654.503 \cdot \text{kip} \cdot \text{in}$$

$$M_{max2} := [(1526.86 + 152.377) \cdot 1.25 + 81.26 \cdot 1.5 + 893.67 \cdot 1.75] \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} = 45418.305 \cdot \text{kip} \cdot \text{in}$$

$$V_{ci2} := 0.02 \cdot \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_{v2} \cdot d_{v2} + V_{d2} + \frac{V_{i2} \cdot M_{cre2}}{M_{max2}} = 1631.329 \cdot \text{kip}$$

$$f_{pc2} := f_{cpe2} + \frac{M_{max2}}{S_{c2}} = 1.21 \cdot \text{ksi}$$

$$V_{crw2} := (0.06 \cdot \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c} + 0.3 \cdot f_{pc2}) \cdot b_{v2} \cdot d_{v2} + V_p = 635.665 \cdot \text{kip}$$

$$V_{c2} := \min(V_{ci2}, V_{crw2}) = 635.665 \cdot \text{kip} \quad V_{s2} := 0 \cdot \text{kip}$$

$$V_{n21} := V_{c2} + V_{s2} = 635.665 \cdot \text{kip} \quad V_{n22} := 0.25 f_c \cdot b_{v2} \cdot d_{v2} + V_p = 1.626 \times 10^3 \cdot \text{kip}$$

$$V_{n2} := \min(V_{n21}, V_{n22}) = 635.665 \cdot \text{kip} \quad \phi_w := 0.9$$

$$V_{u2} := \left[\left[\left(3.0061 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} + 0.3 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \right) \cdot 1.25 + \left(0.16 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \right) \cdot 1.5 \right] \cdot \frac{140 \cdot \text{ft}}{2} \right] + 149.5 \cdot \text{kip} \cdot 1.75 = 567.709 \cdot \text{kip}$$

$$V_{n2} \cdot \phi = 572.099 \cdot \text{kip}$$

$$V_{u2} < \phi \cdot V_{n2} \quad \text{OK}$$

Diseño del acero adicional
Control de fisuras

Para los estribos

$$A_v := 0.2 \cdot \text{in}^2 \cdot 2 = 0.4 \cdot \text{in}^2$$

$$b_w := 30 \cdot \text{cm} = 11.811 \cdot \text{in}$$

$$s_v := \left(\frac{A_v}{b_w \cdot 0.003} \right) = 11.289 \cdot \text{in}$$

$$S_{v,\text{actual}} := 10 \cdot \text{in}$$

Chequeo

$$\frac{A_v}{b_w \cdot S_{v,\text{actual}}} = 0.00339$$

$$\frac{A_v}{b_w \cdot S_{v,\text{actual}}} \geq 0.003 \quad \text{OK}$$

Para el acero longitudinal

$$A_h := 0.2 \cdot \text{in}^2 \cdot 12 = 2.4 \cdot \text{in}^2$$

$$175 \cdot \text{cm} = 5.741 \text{ ft}$$

$$b_w := 30 \cdot \text{cm} = 11.811 \cdot \text{in}$$

$$s_h := \left(\frac{A_h}{b_w \cdot 0.003} \right) = 67.733 \cdot \text{in}$$

$$0.668 \cdot \frac{\text{lb}}{\text{ft}} = 0.994 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$S_{h,\text{actual}} := 50 \cdot \text{cm} = 19.685 \cdot \text{in}$$

$$1.27 \cdot \text{cm} = 0.5 \cdot \text{in}$$

Chequeo

$$\frac{A_h}{b_w \cdot S_{h,\text{actual}}} = 0.01032$$

$$\frac{A_h}{b_w \cdot S_{h,\text{actual}}} \geq 0.003 \quad \text{OK}$$

Requerimiento de refuerzo transversal mínimo

Etapa 1

$$V_{c1} = 690.133 \cdot \text{kip} \quad V_p = 222.822 \cdot \text{kip} \quad \phi = 0.9$$

$$V_{u1} = 210.427 \cdot \text{kip} \quad 0.5 \cdot \phi (V_p + V_{c1}) = 410.83 \cdot \text{kip}$$

$$V_{u1} \leq 0.5 \cdot \phi (V_p + V_c)$$

OK

No se requiere refuerzo

Etapa 2

$$V_{c2} = 635.665 \cdot \text{kip} \quad V_p = 222.822 \cdot \text{kip} \quad \phi = 0.9$$

$$V_{u2} = 567.709 \cdot \text{kip} \quad 0.5 \cdot \phi (V_p + V_{c1}) = 410.83 \cdot \text{kip}$$

$$V_{u1} > 0.5 \cdot \phi (V_p + V_c)$$

$$A_{tr} := 0.2 \cdot \text{in}^2 \cdot 2 = 0.4 \cdot \text{in}^2$$

$$b_{tr} := (30 - 10) \cdot \text{cm} = 7.874 \cdot \text{in}$$

$$S_{tr} := 10 \cdot \text{in}$$

$$f_y := 65 \cdot \text{ksi}$$

$$0.0316 \cdot \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{b_{tr} \cdot S_{tr}}{f_y} = 0.102 \cdot \text{in}^2$$

$$A_{tr} > 0.0316 \cdot \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{b_{tr} \cdot S_{tr}}{f_y}$$

OK

Refuerzo longitudinal minimo 5.8.3.5
Resistencia 1

$$x=0\%=7.677\text{ft}$$

$$A_{ps} = 8.37 \cdot \text{in}^2 \quad f_{ps2} = 307.147 \cdot \text{ksi} \quad \theta := 45$$

$$A_s := 0.2 \cdot \text{in}^2 \cdot 12 = 2.4 \cdot \text{in}^2 \quad f_y = 65 \cdot \text{ksi} \quad \phi_c := 1 \quad \phi_v := 0.9 \quad \phi_f := 0.9$$

$$M_u := M_{\max 2} = 45418.305 \cdot \text{kip} \cdot \text{in} \quad d_{v2} = 100.226 \cdot \text{in} \quad N_u := T = 2094.391 \cdot \text{kip}$$

$$V_{u2} = 567.709 \cdot \text{kip} \quad V_p = 222.822 \cdot \text{kip} \quad V_{s2} = 0 \cdot \text{kip}$$

$$A_{ps} \cdot f_{ps2} + A_s \cdot f_y = 2726.821 \cdot \text{kip}$$

$$\frac{|M_u|}{d_{v2} \cdot \phi_f} + 0.5 \cdot \frac{N_u}{\phi_c} + \left(\left| \frac{V_{u2}}{\phi_v} - V_p \right| - 0.5 \cdot V_{s2} \right) \cdot \cot(\theta) = 1802.571 \cdot \text{kip}$$

$$A_{ps} \cdot f_{ps2} + A_s \cdot f_y \geq \frac{|M_u|}{d_{v2} \cdot \phi_f} + 0.5 \cdot \frac{N_u}{\phi_c} + \left(\left| \frac{V_{u2}}{\phi_v} - V_p \right| - 0.5 \cdot V_{s2} \right) \cdot \cot(\theta)$$

OK

Hormigón Armado

Chequeos Hormigón Armado
140

Tesis

Carlos Bustamante
11/30/2014

Calculo de Momento $x=50\%=70\text{ft}$ 5.7.3.2

Etapla 1 Construccion

$$f_c := 5\text{-ksi} \quad \beta_1 := 0.85 \quad C_1 := 21.138\text{-in} \quad b_1 := 35\text{-in} \quad d_1 := 194\text{-in} \quad h_1 := 203\text{-in}$$

$$a_1 := C_1 \cdot \beta_1 \quad f_{st} := 60\text{-ksi} \quad f_{sc} := 60\text{-ksi} \quad d_{c1} := 6\text{-in} \quad \frac{L}{w} := 140\text{-ft}$$

$$A_{st1} := 55 \cdot 1.56\text{-in}^2 = 85.8\text{-in}^2 \quad A_{sc1} := 28 \cdot 1.56\text{-in}^2 = 43.68\text{-in}^2$$

$$M_{n1} := A_{st1} \cdot f_{st} \cdot \left(d_1 - \frac{a_1}{2} \right) - A_{sc1} \cdot f_{sc} \cdot \left(d_{c1} - \frac{a_1}{2} \right) = 80023.643\text{-kip}\cdot\text{ft}$$

$$M_{TB} := \left[\frac{1.6734 \left(\frac{\text{kip}}{\text{ft}} \right) \cdot L^2}{8} \right] = 4099.83\text{-kip}\cdot\text{ft} \quad M_{DC1sw} := \left[\frac{b_1 \cdot h_1 \cdot \left[0.15 \left(\frac{\text{kip}}{\text{ft}^3} \right) \right] \cdot (L^2)}{8} \right] = 18132.552\text{-kip}\cdot\text{ft}$$

$$M_{u1} := M_{TB} \cdot 1 + M_{DC1sw} \cdot 1 = 22232.382\text{-kip}\cdot\text{ft} \quad M_{n1} \cdot 0.9 = 72021.279\text{-kip}\cdot\text{ft}$$

$$M_{n1} \cdot 0.9 > M_{u1} \quad \text{OK}$$

Etapla 2 Servicio II

$$b_2 := 8.5\text{-ft} = 102\text{-in} \quad d_2 := d_1 + 9\text{-in} = 203\text{-in} \quad d_{c2} := \frac{\left(\frac{9\text{-in}}{2} + d_{c1} + 9\text{-in} \right)}{2} = 9.75\text{-in}$$

$$C_2 := 14.015\text{-in} \quad a_2 := C_2 \cdot \beta_1 = 11.913\text{-in}$$

$$A_{st2} := A_{st1} = 85.8\text{-in}^2 \quad A_{sc2} := A_{sc1} + (0.2 + 0.31) \cdot \frac{\text{in}^2}{\text{ft}} \cdot b_2 = 48.015\text{-in}^2$$

$$M_{n2} := A_{st2} \cdot f_{st} \cdot \left(d_2 - \frac{a_2}{2} \right) - A_{sc2} \cdot f_{sc} \cdot \left(d_{c2} - \frac{a_2}{2} \right) = 83620.961\text{-kip}\cdot\text{ft}$$

$$M_{DC2} := \left[\frac{0.3 \left(\frac{\text{kip}}{\text{ft}} \right) \cdot L^2}{8} \right] = 735\text{-kip}\cdot\text{ft} \quad M_{DW} := \left[\frac{0.16 \left(\frac{\text{kip}}{\text{ft}} \right) \cdot L^2}{8} \right] = 392\text{-kip}\cdot\text{ft} \quad M_{LL} := 5415.7\text{-kip}\cdot\text{ft}$$

$$M_{u2} := M_{TB} \cdot 1 + M_{DC1sw} \cdot 1 + M_{DC2} \cdot 1 + M_{DW} \cdot 1 + M_{LL} \cdot 1.3 = 30399.792\text{-kip}\cdot\text{ft}$$

$$M_{n2} \cdot 0.9 = 75258.865\text{-kip}\cdot\text{ft}$$

$$M_{u2} = 30399.792\text{-kip}\cdot\text{ft}$$

$$M_{n2} \cdot 0.9 > M_{u2}$$

OK

Resistencia a cortante $x=0\%=15.281\text{ft}$ 5.8.3.3

Etapa 1 Construccion

$$b_{v1} := 35\text{-in} \quad d_{v1} := \max\left(0.9 \cdot d_1, 0.72 \cdot h_1, \frac{M_{n1}}{A_{st1} \cdot f_{st}}\right) = 186.535\text{-in} \quad M_{dns} := 8428.06\text{-kip}\cdot\text{ft}$$

$$V_{d1} := 619.12\text{-kip} \quad V_{i1} := V_{d1} = 619.12\text{-kip} \quad S_{c1} := \frac{24399162.083\text{-in}^4}{h_1 \cdot 0.5} = 240385.833\text{-in}^3$$

$$M_{max1} := 8428.06\text{-kip}\cdot\text{ft} = 101136.72\text{-kip}\cdot\text{in} \quad f_r := 0.2 \cdot \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c} = 0.447\text{-ksi}$$

$$M_{cre1} := S_{c1} \cdot f_r + M_{dns} = 208640.533\text{-kip}\cdot\text{in} \quad f_y := 60\text{-ksi} \quad \theta := 45$$

$$V_{ci1} := 0.02 \cdot \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_{v1} \cdot d_{v1} + V_{d1} + \frac{V_{i1} \cdot M_{cre1}}{M_{max1}} = 2188.311\text{-kip}$$

$$V_{crw1} := (0.06 \cdot \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c}) b_{v1} \cdot d_{v1} = 875.922\text{-kip} \quad V_{c1} := \min(V_{ci1}, V_{crw1}) = 875.922\text{-kip}$$

$$A_{v1} := 2 \cdot 0.2 \cdot \text{in}^2 = 0.4\text{-in}^2 \quad s_1 := 18\text{-in} \quad V_{s1} := \frac{A_{v1} \cdot f_y \cdot d_{v1} \cdot \cot(\theta)}{s_1} = 153.548\text{-kip}$$

$$V_{n11} := V_{c1} + V_{s1} = 1029.47\text{-kip} \quad V_{n12} := 0.25 f_c \cdot b_{v1} \cdot d_{v1} = 8160.919\text{-kip}$$

$$V_{n1} := \min(V_{n11}, V_{n12}) = 1029.47\text{-kip} \quad \phi := 0.9$$

$$V_{u1} := \left[\left(8.8445 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \right) \cdot \frac{140\text{-ft}}{2} \right] = 619.115\text{-kip} \quad V_{n1} \cdot \phi = 926.523\text{-kip} \quad V_{u1} < \phi \cdot V_{n1} \quad \text{OK}$$

Etapa 2 Servicio II

$$h_2 := h_1 + 9\text{-in} = 212\text{-in} \quad b_{v2} := 30\text{-in} \quad d_{v2} := \max\left[0.9 \cdot (d_2), 0.72 \cdot h_2, \frac{M_{n2}}{A_{st2} \cdot f_{st}}\right] = 194.921\text{-in}$$

$$V_{d2} := [(605.72 + 21) \cdot 1 + 11.2 \cdot 1 + 149.5 \cdot 1] \cdot \text{kip} = 787.42\text{-kip}$$

$$S_{c2} := \frac{33539793.837\text{-in}^4}{113.629\text{-in}} = 295169.313\text{-in}^3 \quad f_r = 0.447\text{-ksi} \quad V_{i2} := V_{d2} = 787.42\text{-kip}$$

$$A_{c2} := 1.732\text{-m}^2 = 2684.605\text{-in}^2 \quad M_{dns2} := (8428.06 + 285.875 + 152.466) \cdot \text{kip}\cdot\text{ft}$$

$$M_{max2} := [M_{dns2} + 2106.41 \cdot (\text{kip}\cdot\text{ft}) \cdot 1.3] = 139256.808\text{-kip}\cdot\text{in}$$

$$M_{cre2} := S_{c2} \cdot f_r + M_{dns2} = 238400.542\text{-kip}\cdot\text{in}$$

$$V_{ci2} := 0.02 \cdot \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_{v2} \cdot d_{v2} + V_{d2} + \frac{V_{i2} \cdot M_{cre2}}{M_{max2}} = 2396.956\text{-kip}$$

$$V_{crw2} := (0.06 \cdot \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c}) b_{v2} \cdot d_{v2} = 784.54\text{-kip} \quad V_{c2} := \min(V_{ci2}, V_{crw2}) = 784.54\text{-kip}$$

$$A_{v2} := 2 \cdot 0.2 \cdot \text{in}^2 = 0.4 \cdot \text{in}^2 \quad s_2 := 18 \cdot \text{in} \quad V_{s2} := \frac{A_{v2} \cdot f_y \cdot d_{v2} \cdot \cot(\theta)}{s_2} = 160.451 \cdot \text{kip}$$

$$V_{n21} := V_{c2} + V_{s2} = 944.991 \cdot \text{kip} \quad V_{n22} := 0.25 f_c \cdot b_{v2} \cdot d_{v2} = 7309.525 \cdot \text{kip}$$

$$V_{n2} := \min(V_{n21}, V_{n22}) = 944.991 \cdot \text{kip}$$

$$V_{u2} := \left[\left(8.8445 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} + 0.3 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \right) \cdot 1 + \left(0.16 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \right) \cdot 1 \right] \cdot \frac{140 \cdot \text{ft}}{2} + 149.5 \cdot \text{kip} \cdot 1.3 = 845.665 \cdot \text{kip}$$

$$V_{n2} \cdot \phi = 850.492 \cdot \text{kip}$$

$$V_{u2} < \phi \cdot V_{n2} \quad \text{OK}$$

Diseno del acero adicional
Control de fisuras

Para los estribos

$$A_v := 0.31 \cdot \text{in}^2 \cdot 2 = 0.62 \cdot \text{in}^2$$

$$b_w := 35 \cdot \text{in} = 35 \cdot \text{in}$$

$$s_v := \left(\frac{A_v}{b_w \cdot 0.003} \right) = 5.905 \cdot \text{in}$$

$$S_{v,\text{actual}} := 5 \cdot \text{in}$$

Chequeo

$$\frac{A_v}{b_w \cdot S_{v,\text{actual}}} = 0.00354$$

$$\frac{A_v}{b_w \cdot S_{v,\text{actual}}} \geq 0.003 \quad \text{OK}$$

Para el acero longitudinal

$$A_h := 0.11 \cdot \text{in}^2 \cdot (32) = 3.52 \cdot \text{in}^2$$

$$b_w = 35 \cdot \text{in}$$

$$s_h := \left(\frac{A_h}{b_w \cdot 0.003} \right) = 33.524 \cdot \text{in}$$

$$S_{h,\text{actual}} := 12 \cdot \text{in}$$

Chequeo

$$\frac{A_h}{b_w \cdot S_{h,\text{actual}}} = 0.00838$$

$$\frac{A_h}{b_w \cdot S_{h,\text{actual}}} \geq 0.003 \quad \text{OK}$$

Requerimiento de refuerzo transversal minimo
Etapa 1

$$V_{c1} = \bullet \cdot \text{kip} \quad V_p := 0 \quad \phi = 0.9$$

$$V_{u1} = 619.115 \cdot \text{kip} \quad 0.5 \cdot \phi (V_p + V_{c1}) = 394.165 \cdot \text{kip}$$

$$V_{u1} > 0.5 \cdot \phi (V_p + V_c) \quad \text{OK}$$

$$A_{tr} := 0.31 \cdot \text{in}^2 \cdot 2 = 0.62 \cdot \text{in}^2 \quad b_{tr} := 35 \cdot \text{in} \quad f_y = 60 \cdot \text{ksi}$$

$$S_{tr} := 5 \cdot \text{in} \quad 0.0316 \cdot \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{b_{tr} \cdot S_{tr}}{f_y} = 0.206 \cdot \text{in}^2$$

$$A_{tr} > 0.0316 \cdot \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{b_{tr} \cdot S_{tr}}{f_y} \quad \text{OK}$$

Etapa 2

$$V_{c2} = 784.54 \cdot \text{kip} \quad V_p = 0 \cdot \text{kip} \quad \phi = 0.9$$

$$V_{u2} = 845.665 \cdot \text{kip} \quad 0.5 \cdot \phi (V_p + V_{c1}) = 394.165 \cdot \text{kip}$$

$$V_{u1} > 0.5 \cdot \phi (V_p + V_c)$$

$$A_{tr} = 0.62 \cdot \text{in}^2 \quad b_{tr} = 35 \cdot \text{in} \quad f_y = 60 \cdot \text{ksi}$$

$$S_{tr} = 5 \cdot \text{in}$$

$$0.0316 \cdot \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{b_{tr} \cdot S_{tr}}{f_y} = 0.206 \cdot \text{in}^2$$

$$A_{tr} > 0.0316 \cdot \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{b_{tr} \cdot S_{tr}}{f_y} \quad \text{OK}$$

Puente de 70 ft

Acero

Chequeos Puente 70

Tesis

 Carlos Bustamante
 100103
 11/30/2014

Puente 70
 X=23.33 Corresponde a la seccion 1

Construccion

Resistencia a la fluencia en el patin de compresi3n

$$\phi_f := 1 \quad R_h := 1 \quad F_{yc} := 50$$

Determinar esbeltez del alma

$$I := \frac{(0.5) \cdot 27^3}{12} \quad A_w := 27 \cdot (0.5) = 13.5$$

$$r := \sqrt{\frac{I}{A}} = 7.794 \quad \lambda_w := (17.5) \cdot 12 = 210 \quad \frac{\lambda_w}{r} = 26.943 \quad \frac{\lambda_w}{r} \leq 200$$

El alma no es esbelta segun 6.8.4

Segun la seccion 6.10.3.2.1

$$1.25f_{bu} + 1.25f_{lc} < \phi_f \cdot R_h \cdot F_{yc}$$

$$M_{ws} := (0.174) \cdot \frac{(17.5)^2}{8} = 6.661 \text{ k-ft} \quad S_{yc} := 83.41 \text{ in}^3$$

$$f_{lc} := \frac{M_{ws} \cdot 12}{S_{yc}} = 0.958 \text{ ksi}$$

$$M_{uc} := (921.57) \text{ k-ft} \quad S_{xc} := 330.07 \text{ in}^3$$

$$f_{bu} := \frac{M_{uc} \cdot 12}{S_{xc}} = 33.505 \text{ ksi}$$

$$1.25f_{bu} + 1.25f_{lc} = 43.079 \quad \phi_f \cdot R_h \cdot F_{yc} = 50$$

$$\frac{1.25f_{bu} + 1.25f_{lc}}{\phi_f \cdot R_h \cdot F_{yc}} = 0.862$$

$$1.25f_{bu} + 1.25f_{lc} < \phi_f \cdot R_h \cdot F_{yc} \quad \text{OK}$$

Estabilidad de la viga

Pandeo local del patin 6.10.8.2.2

$$b_{fc} := 14 \quad t_{fc} := 0.625 \quad R_b := 1 \quad R_{h'} := 1 \quad F_{yr} := 50 \quad E := 29000 \quad F_{yr} := 0.7 \cdot F_{yc}$$

$$\lambda_f := \frac{b_{fc}}{2 \cdot t_{fc}} = 11.2 \quad \lambda_{pf} := 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 9.152 \quad \lambda_{rf} := 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}} \quad \lambda_f > \lambda_{pf}$$

$$F_{nc1} := \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h \cdot F_{yc}} \right) \cdot \left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \cdot (R_b \cdot R_h \cdot F_{yc}) = 45.59$$

$$1.25f_{bu} + 1.25f_{fc} = 43.079$$

$$\frac{1.25f_{bu} + 1.25f_{fc}}{F_{nc1}} = 0.945 \quad \text{OK}$$

Pandeo lateral torsional 6.10.8.2.3

$$\phi_c := 1 \quad D_c := 18.53 - t_{fc} = 17.905 \quad t_w := 0.5 \quad F_{yr} := 0.7 \cdot F_{yc} = 35 \quad C_b := 1$$

$$r_t := \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left[1 + \frac{1}{3} \cdot \frac{(D_c \cdot t_w)}{b_{fc} \cdot t_{fc}} \right]}} = 3.49$$

$$L_p := r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \cdot \frac{1}{12} = 7.004 \text{ ft}$$

$$L_r := \pi \cdot r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}} \cdot \left(\frac{1}{12} \right) = 26.3 \text{ ft}$$

$$L_b := 17.5 \text{ ft}$$

$$L_p < L_b < L_r$$

Entonces

$$F_{nc} := C_b \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h \cdot F_{yc}} \right) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \cdot (R_b \cdot R_h \cdot F_{yc}) = 41.841$$

Segun

$$1.25f_{bu} + \frac{1.25}{3} \cdot f_{fc} = 42.28 \quad \phi_f \cdot F_{nc} = 41.841$$

$$\frac{1.25f_{bu} + \frac{1.25}{3} \cdot f_{fc}}{\phi_f \cdot F_{nc}} = 1.01$$

$$1.25f_{bu} + \frac{1.25}{3} \cdot f_{fc} < \phi_f \cdot F_{nc} \quad \text{OK}$$

Resistencia a la fluencia en el patin de tension

$$\phi_f := 1 \quad F_{yt} := 50$$

Segun la seccion 6.10.3.2.2

$$1.25f_{bu} + 1.25f_{lc} < \phi_f \cdot R_h \cdot F_{yt}$$

$$F_{yt} := 50 \text{ ksi} \quad R_h := 1 \quad \phi_f := 1$$

$$M_{uc} := (921.569) \text{ k-ft} \quad S_{xc} := 590.88 \text{ in}^3$$

$$f_{bu} := \frac{M_{uc} \cdot 12}{S_{xc}} = 18.716 \text{ ksi}$$

$$M_{ws} := (0.174) \cdot \frac{\left(\frac{1}{12}\right)^2}{8} = 6.661 \text{ k-ft} \quad S_{yc} := 83.41 \text{ in}^3$$

$$f_{ws} := \frac{M_{ws} \cdot 12}{S_{yc}} = 0.958 \text{ ksi}$$

$$1.25f_{bu} + 1.25f_{lc} = 24.593 \text{ ksi} \quad \phi_f \cdot R_h \cdot F_{yt} = 50 \text{ ksi}$$

$$\frac{1.25f_{bu} + 1.25f_{lc}}{\phi_f \cdot R_h \cdot F_{yt}} = 0.492$$

$$1.25f_{bu} + 1.25f_{lc} < \phi_f \cdot R_h \cdot F_{yt} \quad \text{OK}$$

Servicio

Patin Superior

Segun la seccion 6.10.4.2.2

$$f_f \leq 0.95 \cdot R_h \cdot F_{yf}$$

 f_f se determina a partir del estado de servicio II

$$F_{yf} := 50 \quad R_h := 1$$

$$M_{uov} := [921.569 + 217.762 + 114.325 + (1.3) \cdot 1431.542] = 3114.660 \text{ k} \cdot \text{ft}$$

$$S_{NCc} := 330.07 \quad S_{3nc} := 6192.56 \quad S_{nc} := -13696.61 \text{ in}^3$$

$$f_f := \left(\frac{921.569}{S_{NCc}} + \frac{217.762 + 114.325}{S_{3nc}} + \frac{1.3 \cdot 1431.542}{S_{nc}} \right) \cdot 12 = 32. \text{ ksi}$$

$$0.95 \cdot R_h \cdot F_{yf} = 47.5$$

$$\frac{f_f}{0.95 \cdot R_h \cdot F_{yf}} = 0.685 \quad \text{OK}$$

Segun la seccion 6.10.4.2.2

Patin inferior

$$f_f + \frac{f_1}{2} \leq 0.95 \cdot R_h \cdot F_{yf}$$

$$F_{yf} := 50 \quad R_h := 1$$

$$M_{uov} := [921.569 + 217.762 + 114.325 + (1.3) \cdot 1431.542] = 3114.660 \text{ k} \cdot \text{ft}$$

$$S_{NCt} := 590.88 \quad S_{3nt} := 951.82 \quad S_{nt} := 1020.61 \text{ in}^3$$

$$f_{ft} := \left(\frac{921.569}{S_{NCt}} + \frac{217.762 + 114.325}{S_{3nt}} + \frac{1.3 \cdot 1431.542}{S_{nt}} \right) \cdot 12 = 44. \text{ ksi}$$

$$M_{ws} := (0.349) \cdot \left(\frac{1}{12} \right)^2 = 13.36 \text{ k} \cdot \text{ft} \quad S_{yc} := 569.41 \text{ in}^3$$

$$f_1 := \frac{M_{ws} \cdot 12}{S_{yc}} = 0.282 \text{ ksi}$$

$$f_f + \frac{f_1}{2} = 44.924 \quad 0.95 \cdot R_h \cdot F_{yf} = 47.5$$

$$\frac{f_f + \frac{f_1}{2}}{0.95 \cdot R_h \cdot F_{yf}} = 0.946 \quad \text{OK}$$

Resistencia a flexion

Segun 6.10.7.1.2

Calculo del momento plastico segun D6.1

Quitando el efecto del acero de refuerzo de la loza

$$f_c := 4 \quad b_s := (6 + 6) \cdot 12 = 144 \quad t_s := 9 \quad F_y := 50 \quad C_{rt} := 2$$

$$A_s := (14 \cdot 0.625) + (27 \cdot 0.5) + (18 \cdot 1.25) = 44.75$$

$$C_{rb} := t_s - 1$$

$$P_s := 0.85 f_c \cdot b_s \cdot t_s = 4406.4$$

$$b_t := 18 \quad t_t := 1.25 \quad b_c := 14 \quad t_c := 0.625 \quad D := 27 \quad t_{ww} := 0.5 \quad \text{En pulgadas}$$

$$P_t := F_y \cdot b_t \cdot t_t = 1125$$

$$P_s \left(\frac{C_{rb}}{t_s} \right) = 3916.8$$

$$P_c := F_y \cdot b_c \cdot t_c = 437.5$$

$$P_w := F_y \cdot D \cdot t_w = 675$$

$$P_t + P_w + P_c = 2237.5$$

$$P_s \left(\frac{C_{rt}}{t_s} \right) = 979.2$$

$$P_t + P_w + P_c > P_s \left(\frac{C_{rt}}{t_s} \right) \quad \text{Caso V}$$

$$Y_{\text{barra}} := t_s \left[\frac{(P_c + P_w + P_t)}{P_s} \right] = 4.57 \quad \text{in}$$

$$d_c := \left(t_s + 4 - \frac{t_c}{2} \right) - Y_{\text{barra}} = 8.117 \quad \text{in}$$

$$d_w := \left(\frac{D}{2} + 4 + t_s \right) - Y_{\text{barra}} = 21.93 \quad \text{in}$$

$$d_t := \left(\frac{t_t}{2} + D + 4 + t_s \right) - Y_{\text{barra}} = 36.055 \quad \text{in}$$

$$M_p := \left(\frac{Y_{\text{barra}}^2 \cdot P_s}{2 t_s} \right) + (P_c \cdot d_c + P_w \cdot d_w + P_t \cdot d_t) = 64028.655 \quad \text{k-in} \quad \frac{M_p}{12} = 5335.721 \quad \text{k-ft}$$

Para el calculo procedemos a calcular el momento nominal

$$D_p := Y_{\text{barra}} = 4.57$$

$$D_t := t_t + D + 4 + t_s = 41.25 \quad 0.1D_t = 4.125 \text{ in}$$

$$D_p > 0.1D_t$$

$$M_n := \frac{M_p}{12} \left(1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} \right) = 5295.423 \text{ k-ft}$$

Calculo del momento de fluencia

$$S_{NCc} = 330.07 \quad S_{3nc} = 6192.56 \quad S_{nc} = -13696.61 \quad F_{yc} = 50$$

$$S_{NCt} = 590.88 \quad S_{3nt} = 951.82 \quad S_{nt} = 1020.61 \quad F_{yt} = 50$$

$$M_{D1} := 1.25 \cdot 921.569 = 1151.961 \quad M_{D2} := 1.25 \cdot 217.762 + 1.5 \cdot 114.325 = 443.69$$

$$M_{ADc} := S_{3nc} \left(F_{yc} - \frac{M_{D1} \cdot 12}{S_{NCc}} - \frac{M_{D2} \cdot 12}{S_{nc}} \right) = 52687.004 \text{ k-in} \quad \frac{M_{ADc}}{12} = 4390.584 \text{ k-ft}$$

$$M_{yc} := M_{D1} + M_{D2} + \frac{M_{ADc}}{12} = 5986.235 \text{ k-ft}$$

$$M_{ADt} := S_{3nt} \left(F_{yt} - \frac{M_{D1} \cdot 12}{S_{NCt}} - \frac{M_{D2} \cdot 12}{S_{nt}} \right) = 20357.91 \text{ k-in} \quad \frac{M_{ADt}}{12} = 1696.493 \text{ k-ft}$$

$$M_{yt} := M_{D1} + M_{D2} + \frac{M_{ADt}}{12} = 3292.144 \text{ k-ft}$$

$$M_y := \min(M_{yc}, M_{yt}) = 3292.144 \text{ k-ft} \quad S_{xt} := \frac{M_{yt} \cdot 12}{F_{yt}} = 790.115 \text{ in}^3$$

$$M_u := 1.25 \cdot 921.569 + 1.25 \cdot 217.762 + 1.5 \cdot 114.325 + 1.75 \cdot 1431.542 = 4100.85$$

$$f_w := \frac{M_{ws} \cdot 12}{S_{yc}} = 0.282 \text{ ksi}$$

$$\phi := 1 \quad M_n = 5295.423 \text{ k-ft}$$

$$M_u + \frac{0 \cdot S_{xt}}{3 \cdot 12} = 4100.85$$

$$\frac{M_u + \frac{f_1 \cdot S_{xt}}{3 \cdot 12}}{\phi \cdot M_n} = 0.776$$

$$M_u + \frac{f_1 \cdot S_{xt}}{3 \cdot 12} \leq \phi \cdot M_n \quad \text{OK}$$

Puente 70
X=35 Corresponde a la seccion 2

Construccion

Resistencia a la fluencia en el patin de compresión

$$\phi_f := 1 \quad R_h := 1 \quad F_{yc} := 50$$

Determinar esbeltez del alma

$$I := \frac{(0.5) \cdot 27^3}{12} \quad A_w := 27 \cdot (0.5) = 13.5$$

$$r := \sqrt{\frac{I}{A}} = 7.794 \quad l_w := (17.5) \cdot 12 = 210$$

$$\frac{l_w}{r} = 26.943$$

$$\frac{l_w}{r} \leq 200$$

El alma no es esbelta segun 6.8.4

Segun la seccion 6.10.3.2.1

$$1.25f_{bu} + 1.25f_{lc} < \phi_f R_h F_{yc}$$

$$M_{ws} := (0.174) \cdot \frac{(17.5)^2}{8} = 6.661 \text{ k-ft} \quad S_{yc} := 108.96 \text{ in}^3$$

$$f_{lc} := \frac{M_{ws} \cdot 12}{S_{yc}} = 0.734 \text{ ksi}$$

$$M_{uc} := (1036.84) \text{ k-ft} \quad S_{xc} := 414.16 \text{ in}^3$$

$$f_{bu} := \frac{M_{uc} \cdot 12}{S_{xc}} = 30.042 \text{ ksi}$$

$$1.25f_{bu} + 1.25f_{lc} = 38.469 \quad \phi_f R_h F_{yc} = 50$$

$$\frac{1.25f_{bu} + 1.25f_{lc}}{\phi_f R_h F_{yc}} = 0.769$$

$$1.25f_{bu} + 1.25f_{lc} < \phi_f R_h F_{yc} \quad \text{OK}$$

Estabilidad de la viga

Pandeo local del patin 6.10.8.2.2

$$b_{fc} := 16 \quad t_{fc} := 0.75 \quad R_b := 1 \quad R_{b1} := 1 \quad F_{y1} := 50 \quad E := 29000 \quad F_{yr} := 0.7 \cdot F_{yc}$$

$$\lambda_f := \frac{b_{fc}}{2 \cdot t_{fc}} = 10.667 \quad \lambda_{pf} := 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 9.152 \quad \lambda_{rf} := 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}} \quad \lambda_f > \lambda_{pf}$$

$$F_{nc1} := \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h \cdot F_{yc}} \right) \cdot \left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \cdot (R_b \cdot R_h \cdot F_{yc}) = 46.739$$

$$1.25f_{bu} + 1.25f_{lc} = 38.469$$

$$\frac{1.25f_{bu} + 1.25f_{lc}}{F_{nc1}} = 0.823 \quad \text{OK}$$

Pandeo lateral torcional 6.10.8.2.3

$$\phi_x := 1 \quad D_c := 17.95 - t_{fc} = 17.2 \quad t_w := 0.5 \quad F_{y1} := 0.7 \cdot F_{yc} = 35 \quad C_b := 1$$

$$r_t := \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left[1 + \frac{1}{3} \frac{(D_c \cdot t_w)}{b_{fc} \cdot t_{fc}} \right]}} = 4.15$$

$$L_p := r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \cdot \frac{1}{12} = 8.328 \text{ ft}$$

$$L_r := \pi \cdot r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}} \cdot \left(\frac{1}{12} \right) = 31.271 \text{ ft}$$

$$L_b := 17.5 \text{ ft}$$

$$L_p < L_b < L_r$$

Entonces

$$F_{nc} := C_b \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h \cdot F_{yc}} \right) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \cdot (R_b \cdot R_h \cdot F_{yc}) = 44.004$$

Segun

$$1.25f_{bu} + \frac{1.25}{3} \cdot f_{lc} = 37.8578 \quad \phi_f \cdot F_{nc} = 44.004$$

$$\frac{1.25f_{bu} + \frac{1.25}{3} \cdot f_{lc}}{\phi_f \cdot F_{nc}} = 0.86$$

$$1.25f_{bu} + \frac{1.25}{3} \cdot f_{lc} < \phi_f \cdot F_{nc} \quad \text{OK}$$

Resistencia a la fluencia en el patin de tension

$$\phi_f := 1 \quad F_{yt} := 50$$

Segun la seccion 6.10.3.2.2

$$1.25f_{bu} + 1.25f_{lc} < \phi_f \cdot R_h \cdot F_{yt}$$

$$F_{yt} := 50 \text{ ksi} \quad R_h := 1 \quad \phi_f := 1$$

$$M_{uc} := (1036.84) \text{ k-ft} \quad S_{xc} := 672.34 \text{ in}^3$$

$$f_{bu} := \frac{M_{uc} \cdot 12}{S_{xc}} = 18.506 \text{ ksi}$$

$$M_{ws} := (0.174) \cdot \left(\frac{1}{12}\right)^2 = 6.661 \text{ k-ft} \quad S_{yc} := 108.96 \text{ in}^3$$

$$f_{ws} := \frac{M_{ws} \cdot 12}{S_{yc}} = 0.734 \text{ ksi}$$

$$1.25f_{bu} + 1.25f_{lc} = 24.049 \text{ ksi} \quad \phi_f \cdot R_h \cdot F_{yt} = 50 \text{ ksi}$$

$$\frac{1.25f_{bu} + 1.25f_{lc}}{\phi_f \cdot R_h \cdot F_{yt}} = 0.481$$

$$1.25f_{bu} + 1.25f_{lc} < \phi_f \cdot R_h \cdot F_{yt} \quad \text{OK}$$

Servicio

Patin Superior

Segun la seccion 6.10.4.2.2

$$f_f \leq 0.95 \cdot R_h \cdot F_{yf}$$

f_f se determina a partir del estado de servicio II

$$F_{yf} := 50 \quad R_h := 1$$

$$M_{uov} := [1036.84 + 245 + 128.63 + (1.3) \cdot 1610.6] = 3504.25 \text{ k-ft}$$

$$S_{NCc} := 414.16 \quad S_{3nc} := 5719.42 \quad S_{nc} := -18830.227 \text{ in}^3$$

$$f_f := \left(\frac{1036.84}{S_{NCc}} + \frac{245 + 128.63}{S_{3nc}} + \frac{1.3 \cdot 1610.6}{S_{nc}} \right) \cdot 12 = 29.491 \text{ ksi}$$

$$0.95 \cdot R_h \cdot F_{yf} = 47.5$$

$$\frac{f_f}{0.95 \cdot R_h \cdot F_{yf}} = 0.621 \quad \text{OK}$$

Segun la seccion 6.10.4.2.2

Patin inferior

$$f_f + \frac{f_1}{2} \leq 0.95 \cdot R_h \cdot F_{yf}$$

$$F_{yf} := 50 \quad R_h := 1$$

$$M_{uov} := [1036.84 + 245 + 128.63 + (1.3) \cdot 1610.6] = 3504.25 \text{ k-ft}$$

$$S_{NCt} := 672.34 \quad S_{3nt} := 1031.14 \quad S_{nt} := 1108.79 \text{ in}^3$$

$$f_c := \left(\frac{1036.84}{S_{NCt}} + \frac{245 + 128.63}{S_{3nt}} + \frac{1.3 \cdot 1610.6}{S_{nt}} \right) \cdot 12 = 45.514 \text{ ksi}$$

$$M_{uov} := (0.349) \cdot \left(\frac{1}{12} \right)^2 = 13.36 \text{ k-ft} \quad S_{uov} := 546.36 \text{ in}^3$$

$$f_1 := \frac{M_{ws} \cdot 12}{S_{yc}} = 0.293 \text{ ksi}$$

$$f_f + \frac{f_1}{2} = 45.661 \quad 0.95 \cdot R_h \cdot F_{yf} = 47.5$$

$$\frac{f_f + \frac{f_1}{2}}{0.95 \cdot R_h \cdot F_{yf}} = 0.961 \quad \text{OK}$$

Resistencia a flexion

Segun 6.10.7.1.2

Calculo del momento plastico segun D6.1

Quitando el efecto del acero de refuerzo de la loza

$$f_c := 4 \quad b_s := (6 + 6) \cdot 12 = 144 \quad t_s := 9 \quad F_y := 50 \quad C_{rt} := 2$$

$$A_w := (16 \cdot 0.75) + (27 \cdot 0.5) + (20 \cdot 1.25) = 50.5 \quad C_{rb} := t_s - 1$$

$$P_s := 0.85 f_c \cdot b_s \cdot t_s = 4406.4$$

$$b_t := 20 \quad t_t := 1.25 \quad b_c := 16 \quad t_c := 0.75 \quad D := 27 \quad t_w := 0.5 \quad \text{En pulgadas}$$

$$P_t := F_y \cdot b_t \cdot t_t = 1250 \quad P_s \cdot \left(\frac{C_{rb}}{t_s} \right) = 3916.8$$

$$P_c := F_y \cdot b_c \cdot t_c = 600$$

$$P_w := F_y \cdot D \cdot t_w = 675$$

$$P_t + P_w + P_c = 2525 \quad P_s \cdot \left(\frac{C_{rt}}{t_s} \right) = 979.2$$

$$P_t + P_w + P_c > P_s \cdot \left(\frac{C_{rt}}{t_s} \right) \quad \text{Caso V}$$

$$Y_{barra} := (t_s) \cdot \left[\frac{(P_c + P_w + P_t)}{P_s} \right] = 5.157 \text{ in}$$

$$d_c := \left(t_s + 4 - \frac{t_c}{2} \right) - Y_{barra} = 7.468 \text{ in}$$

$$d_w := \left(\frac{D}{2} + 4 + t_s \right) - Y_{barra} = 21.343 \text{ in}$$

$$d_t := \left(\frac{t_t}{2} + D + 4 + t_s \right) - Y_{barra} = 35.468 \text{ in}$$

$$M_p := \left(\frac{Y_{barra}^2 \cdot P_s}{2 t_s} \right) + (P_c \cdot d_c + P_w \cdot d_w + P_t \cdot d_t) = 69732.695 \text{ k-in} \quad \frac{M_p}{12} = 5811.058 \text{ k-ft}$$

Para el calculo procedemos a calcular el momento nominal

$$D_p := Y_{\text{barra}} = 5.157$$

$$D_t := t_t + D + 4 + t_s = 41.25 \quad 0.1D_t = 4.125 \text{ in}$$

$$D_p > 0.1D_t$$

$$M_n := \frac{M_p}{12} \cdot \left(1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} \right) = 5709.264 \text{ k-ft}$$

Calculo del momento de fluencia

$$S_{NCc} = 414.16 \quad S_{3nc} = 5719.42 \quad S_{nc} = -18830.227 \quad F_{yc} = 50$$

$$S_{NCt} = 672.34 \quad S_{3nt} = 1031.14 \quad S_{nt} = 1108.79 \quad F_{yt} = 50$$

$$M_{D1} := 1.25 \cdot 1036.84 = 1296.05 \quad M_{D2} := 1.25 \cdot 245 + 1.5 \cdot 128.63 = 499.195$$

$$M_{ADc} := S_{3nc} \cdot \left(F_{yc} - \frac{M_{D1} \cdot 12}{S_{NCc}} - \frac{M_{D2} \cdot 12}{S_{nc}} \right) = 73013.943 \text{ k-in} \quad \frac{M_{ADc}}{12} = 6084.495 \text{ k-ft}$$

$$M_{yc} := M_{D1} + M_{D2} + \frac{M_{ADc}}{12} = 7879.74 \text{ k-ft}$$

$$M_{ADt} := S_{3nt} \cdot \left(F_{yt} - \frac{M_{D1} \cdot 12}{S_{NCt}} - \frac{M_{D2} \cdot 12}{S_{nt}} \right) = 22133.79 \text{ k-in} \quad \frac{M_{ADt}}{12} = 1844.483 \text{ k-ft}$$

$$M_{yt} := M_{D1} + M_{D2} + \frac{M_{ADt}}{12} = 3639.728 \text{ k-ft}$$

$$M_y := \min(M_{yc}, M_{yt}) = 3639.728 \text{ k-ft}$$

$$S_{xt} := \frac{M_{yt} \cdot 12}{F_{yt}} = 873.535 \text{ in}^3$$

$$M_u := 1.25 \cdot 1036.84 + 1.25 \cdot 245 + 1.5 \cdot 128.63 + 1.75 \cdot 1610.6 = 4613.795$$

$$f_w := \frac{M_{ws} \cdot 12}{S_{yc}} = 0.293 \text{ ksi}$$

$$\phi := 1 \quad M_n = 5709.264 \text{ k-ft}$$

Chequeos Puente 70

Tesis

Carlos Bustamante
100103
11/30/2014

$$M_u + \frac{f_1 \cdot S_{xt}}{3 \cdot 12} = 4620.915$$

$$\frac{M_u + \frac{f_1 \cdot S_{xt}}{3 \cdot 12}}{\phi \cdot M_n} = 0.809$$

$$M_u + \frac{f_1 \cdot S_{xt}}{3 \cdot 12} \leq \phi \cdot M_n \quad \text{OK}$$

Pretensado

Chequeos Pretensado
70

Tesis

Carlos Bustamante
11/30/2014

Calculo de Momento $x=50\%=70\text{ft}$ 5.7.3.2

Etapa 1 Construccion

$$A_{ps} := 1800 \cdot \text{mm}^2 \cdot 2 = 5.58 \cdot \text{in}^2 \quad f_{pe} := 201.497 \cdot \text{ksi} \quad l_e := 2136.44 \cdot \text{cm} = 841.118 \cdot \text{in}$$

$$d_{p1} := (70 + 30 + 30 - 17.5) \cdot \text{cm} = 44.291 \cdot \text{in} \quad C_1 := 10.184 \cdot \text{in}$$

$$f_{ps1} := f_{pe} + 900 \cdot \text{ksi} \cdot \frac{(d_{p1} - C_1)}{l_e} = 237.992 \cdot \text{ksi}$$

$$f_c := 5000 \cdot \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2} = 7.112 \cdot \text{ksi} \quad \beta_1 := 0.85$$

$$b_1 := (65) \cdot \text{cm} = 25.591 \cdot \text{in} \quad h_{f1} := (30) \cdot \text{cm} = 11.811 \cdot \text{in}$$

$$b_w := b_1 = 25.591 \cdot \text{in}$$

$$C_{1w} := \frac{A_{ps} \cdot f_{ps1}}{0.85 \cdot f_c \cdot \beta_1 \cdot b_1} = 10.1 \cdot \text{in}$$

$$a_1 := C_1 \cdot \beta_1 = 8.585 \cdot \text{in}$$

$$M_{n1} := A_{ps} \cdot f_{ps1} \cdot \left(d_{p1} - \frac{a_1}{2} \right) + 0.85 \cdot f_c \cdot (b_1 - b_w) \cdot h_{f1} \cdot \left(\frac{a_1}{2} - \frac{h_{f1}}{2} \right) = 4426.546 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{n1} \cdot 1 = 4426.546 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad M_{u1} := (1358.4) \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad M_{n1} \cdot 1 > M_{u1} \quad \text{OK}$$

Etapa 2 Resistencia 1

$$d_{p2} := (70 + 30 + 30 + 22.86 - 17.5) \cdot \text{cm} = 53.291 \cdot \text{in} \quad b_2 := 8.5 \cdot \text{ft} = 102 \cdot \text{in}$$

$$h_{f2} := 9 \cdot \text{in} = 9 \cdot \text{in} \quad C_2 := 2.742 \cdot \text{in}$$

$$f_{ps2} := f_{pe} + 900 \cdot \text{ksi} \cdot \frac{(d_{p2} - C_2)}{l_e} = 255.585 \cdot \text{ksi}$$

$$C_{2w} := \frac{A_{ps} \cdot f_{ps2}}{0.85 \cdot f_c \cdot \beta_1 \cdot b_2} = 2.721 \cdot \text{in}$$

$$b_{ww} := b_2 = 102 \cdot \text{in}$$

$$a_2 := C_2 \cdot \beta_1 = 2.313 \cdot \text{in}$$

$$M_{n2} := A_{ps} \cdot f_{ps2} \cdot \left(d_{p2} - \frac{a_2}{2} \right) + 0.85 \cdot f_c \cdot (b_2 - b_w) \cdot h_{f2} \cdot \left(\frac{a_2}{2} - \frac{h_{f2}}{2} \right) = 6196.082 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$(M_{n2} \cdot 1) = 6196.082 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{u2} := [(1358.4 + 183.75) \cdot 1.25 + 98 \cdot 1.5 + 1624.2 \cdot 1.75] \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} = 4917.038 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{n2} \cdot 1 > M_{u2} \quad \text{OK}$$

Resistencia a cortante $x=0\%=3.322\text{ft}$

5.8.3.3

Cortante por pretensado

Ecuacion del cable medio

$$\frac{T}{A_w} := 510\text{-tonnef} = 1124.358\text{-kip}$$

$$y := 0.003978497501(x)^2 - 0.084885222680 \cdot x$$

dy en $x=0$ da la pendiente del cable $x := 0\text{m}$

$$dy := 0.007956995x - 0.084885222680\text{-m} = -0.08489\text{-m}$$

$$\text{hyp} := \sqrt{(1\text{-m})^2 + dy^2} = 1.003596\text{-m}$$

$$V_p := \frac{-dy \cdot T}{\text{hyp}} = 95.099\text{-kip}$$

Etapa 1

Construccion

$$h_1 := (70 + 30 + 30) \cdot \text{cm} = 51.181\text{-in}$$

$$d_{v1} := \max[0.9 \cdot (h_1 - 17.5 \cdot \text{cm}), 0.72 \cdot h_1, h_1 - (27.77 + 25.23) \cdot \text{cm}] = 39.862\text{-in}$$

$$b_{v1} := (30 - 10) \cdot \text{cm} = 7.874\text{-in}$$

$$d_{v1} = 3.322\text{ft}$$

$$V_{d1} := 77.623\text{-kip}$$

$$V_{i1} := V_{d1} = 77.623\text{-kip}$$

$$S_{c1} := 10938.71\text{-in}^3$$

$$f_r := 0.2 \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c} = 0.533\text{-ksi}$$

$$A_{c1} := 0.675\text{-m}^2 = 1046.252\text{-in}^2$$

$$f_{cpe1} := \frac{T}{A_{c1}} = 1.075\text{-ksi}$$

$$M_{cre1} := S_{c1} \cdot (f_r + f_{cpe1}) = 17589.522\text{-kip-in}$$

$$M_{max1} := 245.6261\text{-kip-ft} = 2947.513\text{-kip-in}$$

$$V_{ci1} := 0.02 \cdot \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_{v1} \cdot d_{v1} + V_{d1} + \frac{V_{i1} \cdot M_{cre1}}{M_{max1}} = 557.585\text{-kip}$$

$$f_{pc1} := f_{cpe1} + \frac{M_{max1}}{S_{c1}} = 1.344\text{-ksi}$$

$$V_{crw1} := (0.06 \cdot \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c} + 0.3 \cdot f_{pc1}) \cdot b_{v1} \cdot d_{v1} + V_p = 271.886\text{-kip}$$

$$f_y := 65\text{-ksi}$$

$$V_{c1} := \min(V_{ci1}, V_{crw1}) = 271.886\text{-kip} \quad A_v := 0.2 \cdot \text{in}^2 \cdot 2 = 0.4 \cdot \text{in}^2$$

$$\theta := 45 \quad s_v := 9\text{-in}$$

$$V_{s1} := \frac{[A_v \cdot f_y \cdot d_{v1} \cdot (\cot(\theta))]}{s_v} = 71.095\text{-kip}$$

$$V_{n11} := V_{c1} + V_{s1} = 342.981\text{-kip} \quad V_{n12} := 0.25 f_c \cdot b_{v1} \cdot d_{v1} + V_p = 653.144\text{-kip}$$

$$V_{n1} := \min(V_{n11}, V_{n12}) = 342.981\text{-kip} \quad \phi := 0.9$$

$$V_{u1} := \left[\left(2.2178 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \right) \cdot \frac{70 \cdot \text{ft}}{2} \right] = 77.623\text{-kip} \quad V_{n1} \cdot \phi = 308.683\text{-kip}$$

$$V_{u1} < \phi \cdot V_{n1} \quad \text{OK}$$

Etapa 2 Resistencia 1

$$h_2 := (70 + 30 + 30) \cdot \text{cm} + 9 \cdot \text{in} = 60.181 \cdot \text{in}$$

$$d_{v2} := \max[0.9 \cdot (h_2 - 17.5 \cdot \text{cm}), 0.72 \cdot h_2, h_2 - (19.14 + 38.75) \cdot \text{cm}] = 47.962 \cdot \text{in}$$

$$b_{v2} := (30 - 10) \cdot \text{cm} = 7.874 \cdot \text{in}$$

$$V_{d2} := (77.623 + 10.5 + 5.6) \cdot \text{kip} = 93.723 \cdot \text{kip} \quad V_{i2} := V_{d2} = 93.723 \cdot \text{kip}$$

$$S_{c2} := 38374.01 \cdot \text{in}^3 \quad f_r = 0.533 \cdot \text{ksi}$$

$$A_{c2} := 1.282 \cdot \text{m}^2 = 1987.104 \cdot \text{in}^2 \quad f_{cpe2} := \frac{T}{A_{c2}} = 0.566 \cdot \text{ksi}$$

$$M_{cre2} := S_{c2} \cdot (f_r + f_{cpe2}) = 42180.005 \cdot \text{kip} \cdot \text{in}$$

$$M_{max2} := [(245.6261 + 33.226) \cdot 1.25 + 17.72035 \cdot 1.5 + 293.6876 \cdot 1.75] \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} = 10669.187 \cdot \text{kip} \cdot \text{in}$$

$$V_{ci2} := 0.02 \cdot \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_{v2} \cdot d_{v2} + V_{d2} + \frac{V_{i2} \cdot M_{cre2}}{M_{max2}} = 484.394 \cdot \text{kip}$$

$$f_{pc2} := f_{cpe2} + \frac{M_{max2}}{S_{c2}} = 0.844 \cdot \text{ksi}$$

$$V_{crw2} := (0.06 \cdot \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c} + 0.3 \cdot f_{pc2}) \cdot b_{v2} \cdot d_{v2} + V_p = 251.133 \cdot \text{kip}$$

$$V_{c2} := \min(V_{ci2}, V_{crw2}) = 251.133 \cdot \text{kip}$$

$$A_{vv} := 0.2 \cdot \text{in}^2 \cdot 2 = 0.4 \cdot \text{in}^2 \quad f_y = 65 \cdot \text{ksi}$$

$$\theta = 45 \quad s_v = 9 \cdot \text{in}$$

$$V_{s2} := \frac{[A_v \cdot f_y \cdot d_{v2} \cdot (\cot(\theta))]}{s_v} = 85.541 \cdot \text{kip}$$

$$V_{n21} := V_{c2} + V_{s2} = 336.674 \cdot \text{kip} \quad V_{n22} := 0.25 f_c \cdot b_{v2} \cdot d_{v2} + V_p = 766.539 \cdot \text{kip}$$

$$V_{n2} := \min(V_{n21}, V_{n22}) = 336.674 \cdot \text{kip} \quad \phi_w = 0.9$$

$$V_{u2} := \left[\left(2.2178 \frac{\text{kip}}{\text{ft}} + 0.3 \frac{\text{kip}}{\text{ft}} + 0.16 \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \right) \cdot \frac{70 \cdot \text{ft}}{2} \right] + 117.4 \cdot \text{kip} \cdot 1.75 = 299.173 \cdot \text{kip}$$

$$V_{n2} \cdot \phi = 303.007 \cdot \text{kip}$$

$$V_{u2} < \phi \cdot V_{n2} \quad \text{OK}$$

Diseño del acero adicional
Control de fisuras

Para los estribos

$$A_{sv} := 0.2 \cdot \text{in}^2 \cdot 2 = 0.4 \cdot \text{in}^2$$

$$b_{ww} := 30 \cdot \text{cm} = 11.811 \cdot \text{in}$$

$$s_{sv} := \left(\frac{A_v}{b_w \cdot 0.003} \right) = 11.289 \cdot \text{in}$$

$$S_{v, \text{actual}} := 9 \cdot \text{in}$$

Chequeo

$$\frac{A_v}{b_w \cdot S_{v, \text{actual}}} = 0.00376$$

$$\frac{A_v}{b_w \cdot S_{v, \text{actual}}} \geq 0.003 \quad \text{OK}$$

Para el acero longitudinal

$$A_h := 0.2 \cdot \text{in}^2 \cdot 8 = 1.6 \cdot \text{in}^2$$

$$b_{ww} := 30 \cdot \text{cm} = 11.811 \cdot \text{in}$$

$$s_h := \left(\frac{A_h}{b_w \cdot 0.003} \right) = 45.156 \cdot \text{in}$$

$$S_{h, \text{actual}} := 25 \cdot \text{cm} = 9.843 \cdot \text{in}$$

Chequeo

$$\frac{A_h}{b_w \cdot S_{h, \text{actual}}} = 0.01376$$

$$\frac{A_h}{b_w \cdot S_{h, \text{actual}}} \geq 0.003 \quad \text{OK}$$

Requerimiento de refuerzo transversal minimo
Etapa 1

$$V_{c1} = 271.886 \cdot \text{kip} \quad V_p = 95.099 \cdot \text{kip} \quad \phi = 0.9$$

$$V_{u1} = 77.623 \cdot \text{kip} \quad 0.5 \cdot \phi (V_p + V_{c1}) = 165.144 \cdot \text{kip}$$

$$V_{u1} \leq 0.5 \cdot \phi (V_p + V_c)$$

No se requiere refuerzo

OK

Etapa 2

$$V_{c2} = 251.133 \cdot \text{kip} \quad V_p = 95.099 \cdot \text{kip} \quad \phi = 0.9$$

$$V_{u2} = 299.173 \cdot \text{kip} \quad 0.5 \cdot \phi (V_p + V_{c1}) = 165.144 \cdot \text{kip}$$

$$V_{u1} > 0.5 \cdot \phi (V_p + V_c)$$

$$A_{tr} := 0.2 \cdot \text{in}^2 \cdot 2 = 0.4 \cdot \text{in}^2$$

$$b_{tr} := (30 - 10) \cdot \text{cm} = 7.874 \cdot \text{in}$$

$$S_{tr} := 39 \cdot \text{in}$$

$$f_{yt} := 65 \cdot \text{ksi}$$

$$0.0316 \cdot \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{b_{tr} \cdot S_{tr}}{f_y} = 0.398 \cdot \text{in}^2$$

$$A_{tr} > 0.0316 \cdot \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{b_{tr} \cdot S_{tr}}{f_y}$$

OK

Chequeos Pretensado
70

Tesis

Carlos Bustamante
11/30/2014

Refuerzo longitudinal minimo 5.8.3.5
Resistencia 1
x=0%=3.617ft

$$\begin{aligned}
 A_{ps} &= 5.58 \cdot \text{in}^2 & f_{ps2} &= 255.585 \cdot \text{ksi} & \theta &= 45 \\
 A_s &:= 0.2 \cdot \text{in}^2 \cdot 10 = 2 \cdot \text{in}^2 & f_y &= 65 \cdot \text{ksi} & \phi_c &:= 1 & \phi_v &:= 0.9 & \phi_f &:= 1 \\
 M_u &:= M_{\max 2} = 10669.187 \cdot \text{kip} \cdot \text{in} & & & d_{v2} &= 47.962 \cdot \text{in} & N_u &:= T = 1124.358 \cdot \text{kip} \\
 V_{u2} &= 299.173 \cdot \text{kip} & V_p &= 95.099 \cdot \text{kip} & & & V_{s2} &= 85.541 \cdot \text{kip}
 \end{aligned}$$

$$A_{ps} \cdot f_{ps2} + A_s \cdot f_y = 1556.167 \cdot \text{kip}$$

$$\frac{|M_u|}{d_{v2} \cdot \phi_f} + 0.5 \cdot \frac{N_u}{\phi_c} + \left(\left| \frac{V_{u2}}{\phi_v} - V_p \right| - 0.5 \cdot V_{s2} \right) \cdot \cot(\theta) = 904.735 \cdot \text{kip}$$

$$A_{ps} \cdot f_{ps2} + A_s \cdot f_y \geq \frac{|M_u|}{d_{v2} \cdot \phi_f} + 0.5 \cdot \frac{N_u}{\phi_c} + \left(\left| \frac{V_{u2}}{\phi_v} - V_p \right| - 0.5 \cdot V_{s2} \right) \cdot \cot(\theta)$$

OK

Hormigón Armado

Chequeos Hormigón Armado
70

Tesis

Carlos Bustamante
11/30/2014

Calculo de Momento $x=50\%=35\text{ft}$ 5.7.3.2

Etapla 1 Constuccion

$$f_c := 5\text{-ksi} \quad \beta_1 := 0.85 \quad C_1 := 13.037\text{-in} \quad b_1 := 30\text{-in} \quad d_1 := 78\text{-in} \quad h_1 := 84\text{-in}$$

$$a_1 := C_1 \cdot \beta_1 \quad f_{st} := 60\text{-ksi} \quad f_{sc} := 60\text{-ksi} \quad d_{c1} := 5\text{-in} \quad \frac{L}{w} := 70\text{-ft}$$

$$A_{st1} := 25 \cdot 1.56 \cdot \text{in}^2 = 39 \cdot \text{in}^2 \quad A_{sc1} := 12 \cdot 1.56 \cdot \text{in}^2 = 18.72 \cdot \text{in}^2$$

$$M_{n1} := A_{st1} \cdot f_{st} \cdot \left(d_1 - \frac{a_1}{2} \right) - A_{sc1} \cdot f_{sc} \cdot \left(d_{c1} - \frac{a_1}{2} \right) = 14180.17 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{TB} := \left[\frac{1.2047 \left(\frac{\text{kip}}{\text{ft}} \right) \cdot L^2}{8} \right] = 737.879 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad M_{DC1sw} := \left[\frac{b_1 \cdot h_1 \cdot \left[0.15 \left(\frac{\text{kip}}{\text{ft}^3} \right) \right] \cdot (L^2)}{8} \right] = 1607.812 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{u1} := M_{TB} \cdot 1 + M_{DC1sw} \cdot 1 = 2345.691 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad M_{n1} \cdot 0.9 = 12762.153 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{n1} \cdot 0.9 > M_{u1} \quad \text{OK}$$

Etapla 2 Servicio II

$$b_2 := 8.5 \cdot \text{ft} = 102 \cdot \text{in} \quad d_2 := d_1 + 9 \cdot \text{in} = 87 \cdot \text{in} \quad d_{c2} := \frac{\left(\frac{9 \cdot \text{in}}{2} + d_{c1} + 9 \cdot \text{in} \right)}{2} = 9.25 \cdot \text{in}$$

$$C_2 := 7.432 \cdot \text{in} \quad a_2 := C_2 \cdot \beta_1 = 6.317 \cdot \text{in}$$

$$A_{st2} := A_{st1} = 39 \cdot \text{in}^2 \quad A_{sc2} := A_{sc1} + (0.2 + 0.31) \cdot \frac{\text{in}^2}{\text{ft}} \cdot b_2 = 23.055 \cdot \text{in}^2$$

$$M_{n2} := A_{st2} \cdot f_{st} \cdot \left(d_2 - \frac{a_2}{2} \right) - A_{sc2} \cdot f_{sc} \cdot \left(d_{c2} - \frac{a_2}{2} \right) = 15646.887 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{DC2} := \left[\frac{0.3 \left(\frac{\text{kip}}{\text{ft}} \right) \cdot L^2}{8} \right] = 183.75 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad M_{DW} := \left[\frac{0.16 \left(\frac{\text{kip}}{\text{ft}} \right) \cdot L^2}{8} \right] = 98 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \quad M_{LL} := 1917.5 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{u2} := M_{TB} \cdot 1 + M_{DC1sw} \cdot 1 + M_{DC2} \cdot 1 + M_{DW} \cdot 1 + M_{LL} \cdot 1.3 = 5120.191 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{n2} \cdot 0.9 = 14082.198 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{u2} = 5120.191 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{n2} \cdot 0.9 > M_{u2} \quad \text{OK}$$

Resistencia a cortante $x=0\%=6.5\text{ft}$

5.8.3.3

Etapa 1

Construccion

$$b_{v1} := 30\text{-in} \quad d_{v1} := \max\left(0.9 \cdot d_1, 0.72 \cdot h_1, \frac{M_{n1}}{A_{st1} \cdot f_{st}}\right) = 72.719\text{-in} \quad M_{dns} := 790.35\text{-kip-ft}$$

$$V_{d1} := 134.04\text{-kip} \quad V_{i1} := V_{d1} = 134.04\text{-kip} \quad S_{c1} := \frac{1481760 \cdot \text{in}^4}{h_1 \cdot 0.5} = 35280 \cdot \text{in}^3$$

$$M_{max1} := 790.35\text{-kip-ft} = 9484.2\text{-kip-in} \quad f_t := 0.2 \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c} = 0.447\text{-ksi}$$

$$M_{cre1} := S_{c1} \cdot f_t + M_{dns} = 25261.896\text{-kip-in} \quad f_y := 60\text{-ksi} \quad \theta := 45$$

$$V_{ci1} := 0.02 \cdot \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_{v1} \cdot d_{v1} + V_{d1} + \frac{V_{i1} \cdot M_{cre1}}{M_{max1}} = 588.628\text{-kip}$$

$$V_{crw1} := (0.06 \cdot \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c}) b_{v1} \cdot d_{v1} = 292.688\text{-kip} \quad V_{c1} := \min(V_{ci1}, V_{crw1}) = 292.688\text{-kip}$$

$$A_{v1} := 2 \cdot 0.2 \cdot \text{in}^2 = 0.4 \cdot \text{in}^2 \quad s_1 := 18\text{-in} \quad V_{s1} := \frac{A_{v1} \cdot f_y \cdot d_{v1} \cdot \cot(\theta)}{s_1} = 59.859\text{-kip}$$

$$V_{n11} := V_{c1} + V_{s1} = 352.547\text{-kip} \quad V_{n12} := 0.25 f_c \cdot b_{v1} \cdot d_{v1} = 2726.956\text{-kip}$$

$$V_{n1} := \min(V_{n11}, V_{n12}) = 352.547\text{-kip} \quad \phi := 0.9$$

$$V_{u1} := \left[\left(3.8297 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \right) \cdot \frac{L}{2} \right] = 134.04\text{-kip} \quad V_{n1} \cdot \phi = 317.292\text{-kip} \quad V_{u1} < \phi \cdot V_{n1} \quad \text{OK}$$

Etapa 2 Servicio II

$$h_2 := h_1 + 9\text{-in} = 93\text{-in} \quad b_{v2} := 30\text{-in} \quad d_{v2} := \max\left[0.9 \cdot (d_2), 0.72 \cdot h_2, \frac{M_{n2}}{A_{st2} \cdot f_{st}}\right] = 80.24\text{-in}$$

$$V_{d2} := [(605.72 + 21) \cdot 1 + 11.2 \cdot 1 + 149.5 \cdot 1] \cdot \text{kip} = 787.42\text{-kip}$$

$$V_{i2} := V_{d2} = 787.42\text{-kip}$$

$$S_{c2} := \frac{2942890.374 \cdot \text{in}^4}{54.416\text{-in}} = 54081.343 \cdot \text{in}^3 \quad f_t = 0.447\text{-ksi}$$

$$M_{dns2} := (790.35 + 61.913 + 33.02) \cdot \text{kip-ft} \quad M_{max2} := [M_{dns2} + 1917.3 \cdot (\text{kip-ft}) \cdot 1.3] = 40533.276\text{-kip-ft}$$

$$M_{cre2} := S_{c2} \cdot f_t + M_{dns2} = 34809.308\text{-kip-in}$$

$$V_{ci2} := 0.02 \cdot \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_{v2} \cdot d_{v2} + V_{d2} + \frac{V_{i2} \cdot M_{cre2}}{M_{max2}} = 1571.297\text{-kip}$$

$$V_{crw2} := (0.06 \cdot \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c}) b_{v2} \cdot d_{v2} = 322.962\text{-kip} \quad V_{c2} := \min(V_{ci2}, V_{crw2}) = 322.962\text{-kip}$$

Chequeos Hormigon Armado
70

Tesis

Carlos Bustamante
11/30/2014

$$A_{v2} := 2 \cdot 0.2 \cdot \text{in}^2 = 0.4 \cdot \text{in}^2 \quad s_2 := 80 \cdot \text{in} \quad V_{s2} := \frac{A_{v2} \cdot f_y \cdot d_{v2} \cdot \cot(\theta)}{s_2} = 14.861 \cdot \text{kip}$$

$$V_{n21} := V_{c2} + V_{s2} = 337.823 \cdot \text{kip} \quad V_{n22} := 0.25 f_c \cdot b_{v2} \cdot d_{v2} = 3009.017 \cdot \text{kip}$$

$$V_{n2} := \min(V_{n21}, V_{n22}) = 337.823 \cdot \text{kip}$$

$$V_{u2} := \left[\left(3.8297 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} + 0.3 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \right) \cdot 1 + \left(0.16 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \right) \cdot 1 \right] \cdot \frac{L}{2} + 117.4 \cdot \text{kip} \cdot 1.3 = 302.76 \cdot \text{kip}$$

$$V_{n2} \cdot \phi = 304.041 \cdot \text{kip}$$

$$V_{u2} < \phi \cdot V_{n2} \quad \text{OK}$$

Diseno del acero adicional
Control de fisuras

Para los estribos

$$A_v := 0.31 \cdot \text{in}^2 \cdot 2 = 0.62 \cdot \text{in}^2$$

$$b_w := 30 \cdot \text{in} = 30 \cdot \text{in}$$

$$s_v := \left(\frac{A_v}{b_w \cdot 0.003} \right) = 6.889 \cdot \text{in}$$

$$S_{v,\text{actual}} := 6 \cdot \text{in}$$

Chequeo

$$\frac{A_v}{b_w \cdot S_{v,\text{actual}}} = 0.00344$$

$$\frac{A_v}{b_w \cdot S_{v,\text{actual}}} \geq 0.003 \quad \text{OK}$$

Para el acero longitudinal

$$A_h := 0.11 \cdot \text{in}^2 \cdot (12) = 1.32 \cdot \text{in}^2$$

$$b_w = 30 \cdot \text{in}$$

$$s_h := \left(\frac{A_h}{b_w \cdot 0.003} \right) = 14.667 \cdot \text{in}$$

$$S_{h,\text{actual}} := 12 \cdot \text{in}$$

Chequeo

$$\frac{A_h}{b_w \cdot S_{h,\text{actual}}} = 0.00367$$

$$\frac{A_h}{b_w \cdot S_{h,\text{actual}}} \geq 0.003 \quad \text{OK}$$

Requerimiento de refuerzo transversal minimo
Etapa 1

$$V_{c1} = 292.688 \cdot \text{kip} \quad V_p := 0 \quad \phi = 0.9$$

$$V_{u1} = 134.04 \cdot \text{kip} \quad 0.5 \cdot \phi (V_p + V_{c1}) = 131.709 \cdot \text{kip}$$

$$V_{u1} > 0.5 \cdot \phi (V_p + V_c) \quad \text{OK}$$

$$A_{tr} := 0.31 \cdot \text{in}^2 \cdot 2 = 0.62 \cdot \text{in}^2 \quad b_{tr} := 30 \cdot \text{in} \quad f_y = 60 \cdot \text{ksi}$$

$$S_{tr} := 6 \cdot \text{in} \quad 0.0316 \cdot \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{b_{tr} \cdot S_{tr}}{f_y} = 0.212 \cdot \text{in}^2$$

$$A_{tr} > 0.0316 \cdot \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{b_{tr} \cdot S_{tr}}{f_y} \quad \text{OK}$$

Etapa 2

$$V_{c2} = 322.962 \cdot \text{kip} \quad V_p = 0 \cdot \text{kip} \quad \phi = 0.9$$

$$V_{u2} = 302.76 \cdot \text{kip} \quad 0.5 \cdot \phi (V_p + V_{c1}) = 131.709 \cdot \text{kip}$$

$$V_{u1} > 0.5 \cdot \phi (V_p + V_c)$$

$$A_{tr} = 0.62 \cdot \text{in}^2 \quad b_{tr} = 30 \cdot \text{in} \quad f_y = 60 \cdot \text{ksi}$$

$$S_{tr} = 6 \cdot \text{in}$$

$$0.0316 \cdot \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{b_{tr} \cdot S_{tr}}{f_y} = 0.212 \cdot \text{in}^2$$

$$A_{tr} > 0.0316 \cdot \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{b_{tr} \cdot S_{tr}}{f_y} \quad \text{OK}$$

Puente de 50 ft

Acero

Chequeos Puente 50

Tesis

 Carlos Bustamante
 100103
 11/30/2014

Puente 50
 $X=16.66$ Corresponde a la seccion 1

Construccion

Resistencia a la fluencia en el patin de compresión

$$\phi_f := 1 \quad R_h := 1 \quad F_{yc} := 50$$

Determinar esbeltez del alma

$$I := \frac{(0.5) \cdot 20^3}{12} \quad A_w := 20 \cdot (0.5) = 10$$

$$r := \sqrt{\frac{I}{A}} = 5.774 \quad \lambda_w := (25) \cdot 12 = 300$$

$$\frac{\lambda_w}{r} = 51.962$$

$$\frac{\lambda_w}{r} \leq 200$$

El alma no es esbelta segun 6.8.4

Segun la seccion 6.10.3.2.1

$$1.25f_{bu} + 1.25f_{lc} < \phi_f R_h F_{yc}$$

$$M_{ws} := (0.144) \frac{(25)^2}{8} = 11.25 \text{ k-ft} \quad S_{yc} := 53.11 \text{ in}^3$$

$$f_{lc} := \frac{M_{ws} \cdot 12}{S_{yc}} = 2.542 \text{ ksi}$$

$$M_{uc} := (456.07) \text{ k-ft} \quad S_{xc} := 219.32 \text{ in}^3$$

$$f_{bu} := \frac{M_{uc} \cdot 12}{S_{xc}} = 24.954 \text{ ksi}$$

$$1.25f_{bu} + 1.25f_{lc} = 34.369 \quad \phi_f R_h F_{yc} = 50$$

$$\frac{1.25f_{bu} + 1.25f_{lc}}{\phi_f R_h F_{yc}} = 0.687$$

$$1.25f_{bu} + 1.25f_{lc} < \phi_f R_h F_{yc} \quad \text{OK}$$

Estabilidad de la viga

Pandeo local del patin 6.10.8.2.2

$$b_{fc} := 14 \quad t_{fc} := 0.625 \quad R_b := 1 \quad R_{h'} := 1 \quad F_{y'w} := 50 \quad E := 29000 \quad F_{yr} := 0.7 \cdot F_{yc}$$

$$\lambda_f := \frac{b_{fc}}{2 \cdot t_{fc}} = 11.2 \quad \lambda_{pf} := 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 9.152 \quad \lambda_{rf} := 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}} \quad \lambda_f > \lambda_{pf}$$

$$F_{nc1} := \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h \cdot F_{yc}} \right) \cdot \left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \cdot (R_b \cdot R_h \cdot F_{yc}) = 45.59$$

$$1.25f_{bu} + 1.25f_{lc} = 34.369$$

$$\frac{1.25f_{bu} + 1.25f_{lc}}{F_{nc1}} = 0.754 \quad \text{OK}$$

Pandeo lateral torcional 6.10.8.2.3

$$\phi_{\lambda} := 1 \quad D_c := 12.36 - t_{fc} = 11.735 \quad t_w := 0.5 \quad F_{yw} := 0.7 \cdot F_{yc} = 35 \quad C_b := 1$$

$$r_t := \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left[1 + \frac{1}{3} \cdot \frac{(D_c \cdot t_w)}{b_{fc} \cdot t_{fc}} \right]}} = 3.654$$

$$L_p := r_t \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \cdot \frac{1}{12} = 7.333 \text{ ft}$$

$$L_r := \pi \cdot r_t \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}} \cdot \left(\frac{1}{12} \right) = 27.534 \text{ ft}$$

$$L_b := 25 \text{ ft}$$

$$L_p < L_b < L_r$$

Entonces

$$F_{nc} := C_b \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h \cdot F_{yc}} \right) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \cdot (R_b \cdot R_h \cdot F_{yc}) = 36.881$$

Segun

$$1.25f_{bu} + \frac{1.25}{3} \cdot f_{lc} = 32.2512 \quad \phi_f \cdot F_{nc} = 36.881$$

$$\frac{1.25f_{bu} + \frac{1.25}{3} \cdot f_{lc}}{\phi_f \cdot F_{nc}} = 0.874$$

$$1.25f_{bu} + \frac{1.25}{3} \cdot f_{lc} < \phi_f \cdot F_{nc} \quad \text{OK}$$

Resistencia a la fluencia en el patin de tencion

$$\phi_c := 1 \quad F_{ye} := 50$$

Segun la seccion 6.10.3.2.2

$$1.25f_{bu} + 1.25f_{lc} < \phi_f R_h F_{yt}$$

$$F_{yt} := 50 \text{ ksi} \quad R_h := 1 \quad \phi_f := 1$$

$$M_{uo} := (456.08) \text{ k-ft} \quad S_{xt} := 292.49 \text{ in}^3$$

$$f_{bu} := \frac{M_{uc} \cdot 12}{S_{xt}} = 18.712 \text{ ksi}$$

$$M_{ws} := (0.144) \cdot \left(\frac{1}{12}\right)^2 = 11.25 \text{ k-ft} \quad S_{ye} := 53.113 \text{ in}^3$$

$$f_{ws} := \frac{M_{ws} \cdot 12}{S_{yc}} = 2.542 \text{ ksi}$$

$$1.25f_{bu} + 1.25f_{lc} = 26.567 \text{ ksi} \quad \phi_f R_h F_{yt} = 50 \text{ ksi}$$

$$\frac{1.25f_{bu} + 1.25f_{lc}}{\phi_f R_h F_{yt}} = 0.531$$

$$1.25f_{bu} + 1.25f_{lc} < \phi_f R_h F_{yt} \quad \text{OK}$$

Chequeos Punte 50

Tesis

Carlos Bustamante
100103
11/30/2014

Servicio

Patin Superior

Segun la seccion 6.10.4.2.2

$$f_f \leq 0.95 \cdot R_h \cdot F_{yf}$$

 f_f se determina a partir del estado de servicio II

$$F_{yf} := 50 \quad R_h := 1$$

$$M_{uc} := [456.075 + 111.089 + 58.321 + (1.3) \cdot 865.07] = 1750.076 \quad \text{k-ft}$$

$$S_{NCc} := 219.32 \quad S_{3nc} := -28003.2 \quad S_{nc} := -3283.41 \quad \text{in}^3$$

$$f_f := \left(\frac{456.075}{S_{NCc}} + \frac{111.089 + 58.321}{S_{3nc}} + \frac{1.3 \cdot 865.07}{S_{nc}} \right) \cdot 12 = 20.771 \quad \text{ksi}$$

$$0.95 \cdot R_h \cdot F_{yf} = 47.5$$

$$\frac{f_f}{0.95 \cdot R_h \cdot F_{yf}} = 0.437 \quad \text{OK}$$

Segun la seccion 6.10.4.2.2

Patin inferior

$$f_f + \frac{f_1}{2} \leq 0.95 \cdot R_h \cdot F_{yf}$$

$$F_{yf} := 50 \quad R_h := 1$$

$$M_{uc} = 1750.076 \quad \text{k-ft}$$

$$S_{NCt} := 292.49 \quad S_{3nt} := 523.53 \quad S_{nt} := 573.46 \quad \text{in}^3$$

$$f_f := \left(\frac{456.075}{S_{NCt}} + \frac{111.089 + 58.321}{S_{3nt}} + \frac{1.3 \cdot 865.07}{S_{nt}} \right) \cdot 12 = 46.127 \quad \text{ksi}$$

$$M_{ws} := (0.319) \cdot \left(\frac{1}{12} \right)^2 = 24.922 \quad \text{k-ft} \quad S_{yc} := 677.97 \quad \text{in}^3$$

$$f_1 := \frac{M_{ws} \cdot 12}{S_{yc}} = 0.441 \quad \text{ksi}$$

$$f_f + \frac{f_1}{2} = 46.348 \quad 0.95 \cdot R_h \cdot F_{yf} = 47.5$$

$$\frac{f_f + \frac{f_1}{2}}{0.95 \cdot R_h \cdot F_{yf}} = 0.976 \quad \text{OK}$$

Resistencia a flexion

Segun 6.10.7.1.2

Calculo del momento plastico segun D6.1

Quitando el efecto del acero de refuerzo de la loza

$$f_c := 4 \quad b_s := (6 + 6) \cdot 12 = 144 \quad t_s := 9 \quad F_y := 50 \quad C_{rt} := 2$$

$$A_s := (14 \cdot 0.625) + (20 \cdot 0.5) + (14 \cdot 1) = 32.75$$

$$C_{rb} := t_s - 1$$

$$P_s := 0.85 f_c \cdot b_s \cdot t_s = 4406.4$$

$$b_t := 14 \quad t_t := 1 \quad b_c := 14 \quad t_c := 0.625 \quad D := 20 \quad t_{ww} := 0.5 \quad \text{En pulgadas}$$

$$P_t := F_y \cdot b_t \cdot t_t = 700$$

$$P_c := F_y \cdot b_c \cdot t_c = 437.5$$

$$P_w := F_y \cdot D \cdot t_w = 500$$

$$P_s \cdot \left(\frac{C_{rb}}{t_s} \right) = 3916.8$$

$$P_t + P_w + P_c = 1637.5 \quad P_s \cdot \left(\frac{C_{rt}}{t_s} \right) = 979.2$$

$$P_t + P_w + P_c > P_s \cdot \left(\frac{C_{rt}}{t_s} \right) \quad \text{Caso V}$$

$$Y_{\text{barra}} := t_s \left[\frac{(P_c + P_w + P_t)}{P_s} \right] = 3.345 \quad \text{in}$$

$$d_c := \left(t_s + 4 - \frac{t_c}{2} \right) - Y_{\text{barra}} = 9.343 \quad \text{in}$$

$$d_w := \left(\frac{D}{2} + 4 + t_s \right) - Y_{\text{barra}} = 19.655 \quad \text{in}$$

$$d_t := \left(\frac{t_t}{2} + D + 4 + t_s \right) - Y_{\text{barra}} = 30.155 \quad \text{in}$$

$$M_p := \left(\frac{Y_{\text{barra}}^2 \cdot P_s}{2 t_s} \right) + (P_c \cdot d_c + P_w \cdot d_w + P_t \cdot d_t) = 37762.417 \quad \text{k-in} \quad \frac{M_p}{12} = 3146.868 \quad \text{k-ft}$$

Para el calculo procedemos a calcular el momento nominal

$$D_p := Y_{\text{barra}} = 3.345$$

$$D_t := t_t + D + 4 + t_s = 34 \quad 0.1D_t = 3.4 \quad \text{in}$$

$$D_p < 0.1D_t$$

$$M_n := \frac{M_p}{12} = 3146.868 \quad \text{k-ft}$$

Calculo del momento de fluencia

$$S_{NCc} = 219.32 \quad S_{3nc} = -28003.2 \quad S_{nc} = -3283.41 \quad F_{yc} = 50$$

$$S_{NCt} = 292.49 \quad S_{3nt} = 523.53 \quad S_{nt} = 573.46 \quad F_{yt} = 50$$

$$M_{D1} := 1.25 \cdot 456.07 = 570.087 \quad M_{D2} := 1.25 \cdot 111.09 + 1.5 \cdot 58.32 = 226.343$$

$$M_{ADc} := S_{3nc} \left(F_{yc} - \frac{M_{D1} \cdot 12}{S_{NCc}} - \frac{M_{D2} \cdot 12}{S_{nc}} \right) = -549846.43 \text{ k-in} \quad \frac{M_{ADc}}{12} = -45820.536 \text{ k-ft}$$

$$M_{yc} := M_{D1} + M_{D2} + \frac{M_{ADc}}{12} = -45024.10 \text{ k-ft}$$

$$M_{ADt} := S_{3nt} \left(F_{yt} - \frac{M_{D1} \cdot 12}{S_{NCt}} - \frac{M_{D2} \cdot 12}{S_{nt}} \right) = 11452.03 \text{ k-in} \quad \frac{M_{ADt}}{12} = 954.336 \text{ k-ft}$$

$$M_{yt} := M_{D1} + M_{D2} + \frac{M_{ADt}}{12} = 1750.766 \text{ k-ft}$$

$$M_y := \min(M_{yc}, M_{yt}) = -45024.106 \text{ k-ft} \quad S_{\text{net}} := \frac{M_{yt} \cdot 12}{F_{yt}} = 420.184 \text{ in}^3$$

$$M_u := 1.25 \cdot 456.08 + 1.25 \cdot 111.09 + 1.5 \cdot 58.32 + 1.75 \cdot 865.07 = 2310.315$$

$$f_w := \frac{M_{ws} \cdot 12}{S_{yc}} = 0.441 \text{ ksi} \quad \phi := 1 \quad M_n = 3146.868 \text{ k-ft}$$

$$M_u + \frac{f_1 \cdot S_{xt}}{3 \cdot 12} = 2315.464$$

$$\frac{M_u + \frac{f_1 \cdot S_{xt}}{3 \cdot 12}}{\phi \cdot M_n} = 0.736$$

$$M_u + \frac{f_1 \cdot S_{xt}}{3 \cdot 12} \leq \phi \cdot M_n \quad \text{OK}$$

Puente 50
X=25 Corresponde a la seccion 2

Construccion

Resistencia a la fluencia en el patin de compresi3n

$$\phi_f := 1 \quad R_h := 1 \quad F_{yc} := 50$$

Determinar esbeltez del alma

$$I := \frac{(0.5) \cdot 20^3}{12} \quad A_w := 20 \cdot (0.5) = 10$$

$$r := \sqrt{\frac{I}{A}} = 5.774 \quad l_w := (25) \cdot 12 = 300$$

$$\frac{l_w}{r} = 51.962$$

$$\frac{l_w}{r} \leq 200$$

El alma no es esbelta segun 6.8.4

Segun la seccion 6.10.3.2.1

$$1.25f_{bu} + 1.25f_{lc} < \phi_f R_h F_{yc}$$

$$M_{ws} := (0.144) \cdot \frac{(25)^2}{8} = 11.25 \text{ k-ft} \quad S_{yc} := 60.56 \text{ in}^3$$

$$f_{lc} := \frac{M_{ws} \cdot 12}{S_{yc}} = 2.229 \text{ ksi}$$

$$M_{uc} := (513.19) \text{ k-ft} \quad S_{xc} := 221.99 \text{ in}^3$$

$$f_{bu} := \frac{M_{uc} \cdot 12}{S_{xc}} = 27.741 \text{ ksi}$$

$$1.25f_{bu} + 1.25f_{lc} = 37.463 \quad \phi_f R_h F_{yc} = 50$$

$$\frac{1.25f_{bu} + 1.25f_{lc}}{\phi_f R_h F_{yc}} = 0.749$$

$$1.25f_{bu} + 1.25f_{lc} < \phi_f R_h F_{yc} \quad \text{OK}$$

Estabilidad de la viga

Pandeo local del patin 6.10.8.2.2

$$b_{fc} := 14 \quad t_{fc} := 0.625 \quad R_b := 1 \quad R_h := 1 \quad F_{ye} := 50 \quad E := 29000 \quad F_{yr} := 0.7 \cdot F_{yc}$$

$$\lambda_f := \frac{b_{fc}}{2 \cdot t_{fc}} = 11.2 \quad \lambda_{pf} := 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 9.152 \quad \lambda_{rf} := 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}} \quad \lambda_f > \lambda_{pf}$$

$$F_{nc1} := \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h \cdot F_{yc}} \right) \cdot \left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \cdot (R_b \cdot R_h \cdot F_{yc}) = 45.59$$

$$1.25f_{bu} + 1.25f_{fc} = 37.463 \quad \frac{1.25f_{bu} + 1.25f_{fc}}{F_{nc1}} = 0.822 \quad \text{OK}$$

Pandeo lateral torcional 6.10.8.2.3

$$\phi_x := 1 \quad D_c := 12.86 - t_{fc} = 12.235 \quad t_w := 0.5 \quad F_{yw} := 0.7 \cdot F_{yc} = 35 \quad C_b := 1$$

$$r_t := \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left[1 + \frac{1}{3} \cdot \frac{(D_c \cdot t_w)}{b_{fc} \cdot t_{fc}} \right]}} = 3.64$$

$$L_p := r_t \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \cdot \frac{1}{12} = 7.304 \text{ ft}$$

$$L_r := \pi \cdot r_t \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}} \cdot \left(\frac{1}{12} \right) = 27.427 \text{ ft}$$

$$L_b := 25 \text{ ft}$$

$$L_p < L_b < L_r$$

Entonces

$$F_{nc} := C_b \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h \cdot F_{yc}} \right) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \cdot (R_b \cdot R_h \cdot F_{yc}) = 36.809$$

Segun

$$1.25f_{bu} + \frac{1.25}{3} \cdot f_{fc} = 35.6054 \quad \phi_f \cdot F_{nc} = 36.809$$

$$\frac{1.25f_{bu} + \frac{1.25}{3} \cdot f_{fc}}{\phi_f \cdot F_{nc}} = 0.967$$

$$1.25f_{bu} + \frac{1.25}{3} \cdot f_{fc} < \phi_f \cdot F_{nc} \quad \text{OK}$$

Resistencia a la fluencia en el patin de tension

$$\phi_c := 1 \quad F_{ye} := 50$$

Segun la seccion 6.10.3.2.2

$$1.25f_{bu} + 1.25f_{lc} < \phi_f R_h F_{yt}$$

$$F_{yt} := 50 \text{ ksi} \quad R_h := 1 \quad \phi_f := 1$$

$$M_{uo} := (513.19) \text{ k-ft} \quad S_{xt} := 325.887 \text{ in}^3$$

$$f_{bu} := \frac{M_{uo} \cdot 12}{S_{xt}} = 18.897 \text{ ksi}$$

$$M_{ws} := (0.144) \cdot \left(\frac{1}{12}\right)^2 = 11.25 \text{ k-ft} \quad S_{yc} = 60.56 \text{ in}^3$$

$$f_{ws} := \frac{M_{ws} \cdot 12}{S_{yc}} = 2.229 \text{ ksi}$$

$$1.25f_{bu} + 1.25f_{lc} = 26.408 \text{ ksi} \quad \phi_f R_h F_{yt} = 50 \text{ ksi}$$

$$\frac{1.25f_{bu} + 1.25f_{lc}}{\phi_f R_h F_{yt}} = 0.528$$

$$1.25f_{bu} + 1.25f_{lc} < \phi_f R_h F_{yt} \quad \text{OK}$$

Chequeos Punte 50

Tesis

Carlos Bustamante
100103
11/30/2014

Servicio

Patin Superior

Segun la seccion 6.10.4.2.2

$$f_f \leq 0.95 \cdot R_h \cdot F_{yf}$$

 f_f se determina a partir del estado de servicio II

$$F_{yf} := 50 \quad R_h := 1$$

$$M_{uoc} := [513.19 + 125 + 65.63 + (1.3) \cdot 973.4] = 1969.24 \quad \text{k-ft}$$

$$S_{NCc} := 221.99 \quad S_{3nc} := 199287.02 \quad S_{nc} := -3778.51 \quad \text{in}^3$$

$$f_f := \left(\frac{513.19}{S_{NCc}} + \frac{125 + 65.63}{S_{3nc}} + \frac{1.3 \cdot 973.4}{S_{nc}} \right) \cdot 12 = 23.734 \quad \text{ksi}$$

$$0.95 \cdot R_h \cdot F_{yf} = 47.5$$

$$\frac{f_f}{0.95 \cdot R_h \cdot F_{yf}} = 0.5 \quad \text{OK}$$

Segun la seccion 6.10.4.2.2

Patin inferior

$$f_f + \frac{f_1}{2} \leq 0.95 \cdot R_h \cdot F_{yf}$$

$$F_{yf} := 50 \quad R_h := 1$$

$$M_{uc} = 1969.24 \quad \text{k-ft}$$

$$S_{NCt} := 325.887 \quad S_{3nt} := 577.133 \quad S_{nt} := 629.48 \quad \text{in}^3$$

$$f_f := \left(\frac{513.19}{S_{NCt}} + \frac{125 + 65.63}{S_{3nt}} + \frac{1.3 \cdot 973.4}{S_{nt}} \right) \cdot 12 = 46.984 \quad \text{ksi}$$

$$M_{ws} := (0.319) \cdot \left(\frac{1}{12} \right)^2 = 24.922 \quad \text{k-ft} \quad S_{yc} := 607.30 \quad \text{in}^3$$

$$f_1 := \frac{M_{ws} \cdot 12}{S_{yc}} = 0.492 \quad \text{ksi}$$

$$f_f + \frac{f_1}{2} = 47.23 \quad 0.95 \cdot R_h \cdot F_{yf} = 47.5$$

$$\frac{f_f + \frac{f_1}{2}}{0.95 \cdot R_h \cdot F_{yf}} = 0.994 \quad \text{OK}$$

Resistencia a flexion

Segun 6.10.7.1.2

Calculo del momento plastico segun D6.1

Quitando el efecto del acero de refuerzo de la loza

$$f_c := 4 \quad b_s := (6 + 6) \cdot 12 = 144 \quad t_s := 9 \quad F_y := 50 \quad C_{rt} := 2$$

$$A_w := (14 \cdot 0.625) + (20 \cdot 0.5) + (16 \cdot 1) = 34.75 \quad C_{rb} := t_s - 1$$

$$P_s := 0.85 f_c \cdot b_s \cdot t_s = 4406.4$$

$$b_t := 16 \quad t_t := 1 \quad b_c := 14 \quad t_c := 0.625 \quad D := 20 \quad t_w := 0.5 \quad \text{En pulgadas}$$

$$P_t := F_y \cdot b_t \cdot t_t = 800$$

$$P_c := F_y \cdot b_c \cdot t_c = 437.5$$

$$P_w := F_y \cdot D \cdot t_w = 500$$

$$P_s \left(\frac{C_{rb}}{t_s} \right) = 3916.8$$

$$P_t + P_w + P_c = 1737.5 \quad P_s \left(\frac{C_{rt}}{t_s} \right) = 979.2$$

$$P_t + P_w + P_c > P_s \left(\frac{C_{rt}}{t_s} \right) \quad \text{Caso V}$$

$$Y_{\text{barra}} := (t_s) \left[\frac{(P_c + P_w + P_t)}{P_s} \right] = 3.549 \quad \text{in}$$

$$d_c := \left(t_s + 4 - \frac{t_c}{2} \right) - Y_{\text{barra}} = 9.139 \quad \text{in}$$

$$d_w := \left(\frac{D}{2} + 4 + t_s \right) - Y_{\text{barra}} = 19.451 \quad \text{in}$$

$$d_t := \left(\frac{t_t}{2} + D + 4 + t_s \right) - Y_{\text{barra}} = 29.951 \quad \text{in}$$

$$M_p := \left(\frac{Y_{\text{barra}}^2 \cdot P_s}{2 t_s} \right) + (P_c \cdot d_c + P_w \cdot d_w + P_t \cdot d_t) = 40767.748 \quad \text{k-in} \quad \frac{M_p}{12} = 3397.312 \quad \text{k-ft}$$

Para el calculo procedemos a calcular el momento nominal

$$D_p := Y_{\text{barra}} = 3.549$$

$$D_t := t_t + D + 4 + t_s = 34 \quad 0.1D_t = 3.4 \quad \text{in}$$

$$D_p < 0.1D_t$$

$$M_n := \frac{M_p}{12} = 3397.312 \quad \text{k-ft}$$

Calculo del momento de fluencia

$$S_{NCc} = 221.99 \quad S_{3nc} = 199287.02 \quad S_{nc} = -3778.51 \quad F_{yc} = 50$$

$$S_{NCt} = 325.887 \quad S_{3nt} = 577.133 \quad S_{nt} = 629.48 \quad F_{yt} = 50$$

$$M_{D1} := 1.25 \cdot 513.19 = 641.488 \quad M_{D2} := 1.25 \cdot 125 + 1.5 \cdot 65.63 = 254.695$$

$$M_{ADc} := S_{3nc} \left(F_{yc} - \frac{M_{D1} \cdot 12}{S_{NCc}} - \frac{M_{D2} \cdot 12}{S_{nc}} \right) = 3214960.46 \text{ k-in} \quad \frac{M_{ADc}}{12} = 267913.372 \text{ k-ft}$$

$$M_{yc} := M_{D1} + M_{D2} + \frac{M_{ADc}}{12} = 268809.554 \text{ k-ft}$$

$$M_{ADt} := S_{3nt} \left(F_{yt} - \frac{M_{D1} \cdot 12}{S_{NCt}} - \frac{M_{D2} \cdot 12}{S_{nt}} \right) = 12421.88 \text{ k-in} \quad \frac{M_{ADt}}{12} = 1035.157 \text{ k-ft}$$

$$M_{yt} := M_{D1} + M_{D2} + \frac{M_{ADt}}{12} = 1931.34 \text{ k-ft}$$

$$M_y := \min(M_{yc}, M_{yt}) = 1931.34 \text{ k-ft} \quad S_{xxt} := \frac{M_{yt} \cdot 12}{F_{yt}} = 463.521 \text{ in}^3$$

$$M_u := 1.25 \cdot 513.19 + 1.25 \cdot 125 + 1.5 \cdot 65.63 + 1.75 \cdot 973.4 = 2599.633$$

$$f_u := \frac{M_{ys} \cdot 12}{S_{yc}} = 0.492 \text{ ksi} \quad \phi := 1 \quad M_n = 3397.312 \text{ k-ft}$$

$$M_u + \frac{f_1 \cdot S_{xt}}{3 \cdot 12} = 2605.973$$

$$\frac{M_u + \frac{f_1 \cdot S_{xt}}{3 \cdot 12}}{\phi \cdot M_n} = 0.767$$

$$M_u + \frac{f_1 \cdot S_{xt}}{3 \cdot 12} \leq \phi \cdot M_n \quad \text{OK}$$

Pretensado

Chequeos Pretensado
50

Tesis

Carlos Bustamante
11/30/2014Calculo de Momento $\alpha=50\%=70\text{ft}$ 5.7.3.2

Etapa 1 Construccion

$$A_{ps} := 1050 \cdot \text{mm}^2 \cdot 2 = 3.255 \cdot \text{in}^2 \quad f_{pe} := 233.669 \cdot \text{ksi} \quad l_e := 1526.33 \cdot \text{cm} = 600.917 \cdot \text{in}$$

$$d_{p1} := (65 + 20 + 20 - 17.7) \cdot \text{cm} = 34.37 \cdot \text{in} \quad C_1 := 6.806 \cdot \text{in}$$

$$f_{ps1} := f_{pe} + 900 \cdot \text{ksi} \cdot \frac{(d_{p1} - C_1)}{l_e} = 274.952 \cdot \text{ksi}$$

$$f_c := 5000 \cdot \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2} = 7.112 \cdot \text{ksi} \quad \beta_1 := 0.85$$

$$b_1 := (65) \cdot \text{cm} = 25.591 \cdot \text{in} \quad h_{f1} := (20) \cdot \text{cm} = 7.874 \cdot \text{in}$$

$$b_w := b_1 = 25.591 \cdot \text{in}$$

$$C_{1w} := \frac{A_{ps} \cdot f_{ps1}}{0.85 \cdot f_c \cdot \beta_1 \cdot b_1} = 6.806 \cdot \text{in}$$

$$a_1 := C_1 \cdot \beta_1 = 5.785 \cdot \text{in}$$

$$M_{n1} := A_{ps} \cdot f_{ps1} \cdot \left(d_{p1} - \frac{a_1}{2} \right) + 0.85 \cdot f_c \cdot (b_1 - b_w) \cdot h_{f1} \cdot \left(\frac{a_1}{2} - \frac{h_{f1}}{2} \right) = 2347.608 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{n1} \cdot 1 = 2347.608 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{u1} := (600.34) \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{n1} \cdot 1 > M_{u1}$$

OK

Etapa 2 Resistencia 1

$$d_{p2} := (65 + 20 + 20 + 22.86 - 17.7) \cdot \text{cm} = 43.37 \cdot \text{in} \quad b_2 := 8.5 \cdot \text{ft} = 102 \cdot \text{in}$$

$$h_{f2} := 9 \cdot \text{in} \quad C_2 := 1.838 \cdot \text{in}$$

$$f_{ps2} := f_{pe} + 900 \cdot \text{ksi} \cdot \frac{(d_{p2} - C_2)}{l_e} = 295.872 \cdot \text{ksi}$$

$$C_{2w} := \frac{A_{ps} \cdot f_{ps2}}{0.85 \cdot f_c \cdot \beta_1 \cdot b_2} = 1.838 \cdot \text{in}$$

$$a_2 := C_2 \cdot \beta_1 = 1.562 \cdot \text{in} \quad b_{ww} := b_2 = 102 \cdot \text{in}$$

$$M_{n2} := A_{ps} \cdot f_{ps2} \cdot \left(d_{p2} - \frac{a_2}{2} \right) + 0.85 \cdot f_c \cdot (b_2 - b_w) \cdot h_{f2} \cdot \left(\frac{a_2}{2} - \frac{h_{f2}}{2} \right) = 3418.008 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$(M_{n2} \cdot 1) = 3418.008 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{u2} := [(600.34 + 93.75) \cdot 1.25 + 50 \cdot 1.5 + 1012.3 \cdot 1.75] \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} = 2714.137 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{n2-1} > M_{u2} \quad \text{OK}$$

Resistencia a cortante $x=0\%=2.578\text{ft}$

5.8.3.3

Cortante por pretensado

Ecuacion del cable medio

$$\frac{T}{AW} := 345\text{-tonnef} = 760.595\text{-kip}$$

$$y := 0.006286123683(x)^2 - 0.095800524934x$$

dy en $x=0$ da la pendiente del cable $x := 0\text{m}$

$$dy := 0.012572247x - 0.095800524934\text{m} = -0.0958\text{-m}$$

$$\text{hyp} := \sqrt{(1\text{-m})^2 + dy^2} = 1.004578\text{-m}$$

$$V_p := \frac{-dy \cdot T}{\text{hyp}} = 72.533\text{-kip}$$

Etapa 1

Construccion

$$h_1 := (65 + 20 + 20) \cdot \text{cm} = 41.339\text{-in}$$

$$d_{v1} := \max[0.9 \cdot (h_1 - 17.7 \cdot \text{cm}), 0.72 \cdot h_1, h_1 - (21.59 + 30.91) \cdot \text{cm}] = 30.933\text{-in}$$

$$b_{v1} := (30 - 10) \cdot \text{cm} = 7.874\text{-in}$$

$$d_{v1} = 2.578\text{ft}$$

$$V_{d1} := 48.028\text{-kip}$$

$$V_{i1} := V_{d1} = 48.028\text{-kip}$$

$$S_{c1} := 6759.6\text{-in}^3$$

$$f_r := 0.2 \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c} = 0.533\text{-ksi}$$

$$A_{c1} := 0.500\text{-m}^2 = 775.002\text{-in}^2$$

$$f_{cpe1} := \frac{T}{A_{c1}} = 0.981\text{-ksi}$$

$$M_{cre1} := S_{c1} \cdot (f_r + f_{cpe1}) = 10239.206\text{-kip-in}$$

$$M_{max1} := 117.43\text{-kip-ft} = 1409.16\text{-kip-in}$$

$$V_{ci1} := 0.02 \cdot \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_{v1} \cdot d_{v1} + V_{d1} + \frac{V_{i1} \cdot M_{cre1}}{M_{max1}} = 409.999\text{-kip}$$

$$f_{pc1} := f_{cpe1} + \frac{M_{max1}}{S_{c1}} = 1.19\text{-ksi}$$

$$V_{crw1} := (0.06 \cdot \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c} + 0.3 \cdot f_{pc1}) \cdot b_{v1} \cdot d_{v1} + V_p = 198.45\text{-kip}$$

$$\theta := 45 \quad f_y := 65\text{-ksi}$$

$$A_v := 0.2\text{-in}^2 \cdot 2 = 0.4\text{-in}^2$$

$$s_v := 9\text{-in}$$

$$V_{s1} := \frac{[A_v \cdot f_y \cdot d_{v1} \cdot (\cot(\theta))]}{s_v} = 55.17\text{-kip}$$

$$V_{c1} := \min(V_{ci1}, V_{crw1}) = 198.45\text{-kip}$$

$$V_{n11} := V_{c1} + V_{s1} = 253.62\text{-kip}$$

$$V_{n12} := 0.25 f_c \cdot b_{v1} \cdot d_{v1} + V_p = 505.576\text{-kip}$$

$$V_{n1} := \min(V_{n11}, V_{n12}) = 253.62\text{-kip} \quad \phi := 0.9$$

$$V_{u1} := \left[\left(1.9211 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \right) \cdot \frac{50\text{-ft}}{2} \right] = 48.028\text{-kip}$$

$$V_{n1} \cdot \phi = 228.258\text{-kip}$$

$$V_{u1} < \phi \cdot V_{n1} \quad \text{OK}$$

Etapa 2 Resistencia 1

$$h_2 := (65 + 20 + 20) \cdot \text{cm} + 9 \cdot \text{in} = 50.339 \cdot \text{in}$$

$$d_{v2} := \max[0.9 \cdot (h_2 - 17.7 \cdot \text{cm}), 0.72 \cdot h_2, h_2 - (15.71 + 35.76) \cdot \text{cm}] = 39.033 \cdot \text{in}$$

$$b_{v2} := (30 - 10) \cdot \text{cm} = 7.874 \cdot \text{in}$$

$$V_{d2} := (48.028 + 7.5 + 4) \cdot \text{kip} = 59.528 \cdot \text{kip}$$

$$V_{i2} := V_{d2} = 59.528 \cdot \text{kip}$$

$$S_{c2} := 25723.03 \cdot \text{in}^3$$

$$f_r = 0.533 \cdot \text{ksi}$$

$$A_{c2} := 1.092 \cdot \text{m}^2 = 1692.603 \cdot \text{in}^2$$

$$f_{cpe2} := \frac{T}{A_{c2}} = 0.449 \cdot \text{ksi}$$

$$M_{cre2} := S_{c2} \cdot (f_r + f_{cpe2}) = 25278.49 \cdot \text{kip} \cdot \text{in}$$

$$M_{max2} := [(272.35 + 36.016) \cdot 1.25 + 19.208 \cdot 1.5 + 323.66 \cdot 1.75] \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} = 11768.094 \cdot \text{kip} \cdot \text{in}$$

$$V_{ci2} := 0.02 \cdot \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_{v2} \cdot d_{v2} + V_{d2} + \frac{V_{i2} \cdot M_{cre2}}{M_{max2}} = 203.79 \cdot \text{kip}$$

$$f_{pc2} := f_{cpe2} + \frac{M_{max2}}{S_{c2}} = 0.907 \cdot \text{ksi}$$

$$V_{crw2} := (0.06 \cdot \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c} + 0.3 \cdot f_{pc2}) \cdot b_{v2} \cdot d_{v2} + V_p = 205.327 \cdot \text{kip}$$

$$V_{c2} := \min(V_{ci2}, V_{crw2}) = 203.79 \cdot \text{kip}$$

$$A_v = 0.4 \cdot \text{in}^2 \quad f_y = 65 \cdot \text{ksi} \quad s_v = 9 \cdot \text{in} \quad \theta = 45$$

$$V_{s2} := \frac{[A_v \cdot f_y \cdot d_{v2} \cdot (\cot(\theta))]}{s_v} = 69.616 \cdot \text{kip}$$

$$V_{n21} := V_{c2} + V_{s2} = 273.406 \cdot \text{kip} \quad V_{n22} := 0.25 f_c \cdot b_{v2} \cdot d_{v2} + V_p = 618.971 \cdot \text{kip}$$

$$V_{n2} := \min(V_{n21}, V_{n22}) = 273.406 \cdot \text{kip} \quad \phi_w := 0.9$$

$$V_{u2} := \left[\left(1.9211 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} + 0.3 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} + 0.16 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \right) \cdot \frac{50 \cdot \text{ft}}{2} \right] + 104.6 \cdot \text{kip} \cdot 1.75 = 242.577 \cdot \text{kip}$$

$$V_{n2} \cdot \phi = 246.065 \cdot \text{kip}$$

$$V_{u2} < \phi \cdot V_{n2} \quad \text{OK}$$

Diseño del acero adicional
Control de fisuras

Para los estribos

$$A_v := 0.2 \cdot \text{in}^2 \cdot 2 = 0.4 \cdot \text{in}^2$$

$$b_w := 30 \cdot \text{cm} = 11.811 \cdot \text{in}$$

$$s_v := \left(\frac{A_v}{b_w \cdot 0.003} \right) = 11.289 \cdot \text{in}$$

$$S_{v,\text{actual}} := 9 \cdot \text{in}$$

Chequeo

$$\frac{A_v}{b_w \cdot S_{v,\text{actual}}} = 0.00376$$

$$\frac{A_v}{b_w \cdot S_{v,\text{actual}}} \geq 0.003 \quad \text{OK}$$

Para el acero longitudinal

$$A_h := 0.2 \cdot \text{in}^2 \cdot 8 = 1.6 \cdot \text{in}^2$$

$$b_w := 30 \cdot \text{cm} = 11.811 \cdot \text{in}$$

$$s_h := \left(\frac{A_h}{b_w \cdot 0.003} \right) = 45.156 \cdot \text{in}$$

$$S_{h,\text{actual}} := 25 \cdot \text{cm} = 9.843 \cdot \text{in}$$

Chequeo

$$\frac{A_h}{b_w \cdot S_{h,\text{actual}}} = 0.01376$$

$$\frac{A_h}{b_w \cdot S_{h,\text{actual}}} \geq 0.003 \quad \text{OK}$$

Requerimiento de refuerzo transversal mínimo
Etapa 1

$$V_{c1} = 198.45 \cdot \text{kip} \quad V_p = 72.533 \cdot \text{kip} \quad \phi = 0.9$$

$$V_{u1} = 48.028 \cdot \text{kip} \quad 0.5 \cdot \phi (V_p + V_{c1}) = 121.943 \cdot \text{kip}$$

$$V_{u1} \leq 0.5 \cdot \phi (V_p + V_c) \quad \text{OK}$$

No se requiere refuerzo

Etapa 2

$$V_{c2} = 203.79 \cdot \text{kip} \quad V_p = 72.533 \cdot \text{kip} \quad \phi = 0.9$$

$$V_{u2} = 242.577 \cdot \text{kip} \quad 0.5 \cdot \phi (V_p + V_{c1}) = 121.943 \cdot \text{kip}$$

$$V_{u1} > 0.5 \cdot \phi (V_p + V_c)$$

$$A_{tr} := 0.2 \cdot \text{in}^2 \cdot 2 = 0.4 \cdot \text{in}^2$$

$$b_{tr} := (30 - 10) \cdot \text{cm} = 7.874 \cdot \text{in} \quad S_{tr} := 39 \cdot \text{in} \quad f_y = 65 \cdot \text{ksi}$$

$$0.0316 \cdot \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{b_{tr} \cdot S_{tr}}{f_y} = 0.398 \cdot \text{in}^2$$

$$A_{tr} > 0.0316 \cdot \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{b_{tr} \cdot S_{tr}}{f_y} \quad \text{OK}$$

Refuerzo longitudinal minimo 5.8.3.5
Resistencia 1
x=0%=3.617ft

$$\begin{aligned}
 A_{ps} &= 3.255 \cdot \text{in}^2 & f_{ps2} &= 295.872 \cdot \text{ksi} & \theta &= 45 \\
 A_s &:= 0.2 \cdot \text{in}^2 \cdot 10 = 2 \cdot \text{in}^2 & f_y &= 65 \cdot \text{ksi} & \phi_c &:= 1 & \phi_v &:= 0.9 & \phi_f &:= 0.9 \\
 M_u &:= M_{\max 2} = 11768.094 \cdot \text{kip} \cdot \text{in} & d_{v2} &= 39.033 \cdot \text{in} & N_u &:= T = 760.595 \cdot \text{kip} \\
 V_{u2} &= 242.577 \cdot \text{kip} & V_p &= 72.533 \cdot \text{kip} & V_{s2} &= 69.616 \cdot \text{kip}
 \end{aligned}$$

$$A_{ps} \cdot f_{ps2} + A_s \cdot f_y = 1093.065 \cdot \text{kip}$$

$$\frac{|M_u|}{d_{v2} \cdot \phi_f} + 0.5 \cdot \frac{N_u}{\phi_c} + \left(\left| \frac{V_{u2}}{\phi_v} - V_p \right| - 0.5 \cdot V_{s2} \right) \cdot \cot(\theta) = 815.417 \cdot \text{kip}$$

$$A_{ps} \cdot f_{ps2} + A_s \cdot f_y \geq \frac{|M_u|}{d_{v2} \cdot \phi_f} + 0.5 \cdot \frac{N_u}{\phi_c} + \left(\left| \frac{V_{u2}}{\phi_v} - V_p \right| - 0.5 \cdot V_{s2} \right) \cdot \cot(\theta)$$

OK

Hormigón Armado

Chequeos Hormigón Armado
50

Tesis

Carlos Bustamante
11/30/2014

Calculo de Momento $x=50\%=25\text{ft}$ 5.7.3.2

Etapla 1 Constuccion

$$f_c := 5\text{-ksi} \quad \beta_1 := 0.85 \quad C_1 := 6.718\text{-in} \quad b_1 := 24\text{-in} \quad d_1 := 51\text{-in} \quad h_1 := 56\text{-in}$$

$$a_1 := C_1 \cdot \beta_1 \quad f_{st} := 60\text{-ksi} \quad f_{sc} := 60\text{-ksi} \quad d_{c1} := 4\text{-in} \quad \frac{L}{w} := 50\text{-ft}$$

$$A_{st1} := 10 \cdot 1.27 \cdot \text{in}^2 = 12.7 \cdot \text{in}^2 \quad A_{sc1} := 6 \cdot 1 \cdot \text{in}^2 = 6 \cdot \text{in}^2$$

$$M_{n1} := A_{st1} \cdot f_{st} \cdot \left(d_1 - \frac{a_1}{2} \right) - A_{sc1} \cdot f_{sc} \cdot \left(d_{c1} - \frac{a_1}{2} \right) = 3022.852\text{-kip}\cdot\text{ft}$$

$$M_{TB} := \left[\frac{1.1434 \left(\frac{\text{kip}}{\text{ft}} \right) \cdot L^2}{8} \right] = 357.312\text{-kip}\cdot\text{ft} \quad M_{DC1sw} := \left[\frac{b_1 \cdot h_1 \cdot \left[0.15 \left(\frac{\text{kip}}{\text{ft}^3} \right) \right] \cdot (L^2)}{8} \right] = 437.5\text{-kip}\cdot\text{ft}$$

$$M_{u1} := M_{TB} \cdot 1 + M_{DC1sw} \cdot 1 = 794.812\text{-kip}\cdot\text{ft} \quad M_{n1} \cdot 0.9 = 2720.567\text{-kip}\cdot\text{ft}$$

$$M_{n1} \cdot 0.9 > M_{u1} \quad \text{OK}$$

Etapla 2 Servicio II

$$b_2 := 8.5\text{-ft} = 102\text{-in} \quad d_2 := d_1 + 9\text{-in} = 60\text{-in} \quad d_{c2} := \frac{\left(\frac{9\text{-in}}{2} + d_{c1} + 9\text{-in} \right)}{2} = 8.75\text{-in}$$

$$C_2 := 4.048\text{-in} \quad a_2 := C_2 \cdot \beta_1 = 3.441\text{-in}$$

$$A_{st2} := A_{st1} = 12.7\text{-in}^2 \quad A_{sc2} := A_{sc1} + (0.2 + 0.31) \cdot \frac{\text{in}^2}{\text{ft}} \cdot b_2 = 10.335\text{-in}^2$$

$$M_{n2} := A_{st2} \cdot f_{st} \cdot \left(d_2 - \frac{a_2}{2} \right) - A_{sc2} \cdot f_{sc} \cdot \left(d_{c2} - \frac{a_2}{2} \right) = 3337.5\text{-kip}\cdot\text{ft}$$

$$M_{DC2} := \left[\frac{0.3 \left(\frac{\text{kip}}{\text{ft}} \right) \cdot L^2}{8} \right] = 93.75\text{-kip}\cdot\text{ft} \quad M_{DW} := \left[\frac{0.16 \left(\frac{\text{kip}}{\text{ft}} \right) \cdot L^2}{8} \right] = 50\text{-kip}\cdot\text{ft} \quad M_{LL} := 1113.7\text{-kip}\cdot\text{ft}$$

$$M_{u2} := M_{TB} \cdot 1 + M_{DC1sw} \cdot 1 + M_{DC2} \cdot 1 + M_{DW} \cdot 1 + M_{LL} \cdot 1.3 = 2386.372\text{-kip}\cdot\text{ft}$$

$$M_{n2} \cdot 0.9 = 3003.75\text{-kip}\cdot\text{ft}$$

$$M_{u2} = 2386.372\text{-kip}\cdot\text{ft}$$

$$M_{n2} \cdot 0.9 > M_{u2} \quad \text{OK}$$

Resistencia a cortante $x=0\%=4.25\text{ft}$ 5.8.3.3

Etapa 1 Construccion

$$b_{v1} := 24\text{-in} \quad d_{v1} := \max\left(0.9 \cdot d_1, 0.72 \cdot h_1, \frac{M_{n1}}{A_{st1} \cdot f_{st}}\right) = 47.604\text{-in} \quad M_{dns} := 247.266\text{-kip}\cdot\text{ft}$$

$$V_{d1} := 63.585\text{-kip} \quad V_{i1} := V_{d1} = 63.585\text{-kip} \quad S_{c1} := \frac{351232\text{-in}^4}{h_1 \cdot 0.5} = 12544\text{-in}^3$$

$$M_{max1} := 247.266\text{-kip}\cdot\text{ft} = 2967.192\text{-kip}\cdot\text{in} \quad f_r := 0.2 \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c} = 0.447\text{-ksi}$$

$$M_{cre1} := S_{c1} \cdot f_r + M_{dns} = 8577.039\text{-kip}\cdot\text{in} \quad f_y := 60\text{-ksi} \quad \theta := 45$$

$$V_{c1} := 0.02 \cdot \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_{v1} \cdot d_{v1} + V_{d1} + \frac{V_{i1} \cdot M_{cre1}}{M_{max1}} = 298.479\text{-kip}$$

$$V_{crw1} := (0.06 \cdot \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c}) b_{v1} \cdot d_{v1} = 153.282\text{-kip} \quad V_{c1} := \min(V_{c1}, V_{crw1}) = 153.282\text{-kip}$$

$$A_{v1} := 2 \cdot 0.2 \cdot \text{in}^2 = 0.4\text{-in}^2 \quad s_1 := 18\text{-in} \quad V_{s1} := \frac{A_{v1} \cdot f_y \cdot d_{v1} \cdot \cot(\theta)}{s_1} = 39.186\text{-kip}$$

$$V_{n11} := V_{c1} + V_{s1} = 192.468\text{-kip} \quad V_{n12} := 0.25 f_c \cdot b_{v1} \cdot d_{v1} = 1428.119\text{-kip}$$

$$V_{n1} := \min(V_{n11}, V_{n12}) = 192.468\text{-kip} \quad \phi := 0.9$$

$$V_{u1} := \left[\left(2.5434 \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \right) \cdot \frac{L}{2} \right] = 63.585\text{-kip} \quad V_{n1} \cdot \phi = 173.221\text{-kip} \quad V_{u1} < \phi \cdot V_{n1} \quad \text{OK}$$

Etapa 2 Servicio II

$$h_2 := h_1 + 9\text{-in} = 65\text{-in} \quad b_{v2} := 24\text{-in} \quad d_{v2} := \max\left[0.9 \cdot (d_2), 0.72 \cdot h_2, \frac{M_{n2}}{A_{st2} \cdot f_{st}}\right] = 54\text{-in}$$

$$V_{d2} := [(63.585 + 7.5) \cdot 1 + 4 \cdot 1 + 104.6 \cdot 1] \cdot \text{kip} = 179.685\text{-kip}$$

$$S_{c2} := \frac{933552.638\text{-in}^4}{41.19\text{-in}} = 22664.546\text{-in}^3 \quad f_r = 0.447\text{-ksi} \quad V_{i2} := V_{d2} = 179.685\text{-kip}$$

$$M_{dns2} := (247.266 + 29.166 + 15.55) \cdot \text{kip}\cdot\text{ft} \quad M_{max2} := [M_{dns2} + 346.46 \cdot (\text{kip}\cdot\text{ft}) \cdot 1.3] = 8908.56\text{-kip}\cdot\text{in}$$

$$M_{cre2} := S_{c2} \cdot f_r + M_{dns2} = 13639.677\text{-kip}\cdot\text{in}$$

$$V_{c2} := 0.02 \cdot \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_{v2} \cdot d_{v2} + V_{d2} + \frac{V_{i2} \cdot M_{cre2}}{M_{max2}} = 512.755\text{-kip}$$

$$V_{crw2} := (0.06 \cdot \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c}) b_{v2} \cdot d_{v2} = 173.877\text{-kip} \quad V_{c2} := \min(V_{c2}, V_{crw2}) = 173.877\text{-kip}$$

$$A_{v2} := 2 \cdot 0.2 \cdot \text{in}^2 = 0.4 \cdot \text{in}^2 \quad s_2 := 12 \cdot \text{in} \quad V_{s2} := \frac{A_{v2} \cdot f_y \cdot d_{v2} \cdot \cot(\theta)}{s_2} = 66.676 \cdot \text{kip}$$

$$V_{n21} := V_{c2} + V_{s2} = 240.553 \cdot \text{kip} \quad V_{n22} := 0.25 f_c \cdot b_{v2} \cdot d_{v2} = 1620 \cdot \text{kip}$$

$$V_{n2} := \min(V_{n21}, V_{n22}) = 240.553 \cdot \text{kip}$$

$$V_{u2} := \left[\left(2.5434 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} + 0.3 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \right) \cdot 1 + \left(0.16 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \right) \cdot 1 \right] \cdot \frac{L}{2} + 104.6 \cdot \text{kip} \cdot 1.3 = 211.065 \cdot \text{kip}$$

$$V_{n2} \cdot \phi = 216.497 \cdot \text{kip}$$

$$V_{u2} < \phi \cdot V_{n2} \quad \text{OK}$$

Diseno del acero adicional
Control de fisuras

Para los estribos

$$A_v := 0.31 \cdot \text{in}^2 \cdot 2 = 0.62 \cdot \text{in}^2$$

$$b_w := 24 \cdot \text{in}$$

$$s_v := \left(\frac{A_v}{b_w \cdot 0.003} \right) = 8.611 \cdot \text{in}$$

$$S_{v,\text{actual}} := 8 \cdot \text{in}$$

Chequeo

$$\frac{A_v}{b_w \cdot S_{v,\text{actual}}} = 0.00323$$

$$\frac{A_v}{b_w \cdot S_{v,\text{actual}}} \geq 0.003 \quad \text{OK}$$

Para el acero longitudinal

$$A_h := 0.11 \cdot \text{in}^2 \cdot (10) = 1.1 \cdot \text{in}^2$$

$$b_w = 24 \cdot \text{in}$$

$$s_h := \left(\frac{A_h}{b_w \cdot 0.003} \right) = 15.278 \cdot \text{in}$$

$$S_{h,\text{actual}} := 12 \cdot \text{in}$$

Chequeo

$$\frac{A_h}{b_w \cdot S_{h,\text{actual}}} = 0.00382$$

$$\frac{A_h}{b_w \cdot S_{h,\text{actual}}} \geq 0.003 \quad \text{OK}$$

Requerimiento de refuerzo transversal minimo
Etapa 1

$$V_{c1} = 153.282 \cdot \text{kip} \quad V_p := 0 \quad \phi = 0.9$$

$$V_{u1} = 63.585 \cdot \text{kip} \quad 0.5 \cdot \phi (V_p + V_{c1}) = 68.977 \cdot \text{kip}$$

$$V_{u1} > 0.5 \cdot \phi (V_p + V_c) \quad \text{OK}$$

$$A_{tr} := 0.2 \cdot \text{in}^2 \cdot 2 = 0.4 \cdot \text{in}^2 \quad b_{tr} := 24 \cdot \text{in} \quad f_y = 60 \cdot \text{ksi}$$

$$S_{tr} := 14 \cdot \text{in} \quad 0.0316 \cdot \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{b_{tr} \cdot S_{tr}}{f_y} = 0.396 \cdot \text{in}^2$$

$$A_{tr} > 0.0316 \cdot \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{b_{tr} \cdot S_{tr}}{f_y} \quad \text{OK}$$

Etapa 2

$$V_{c2} = 173.877 \cdot \text{kip} \quad V_p = 0 \cdot \text{kip} \quad \phi = 0.9$$

$$V_{u2} = 211.065 \cdot \text{kip} \quad 0.5 \cdot \phi (V_p + V_{c1}) = 68.977 \cdot \text{kip}$$

$$V_{u1} > 0.5 \cdot \phi (V_p + V_c)$$

$$A_{tr} = 0.4 \cdot \text{in}^2 \quad b_{tr} = 24 \cdot \text{in} \quad f_y = 60 \cdot \text{ksi}$$

$$S_{tr} = 14 \cdot \text{in}$$

$$0.0316 \cdot \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{b_{tr} \cdot S_{tr}}{f_y} = 0.396 \cdot \text{in}^2$$

$$A_{tr} > 0.0316 \cdot \sqrt{\text{ksi}} \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{b_{tr} \cdot S_{tr}}{f_y} \quad \text{OK}$$

Anexo 8: Diseño de la cimentación

Puente de 140 ft

Acero

Diseño de la cimentación

$$L_w := 140\text{-ft} \quad N_{\text{vigas}} := 3 \quad f_{\text{cim}} := 5\text{ksi} \quad f_{\text{suelo}} := 25 \cdot \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2} = 0.036\text{-ksi} \quad h_{\text{cim}} := 2\text{-m} = 6.562\text{-ft}$$

Carga total en el puente

$$W_{\text{DC1}} := 1.8370 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad W_{\text{DC2}} := 0.4 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad W_{\text{DW}} := 0.21 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad W_{\text{LL}} := 4319.8 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \cdot \frac{8}{L^2} = 1.763 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$W_{\text{totv}} := 1.25 \cdot W_{\text{DC1}} + 1.25 \cdot W_{\text{DC2}} + 1.5 \cdot W_{\text{DW}} + 1.75 \cdot W_{\text{LL}} = 6.197 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$W_{\text{tot}} := N_{\text{vigas}} \cdot W_{\text{totv}} = 18.59 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

Reacciones en los apoyos

$$R_t := \frac{W_{\text{tot}} \cdot L}{2} = 1301.332\text{-kip}$$

Apoyo de vigas en los cimientos

$$b := 20\text{-in}$$

$$A_{\text{vig}} := N_{\text{vigas}} \cdot b^2 = 1200\text{-in}^2$$

Presion en hormigon

$$P := \frac{R_t}{A_{\text{vig}}} = 1.084\text{-ksi} \quad P < f_{\text{cim}} \quad \text{OK}$$



Diseño del plinto

$$A_{\text{pl}} := \frac{R_t}{f_{\text{suelo}}} = 254.146\text{-ft}^2$$

Uno de los lados de la cimentación debe ser del ancho del puente

$$l_w := 33\text{-ft} \quad b := \frac{A_{\text{pl}}}{l_w} = 7.701\text{-ft} \quad l_{\text{eff}} := 33\text{-ft} \quad b_{\text{eff}} := 8\text{-ft}$$

$$A_{\text{pl,eff}} := l_{\text{eff}} \cdot b_{\text{eff}} = 264\text{-ft}^2$$

$$f_{\text{eff,suelo}} := \frac{R_t}{A_{\text{pl,eff}}} = 0.034\text{-ksi} \quad f_{\text{eff,suelo}} < f_{\text{suelo}} \quad \text{OK}$$

Profundidad del cimiento

$$h := 3\text{-ft} \quad h_{\text{cim}} = 6.562\text{-ft} \quad h_{\text{vig}} := 65\text{-in} + 2\text{-in} + 1.38\text{-in} = 5.698\text{-ft}$$

$$h + h_{\text{vig}} = 8.698\text{-ft} \quad h_{\text{cim}} < h + h_{\text{vig}} \quad \text{OK}$$



Resumen

Dimensiones

$$h = 3\text{-ft} \quad b_{\text{eff}} = 8\text{-ft} \quad l_{\text{eff}} = 33\text{-ft}$$

$$V_{\text{pl}} := h \cdot l_{\text{eff}} \cdot b_{\text{eff}} = 792\text{-ft}^3$$

Excavacion

$$V_{\text{exc}} := b_{\text{eff}} \cdot l_{\text{eff}} \cdot (h + h_{\text{vig}}) = 2296.36\text{-ft}^3$$

$$h + h_{\text{vig}} = 8.698\text{-ft}$$

Resistencia del suelo

$$f_{\text{suelo}} = 0.036\text{-ksi} \quad f_{\text{suelo}} = 25 \cdot \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$h_{\text{cim}} = 6.562\text{-ft} \quad h_{\text{cim}} = 2\text{-m}$$

Dimensiones Adicionales

$$L = 140\text{-ft} \quad h_{\text{vig}} = 5.698\text{-ft}$$



Pretensado

Diseño de la cimentación

$$L_{\text{w}} := 140 \cdot \text{ft} \quad N_{\text{vigas}} := 4 \quad f_{\text{cim}} := 5 \text{ ksi} \quad f_{\text{suelo}} := 25 \cdot \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2} = 0.036 \text{ ksi} \quad h_{\text{cim}} := 4 \cdot \text{m} = 13.123 \cdot \text{ft}$$

Carga total en el puente

$$W_{\text{DC1}} := 3.0061 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad W_{\text{DC2}} := 0.3 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad W_{\text{DW}} := 0.16 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad W_{\text{LL}} := 4310.7 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \cdot \frac{8}{L^2} = 1.759 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$W_{\text{totv}} := 1.25 \cdot W_{\text{DC1}} + 1.25 \cdot W_{\text{DC2}} + 1.5 \cdot W_{\text{DW}} + 1.75 W_{\text{LL}} = 7.452 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$W_{\text{tot}} := N_{\text{vigas}} \cdot W_{\text{totv}} = 29.807 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

Reacciones en los apoyos

$$R_t := \frac{W_{\text{tot}} \cdot L}{2} = 2086.475 \text{ kip}$$

Apoyo de vigas en los cimientos

$$b := 35 \cdot \text{in}$$

$$A_{\text{vig}} := N_{\text{vigas}} \cdot b^2 = 4900 \cdot \text{in}^2$$

Presión en hormigón

$$P := \frac{R_t}{A_{\text{vig}}} = 0.426 \text{ ksi} \quad P < f_c \quad \text{OK}$$



Diseño del plinto

$$A_{\text{pl}} := \frac{R_t}{f_{\text{suelo}}} = 407.483 \cdot \text{ft}^2$$

Uno de los lados de la cimentación debe ser del ancho del puente

$$l_{\text{w}} := 33 \cdot \text{ft} \quad b_{\text{pl}} := \frac{A_{\text{pl}}}{l_{\text{w}}} = 12.348 \cdot \text{ft} \quad l_{\text{eff}} := 33 \cdot \text{ft} \quad b_{\text{eff}} := 12.5 \cdot \text{ft}$$

$$A_{\text{pl,eff}} := l_{\text{eff}} \cdot b_{\text{eff}} = 412.5 \cdot \text{ft}^2$$

$$f_{\text{eff,suelo}} := \frac{R_t}{A_{\text{pl,eff}}} = 0.035 \text{ ksi} \quad f_{\text{eff,suelo}} < f_{\text{suelo}} \quad \text{OK}$$

Profundidad del cimiento

$$h := 4 \cdot \text{ft} \quad h_{\text{cim}} = 13.123 \cdot \text{ft} \quad h_{\text{vig}} := (30 \cdot \text{cm} + 225 \cdot \text{cm} + 30 \cdot \text{cm}) = 9.35 \cdot \text{ft}$$

$$h + h_{\text{vig}} = 13.35 \cdot \text{ft} \quad h_{\text{cim}} < h + h_{\text{vig}} \quad \text{OK}$$



Resumen

Dimensiones

$$h = 4 \cdot \text{ft} \quad b_{\text{eff}} = 12.5 \cdot \text{ft} \quad l_{\text{eff}} = 33 \cdot \text{ft}$$

$$V_{\text{pl}} := h \cdot l_{\text{eff}} \cdot b_{\text{eff}} = 1650 \cdot \text{ft}^3$$

Excavación

$$V_{\text{exc}} := b_{\text{eff}} \cdot l_{\text{eff}} \cdot (h + h_{\text{vig}}) = 5507.037 \cdot \text{ft}^3$$

$$h + h_{\text{vig}} = 13.35 \cdot \text{ft}$$

Resistencia del suelo

$$f_{\text{suelo}} = 0.036 \text{ ksi} \quad f_{\text{suelo}} = 25 \cdot \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$h_{\text{cim}} = 13.123 \cdot \text{ft} \quad h_{\text{cim}} = 4 \cdot \text{m}$$

Dimensiones Adicionales

$$L = 140 \cdot \text{ft} \quad h_{\text{vig}} = 9.35 \cdot \text{ft}$$



Hormigón Armado

Diseño de la cimentación

$$L_w := 140\text{-ft} \quad N_{\text{vigas}} := 4 \quad f_{\text{cim}} := 5\text{ksi} \quad f_{\text{suelo}} := 25 \cdot \frac{\text{tonnef}}{2} = 0.036\text{-ksi} \quad h_{\text{cim}} := 4\text{-m} = 13.123\text{-ft}$$

Carga total en el puente

$$W_{\text{DC1}} := 8.8445 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad W_{\text{DC2}} := 0.3 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad W_{\text{DW}} := 0.16 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad W_{\text{LL}} := 5415.7 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \cdot \frac{8}{L^2} = 2.21 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$W_{\text{totv}} := 1.25 \cdot W_{\text{DC1}} + 1.25 \cdot W_{\text{DC2}} + 1.5 \cdot W_{\text{DW}} + 1.75 \cdot W_{\text{LL}} = 15.539 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$W_{\text{tot}} := N_{\text{vigas}} \cdot W_{\text{totv}} = 62.156 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

Reacciones en los apoyos

$$R_t := \frac{W_{\text{tot}} \cdot L}{2} = 4350.915\text{-kip}$$

Apoyo de vigas en los cimientos

$$b := 35\text{-in}$$

$$A_{\text{vig}} := N_{\text{vigas}} \cdot b^2 = 4900\text{-in}^2$$

Presión en hormigón

$$P := \frac{R_t}{A_{\text{vig}}} = 0.888\text{-ksi} \quad P < f_c \quad \text{OK}$$



Diseño del plinto

$$A_{\text{pl}} := \frac{R_t}{f_{\text{suelo}}} = 849.721\text{-ft}^2$$

Uno de los lados de la cimentación debe ser del ancho del puente

$$l_w := 33\text{-ft} \quad b_w := \frac{A_{\text{pl}}}{l_w} = 25.749\text{-ft} \quad l_{\text{eff}} := 33\text{-ft} \quad b_{\text{eff}} := 26\text{-ft}$$

$$A_{\text{pl,eff}} := l_{\text{eff}} \cdot b_{\text{eff}} = 858\text{-ft}^2$$

$$f_{\text{eff,suelo}} := \frac{R_t}{A_{\text{pl,eff}}} = 0.035\text{-ksi} \quad f_{\text{eff,suelo}} < f_{\text{suelo}} \quad \text{OK}$$

Profundidad del cimiento

$$h := 4\text{-ft} \quad h_{\text{cim}} = 13.123\text{-ft} \quad h_{\text{vig}} := 203\text{-in} = 16.917\text{-ft}$$

$$h + h_{\text{vig}} = 20.917\text{-ft} \quad h_{\text{cim}} < h + h_{\text{vig}} \quad \text{OK}$$



Resumen

Dimensiones

$$h = 4\text{-ft} \quad b_{\text{eff}} = 26\text{-ft} \quad l_{\text{eff}} = 33\text{-ft}$$

$$V_{\text{pl}} := h \cdot l \cdot b = 3398.884\text{-ft}^3$$

Excavación

$$V_{\text{exc}} := b_{\text{eff}} \cdot l_{\text{eff}} \cdot (h + h_{\text{vig}}) = 17946.5\text{-ft}^3$$

$$h + h_{\text{vig}} = 20.917\text{-ft}$$

Resistencia del suelo

$$f_{\text{suelo}} = 0.036\text{-ksi} \quad f_{\text{suelo}} = 25 \cdot \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$h_{\text{cim}} = 13.123\text{-ft} \quad h_{\text{cim}} = 4\text{-m}$$

Dimensiones Adicionales

$$L = 140\text{-ft} \quad h_{\text{vig}} = 16.917\text{-ft}$$



Puente de 70 ft

Acero

Diseño de la cimentación

$$L_w := 70\text{-ft} \quad N_{\text{vigas}} := 3 \quad f_{\text{cim}} := 5\text{ksi} \quad f_{\text{suelo}} := 25 \cdot \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2} = 0.036\text{-ksi} \quad h_{\text{cim}} := 2\text{-m} = 6.562\text{-ft}$$

Carga total en el puente

$$W_{\text{DC1}} := 1.6928 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad W_{\text{DC2}} := 0.4 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad W_{\text{DW}} := 0.21 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad W_{\text{LL}} := 1610.6 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \cdot \frac{8}{L^2} = 2.63 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$W_{\text{totv}} := 1.25 \cdot W_{\text{DC1}} + 1.25 \cdot W_{\text{DC2}} + 1.5 \cdot W_{\text{DW}} + 1.75 W_{\text{LL}} = 7.533 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$W_{\text{tot}} := N_{\text{vigas}} \cdot W_{\text{totv}} = 22.598 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

Reacciones en los apoyos

$$R_t := \frac{W_{\text{tot}} \cdot L}{2} = 790.935\text{-kip}$$

Apoyo de vigas en los cimientos

$$b := 20\text{-in}$$

$$A_{\text{vig}} := N_{\text{vigas}} \cdot b^2 = 1200\text{-in}^2$$

Presión en hormigón

$$P := \frac{R_t}{A_{\text{vig}}} = 0.659\text{-ksi} \quad P < f_{\text{cim}} \quad \text{OK}$$



Diseño del plinto

$$A_{\text{pl}} := \frac{R_t}{f_{\text{suelo}}} = 154.467\text{-ft}^2$$

Uno de los lados de la cimentación debe ser del ancho del puente

$$l_w := 33\text{-ft} \quad b_w := \frac{A_{\text{pl}}}{l_w} = 4.681\text{-ft} \quad l_{\text{eff}} := 33\text{-ft} \quad b_{\text{eff}} := 5\text{-ft}$$

$$A_{\text{pl,eff}} := l_{\text{eff}} \cdot b_{\text{eff}} = 165\text{-ft}^2$$

$$f_{\text{eff,suelo}} := \frac{R_t}{A_{\text{pl,eff}}} = 0.033\text{-ksi} \quad f_{\text{eff,suelo}} < f_{\text{suelo}} \quad \text{OK}$$

Profundidad del cimiento

$$h := 5\text{-ft} \quad h_{\text{cim}} = 6.562\text{-ft} \quad h_{\text{vig}} := 27\text{-in} + 1.25\text{-in} + 0.75\text{-in} = 2.417\text{-ft}$$

$$h + h_{\text{vig}} = 7.417\text{-ft} \quad h_{\text{cim}} < h + h_{\text{vig}} \quad \text{OK}$$



Resumen

Dimensiones

$$h = 5\text{-ft} \quad b_{\text{eff}} = 5\text{-ft} \quad l_{\text{eff}} = 33\text{-ft}$$

$$V_{\text{pl}} := h \cdot l_{\text{eff}} \cdot b_{\text{eff}} = 825\text{-ft}^3$$

Excavación

$$V_{\text{exc}} := b_{\text{eff}} \cdot l_{\text{eff}} \cdot (h + h_{\text{vig}}) = 1223.75\text{-ft}^3$$

$$h + h_{\text{vig}} = 7.417\text{-ft}$$

Resistencia del suelo

$$f_{\text{suelo}} = 0.036\text{-ksi} \quad f_{\text{suelo}} = 25 \cdot \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$h_{\text{cim}} = 6.562\text{-ft} \quad h_{\text{cim}} = 2\text{-m}$$

Dimensiones Adicionales

$$L = 70\text{-ft} \quad h_{\text{vig}} = 2.417\text{-ft}$$



Pretensado

Diseño de la cimentación

$$L_w := 70\text{-ft} \quad N_{\text{vigas}} := 4 \quad f_{\text{cim}} := 5\text{ksi} \quad f_{\text{suelo}} := 25 \cdot \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2} = 0.036\text{-ksi} \quad h_{\text{cim}} := 2\text{-m} = 6.562\text{-ft}$$

Carga total en el puente

$$W_{\text{DC1}} := 2.2178 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad W_{\text{DC2}} := 0.3 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad W_{\text{DW}} := 0.16 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad W_{\text{LL}} := 1624 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \cdot \frac{8}{L^2} = 2.651 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$W_{\text{totv}} := 1.25 \cdot W_{\text{DC1}} + 1.25 \cdot W_{\text{DC2}} + 1.5 \cdot W_{\text{DW}} + 1.75 \cdot W_{\text{LL}} = 8.027 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$W_{\text{tot}} := N_{\text{vigas}} \cdot W_{\text{totv}} = 32.109 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

Reacciones en los apoyos

$$R_t := \frac{W_{\text{tot}} \cdot L}{2} = 1123.815\text{-kip}$$

Apoyo de vigas en los cimientos

$$b := 35\text{-in}$$

$$A_{\text{vig}} := N_{\text{vigas}} \cdot b^2 = 4900\text{-in}^2$$

Presión en hormigón

$$P := \frac{R_t}{A_{\text{vig}}} = 0.229\text{-ksi} \quad P < f_c \quad \text{OK}$$



Diseño del plinto

$$A_{\text{pl}} := \frac{R_t}{f_{\text{suelo}}} = 219.478 \cdot \text{ft}^2$$

Uno de los lados de la cimentación debe ser del ancho del puente

$$l_w := 33\text{-ft} \quad b := \frac{A_{\text{pl}}}{l_w} = 6.651\text{-ft} \quad l_{\text{eff}} := 33\text{-ft} \quad b_{\text{eff}} := 7\text{-ft}$$

$$A_{\text{pl,eff}} := l_{\text{eff}} \cdot b_{\text{eff}} = 231 \cdot \text{ft}^2$$

$$f_{\text{eff,suelo}} := \frac{R_t}{A_{\text{pl,eff}}} = 0.034\text{-ksi} \quad f_{\text{eff,suelo}} < f_{\text{suelo}} \quad \text{OK}$$

Profundidad del cimiento

$$h := 4\text{-ft} \quad h_{\text{cim}} = 6.562\text{-ft} \quad h_{\text{vig}} := (30 + 30 + 70) \cdot \text{cm} = 4.265\text{-ft}$$

$$h + h_{\text{vig}} = 8.265\text{-ft} \quad h_{\text{cim}} < h + h_{\text{vig}} \quad \text{OK}$$



Resumen

Dimensiones

$$h = 4\text{-ft} \quad b_{\text{eff}} = 7\text{-ft} \quad l_{\text{eff}} = 33\text{-ft}$$

$$V_{\text{pl}} := h \cdot l_{\text{eff}} \cdot b_{\text{eff}} = 924 \cdot \text{ft}^3$$

Excavación

$$V_{\text{exc}} := b_{\text{eff}} \cdot l_{\text{eff}} \cdot (h + h_{\text{vig}}) = 1909.236 \cdot \text{ft}^3$$

$$h + h_{\text{vig}} = 8.265\text{-ft}$$

Resistencia del suelo

$$f_{\text{suelo}} = 0.036\text{-ksi} \quad f_{\text{suelo}} = 25 \cdot \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$h_{\text{cim}} = 6.562\text{-ft} \quad h_{\text{cim}} = 2\text{-m}$$

Dimensiones Adicionales

$$L = 70\text{-ft} \quad h_{\text{vig}} = 4.265\text{-ft}$$



Hormigón Armado

Diseño de la cimentación

$$L_{\text{w}} := 70\text{-ft} \quad N_{\text{vigas}} := 4 \quad f_{\text{cim}} := 5\text{ksi} \quad f_{\text{suelo}} := 25 \cdot \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2} = 0.036\text{-ksi} \quad h_{\text{cim}} := 4\text{-m} = 13.123\text{-ft}$$

Carga total en el puente

$$W_{\text{DC1}} := 3.8297 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad W_{\text{DC2}} := 0.3 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad W_{\text{DW}} := 0.16 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad W_{\text{LL}} := 1917.5 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \cdot \frac{8}{L^2} = 3.131 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$W_{\text{totv}} := 1.25 \cdot W_{\text{DC1}} + 1.25 \cdot W_{\text{DC2}} + 1.5 \cdot W_{\text{DW}} + 1.75 \cdot W_{\text{LL}} = 10.881 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$W_{\text{tot}} := N_{\text{vigas}} \cdot W_{\text{totv}} = 43.523 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

Reacciones en los apoyos

$$R_t := \frac{W_{\text{tot}} \cdot L}{2} = 1523.297\text{-kip}$$

Apoyo de vigas en los cimientos

$$b := 35\text{-in}$$

$$A_{\text{vig}} := N_{\text{vigas}} \cdot b^2 = 4900\text{-in}^2$$

Presión en hormigón

$$P := \frac{R_t}{A_{\text{vig}}} = 0.311\text{-ksi} \quad P < f_c \quad \text{OK}$$



Diseño del plinto

$$A_{\text{pl}} := \frac{R_t}{f_{\text{suelo}}} = 297.496\text{-ft}^2$$

Uno de los lados de la cimentación debe ser del ancho del puente

$$l_{\text{w}} := 33\text{-ft} \quad b_{\text{w}} := \frac{A_{\text{pl}}}{l_{\text{w}}} = 9.015\text{-ft} \quad l_{\text{eff}} := 33\text{-ft} \quad b_{\text{eff}} := 10\text{-ft}$$

$$A_{\text{pl,eff}} := l_{\text{eff}} \cdot b_{\text{eff}} = 330\text{-ft}^2$$

$$f_{\text{eff,suelo}} := \frac{R_t}{A_{\text{pl,eff}}} = 0.032\text{-ksi} \quad f_{\text{eff,suelo}} < f_{\text{suelo}} \quad \text{OK}$$

Profundidad del cimiento

$$h := 7\text{-ft} \quad h_{\text{cim}} = 13.123\text{-ft} \quad h_{\text{vig}} := 84\text{-in} = 7\text{-ft}$$

$$h + h_{\text{vig}} = 14\text{-ft} \quad h_{\text{cim}} < h + h_{\text{vig}} \quad \text{OK}$$



Resumen

Dimensiones

$$h = 7\text{-ft} \quad b_{\text{eff}} = 10\text{-ft} \quad l_{\text{eff}} = 33\text{-ft}$$

$$V_{\text{pl}} := h \cdot l_{\text{eff}} \cdot b_{\text{eff}} = 2310\text{-ft}^3$$

Excavación

$$V_{\text{exc}} := b_{\text{eff}} \cdot l_{\text{eff}} \cdot (h + h_{\text{vig}}) = 4620\text{-ft}^3$$

$$h + h_{\text{vig}} = 14\text{-ft}$$

Resistencia del suelo

$$f_{\text{suelo}} = 0.036\text{-ksi} \quad f_{\text{suelo}} = 25 \cdot \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$h_{\text{cim}} = 13.123\text{-ft} \quad h_{\text{cim}} = 4\text{-m}$$

Dimensiones Adicionales

$$L = 70\text{-ft} \quad h_{\text{vig}} = 7\text{-ft}$$



Puente de 50 ft

Acero

Diseño de la cimentación

$$L_w := 50\text{-ft} \quad N_{\text{vigas}} := 3 \quad f_{\text{cim}} := 5\text{ksi} \quad f_{\text{suelo}} := 25 \cdot \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2} = 0.036\text{-ksi} \quad h_{\text{cim}} := 2\text{-m} = 6.562\text{-ft}$$

Carga total en el puente

$$W_{\text{DC1}} := 1.6422 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad W_{\text{DC2}} := 0.4 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad W_{\text{DW}} := 0.21 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad W_{\text{LL}} := 973.4 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \cdot \frac{8}{L^2} = 3.115 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$W_{\text{totv}} := 1.25 \cdot W_{\text{DC1}} + 1.25 \cdot W_{\text{DC2}} + 1.5 \cdot W_{\text{DW}} + 1.75 W_{\text{LL}} = 8.319 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$W_{\text{tot}} := N_{\text{vigas}} \cdot W_{\text{totv}} = 24.956 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

Reacciones en los apoyos

$$R_t := \frac{W_{\text{tot}} \cdot L}{2} = 623.909\text{-kip}$$

Apoyo de vigas en los cimientos

$$b := 14\text{-in}$$

$$A_{\text{vig}} := N_{\text{vigas}} \cdot b^2 = 588\text{-in}^2$$

Presión en hormigón

$$P := \frac{R_t}{A_{\text{vig}}} = 1.061\text{-ksi} \quad P < f_{\text{cim}} \quad \text{OK}$$



Diseño del plinto

$$A_{\text{pl}} := \frac{R_t}{f_{\text{suelo}}} = 121.848\text{-ft}^2$$

Uno de los lados de la cimentación debe ser del ancho del puente

$$l_w := 33\text{-ft} \quad b_w := \frac{A_{\text{pl}}}{l_w} = 3.692\text{-ft} \quad l_{\text{eff}} := 33\text{-ft} \quad b_{\text{eff}} := 4\text{-ft}$$

$$A_{\text{pl,eff}} := l_{\text{eff}} \cdot b_{\text{eff}} = 132\text{-ft}^2$$

$$f_{\text{eff,suelo}} := \frac{R_t}{A_{\text{pl,eff}}} = 0.033\text{-ksi} \quad f_{\text{eff,suelo}} < f_{\text{suelo}} \quad \text{OK}$$

Profundidad del cimiento

$$h := 5\text{-ft} \quad h_{\text{cim}} = 6.562\text{-ft} \quad h_{\text{vig}} := 20\text{-in} + 1\text{-in} + 0.625\text{-in} = 1.802\text{-ft}$$

$$h + h_{\text{vig}} = 6.802\text{-ft} \quad h_{\text{cim}} < h + h_{\text{vig}} \quad \text{OK}$$



Resumen

Dimensiones

$$h = 5\text{-ft} \quad b_{\text{eff}} = 4\text{-ft} \quad l_{\text{eff}} = 33\text{-ft}$$

$$V_{\text{pl}} := h \cdot l_{\text{eff}} \cdot b_{\text{eff}} = 660\text{-ft}^3$$

Excavación

$$V_{\text{exc}} := b_{\text{eff}} \cdot l_{\text{eff}} \cdot (h + h_{\text{vig}}) = 897.875\text{-ft}^3$$

$$h + h_{\text{vig}} = 6.802\text{-ft}$$

Resistencia del suelo

$$f_{\text{suelo}} = 0.036\text{-ksi} \quad f_{\text{suelo}} = 25 \cdot \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$h_{\text{cim}} = 6.562\text{-ft} \quad h_{\text{cim}} = 2\text{-m}$$

Dimensiones Adicionales

$$L = 50\text{-ft} \quad h_{\text{vig}} = 1.802\text{-ft}$$



Pretensado

Diseño de la cimentación

$$L_{\text{w}} := 50\text{-ft} \quad N_{\text{vigas}} := 4 \quad f_{\text{cim}} := 5\text{ksi} \quad f_{\text{suelo}} := 25 \cdot \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2} = 0.036\text{-ksi} \quad h_{\text{cim}} := 2\text{-m} = 6.562\text{-ft}$$

Carga total en el puente

$$W_{\text{DC1}} := 1.9211 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad W_{\text{DC2}} := 0.3 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad W_{\text{DW}} := 0.16 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad W_{\text{LL}} := 1012.3 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \cdot \frac{8}{L^2} = 3.239 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$W_{\text{totv}} := 1.25 \cdot W_{\text{DC1}} + 1.25 \cdot W_{\text{DC2}} + 1.5 \cdot W_{\text{DW}} + 1.75 \cdot W_{\text{LL}} = 8.685 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$W_{\text{tot}} := N_{\text{vigas}} \cdot W_{\text{totv}} = 34.741 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

Reacciones en los apoyos

$$R_t := \frac{W_{\text{tot}} \cdot L}{2} = 868.525\text{-kip}$$

Apoyo de vigas en los cimientos

$$b := 35\text{-in}$$

$$A_{\text{vig}} := N_{\text{vigas}} \cdot b^2 = 4900\text{-in}^2$$

Presión en hormigón

$$P := \frac{R_t}{A_{\text{vig}}} = 0.177\text{-ksi} \quad P < f_c \quad \text{OK}$$



Diseño del plinto

$$A_{\text{pl}} := \frac{R_t}{f_{\text{suelo}}} = 169.621 \cdot \text{ft}^2$$

Uno de los lados de la cimentación debe ser del ancho del puente

$$l_{\text{w}} := 33\text{-ft} \quad b_{\text{pl}} := \frac{A_{\text{pl}}}{l_{\text{w}}} = 5.14\text{-ft} \quad l_{\text{eff}} := 33\text{-ft} \quad b_{\text{eff}} := 5.5\text{-ft}$$

$$A_{\text{pl,eff}} := l_{\text{eff}} \cdot b_{\text{eff}} = 181.5 \cdot \text{ft}^2$$

$$f_{\text{eff,suelo}} := \frac{R_t}{A_{\text{pl,eff}}} = 0.033\text{-ksi} \quad f_{\text{eff,suelo}} < f_{\text{suelo}} \quad \text{OK}$$

Profundidad del cimiento

$$h := 4\text{-ft} \quad h_{\text{cim}} = 6.562\text{-ft} \quad h_{\text{vig}} := (20 + 20 + 65) \cdot \text{cm} = 3.445\text{-ft}$$

$$h + h_{\text{vig}} = 7.445\text{-ft} \quad h_{\text{cim}} < h + h_{\text{vig}} \quad \text{OK}$$



Resumen

Dimensiones

$$h = 4\text{-ft} \quad b_{\text{eff}} = 5.5\text{-ft} \quad l_{\text{eff}} = 33\text{-ft}$$

$$V_{\text{pl}} := h \cdot l_{\text{eff}} \cdot b_{\text{eff}} = 726 \cdot \text{ft}^3$$

Excavación

$$V_{\text{exc}} := b_{\text{eff}} \cdot l_{\text{eff}} \cdot (h + h_{\text{vig}}) = 1351.246 \cdot \text{ft}^3$$

$$h + h_{\text{vig}} = 7.445\text{-ft}$$

Resistencia del suelo

$$f_{\text{suelo}} = 0.036\text{-ksi} \quad f_{\text{suelo}} = 25 \cdot \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$h_{\text{cim}} = 6.562\text{-ft} \quad h_{\text{cim}} = 2\text{ m}$$

Dimensiones Adicionales

$$L = 50\text{-ft} \quad h_{\text{vig}} = 3.445\text{-ft}$$



Hormigón Armado

Diseño de la cimentación

$$L_w := 50\text{-ft} \quad N_{\text{vigas}} := 4 \quad f_{\text{cim}} := 5\text{ksi} \quad f_{\text{suelo}} := 25 \cdot \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2} = 0.036\text{-ksi} \quad h_{\text{cim}} := 2\text{-m} = 6.562\text{-ft}$$

Carga total en el puente

$$W_{\text{DC1}} := 2.5434 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad W_{\text{DC2}} := 0.3 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad W_{\text{DW}} := 0.16 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad W_{\text{LL}} := 1113.7 \cdot \text{kip} \cdot \text{ft} \cdot \frac{8}{L^2} = 3.564 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$W_{\text{totv}} := 1.25 \cdot W_{\text{DC1}} + 1.25 \cdot W_{\text{DC2}} + 1.5 \cdot W_{\text{DW}} + 1.75 \cdot W_{\text{LL}} = 10.031 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$W_{\text{tot}} := N_{\text{vigas}} \cdot W_{\text{totv}} = 40.124 \cdot \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

Reacciones en los apoyos

$$R_t := \frac{W_{\text{tot}} \cdot L}{2} = 1003.097\text{-kip}$$

Apoyo de vigas en los cimientos

$$b := 24\text{-in}$$

$$A_{\text{vig}} := N_{\text{vigas}} \cdot b^2 = 2304\text{-in}^2$$

Presión en hormigón

$$P := \frac{R_t}{A_{\text{vig}}} = 0.435\text{-ksi} \quad P < f_c \quad \text{OK}$$



Diseño del plinto

$$A_{\text{pl}} := \frac{R_t}{f_{\text{suelo}}} = 195.902\text{-ft}^2$$

Uno de los lados de la cimentación debe ser del ancho del puente

$$l_w := 33\text{-ft} \quad b := \frac{A_{\text{pl}}}{l_w} = 5.936\text{-ft} \quad l_{\text{eff}} := 33\text{-ft} \quad b_{\text{eff}} := 6\text{-ft}$$

$$A_{\text{pl,eff}} := l_{\text{eff}} \cdot b_{\text{eff}} = 198\text{-ft}^2$$

$$f_{\text{eff,suelo}} := \frac{R_t}{A_{\text{pl,eff}}} = 0.035\text{-ksi} \quad f_{\text{eff,suelo}} < f_{\text{suelo}} \quad \text{OK}$$

Profundidad del cimiento

$$h := 3\text{-ft} \quad h_{\text{cim}} = 6.562\text{-ft} \quad h_{\text{vig}} := 56\text{-in} = 4.667\text{-ft}$$

$$h + h_{\text{vig}} = 7.667\text{-ft} \quad h_{\text{cim}} < h + h_{\text{vig}} \quad \text{OK}$$



Resumen

Dimensiones

$$h = 3\text{-ft} \quad b_{\text{eff}} = 6\text{-ft} \quad l_{\text{eff}} = 33\text{-ft}$$

$$V_{\text{pl}} := h \cdot l_{\text{eff}} \cdot b_{\text{eff}} = 594\text{-ft}^3$$

Excavación

$$V_{\text{exc}} := b_{\text{eff}} \cdot l_{\text{eff}} \cdot (h + h_{\text{vig}}) = 1518\text{-ft}^3$$

$$h + h_{\text{vig}} = 7.667\text{-ft} \quad 0.668 \cdot \frac{\text{lb}}{\text{ft}} = 0.994 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Resistencia del suelo

$$f_{\text{suelo}} = 0.036\text{-ksi} \quad f_{\text{suelo}} = 25 \cdot \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$h_{\text{cim}} = 6.562\text{-ft} \quad h_{\text{cim}} = 2\text{-m}$$

Dimensiones Adicionales

$$L = 50\text{-ft} \quad h_{\text{vig}} = 4.667\text{-ft}$$



Anexo 9: Diseño del Tablero

Diseño de tablero

Tesis

Carlos Bustamante
100103
11/30/2014

Para el diseño general del tablero

$$S := 143 \quad t := 9 \quad \frac{S}{t} = 15.889 \quad 6 \leq \frac{S}{t} \leq 18$$

Se cumplen las condiciones de 9.7.2.4

A.s mínimo en el nivel inferior $0.27 \text{ in}^2/\text{ft}$

A.s mínimo en el nivel superior $0.18 \text{ in}^2/\text{ft}$

recubrimiento superior de 2 in

recubrimiento inferior de 1 in

El espaciamiento debe ser máximo 18 in

$$A_{s\phi 4} := 0.2 \text{ in}^2 \quad A_{s\phi 5} := 0.31 \text{ in}^2$$

Para el tablero en la dirección transversal

$$\text{En la fila superior tenemos } \phi 4@12 \quad A_s := 0.2 \frac{\text{in}^2}{\text{ft}}$$

$$\text{En la fila inferior tenemos } \phi 5@12 \quad A_{s\phi 5} := 0.31 \frac{\text{in}^2}{\text{ft}}$$

Para el tablero en la dirección longitudinal

$$\text{En la fila superior tenemos } \phi 4@12 \quad A_{s\phi 4} := 0.2 \frac{\text{in}^2}{\text{ft}}$$

$$\text{En la fila inferior tenemos } \phi 5@12 \quad A_{s\phi 5} := 0.31 \frac{\text{in}^2}{\text{ft}}$$

En el voladizo

Tomamos en cuenta el peso de la barrera y cargas vivas

- $M_n = 0.85 f_c' b a \left(d - \frac{a}{2} \right)$
 - $\left(\frac{0.85 f_c' b}{2} \right) a^2 - (0.85 f_c' b d) a + M_n = 0$
 - Solve for a
- $A_s = \frac{0.85 f_c' b a}{f_y}$

$$M_n := 800 \quad L_w := 44 \quad f_c := 4 \quad X := 4.5 \quad b := 45 + 10 \cdot X = 90 \quad d := 9 \quad f_y := 50$$

$$A := 0.85 \cdot f_c \cdot b \cdot 0.5 = 153 \quad B := -0.85 \cdot f_c \cdot b \cdot d = -2.754 \times 10^3 \quad C := M_n$$

$$a1 := \frac{(-B + \sqrt{B^2 - 4A \cdot C})}{2A} = 17.705 \quad a2 := \frac{(-B - \sqrt{B^2 - 4A \cdot C})}{2A} = 0.295$$

$$A_{s\phi 5} := 0.85 \cdot f_c \cdot b \cdot \frac{a2}{f_y} = 1.807$$

Diseño de tablero

Tesis

Carlos Bustamante
100103
11/30/2014

$$A_{4\phi} := 0.2$$

$$\text{Num} := \frac{A_s}{A_{4\phi}} = 9.037 \quad \text{En 90 in de largo}$$

Por el diseño tradicional se tiene 1 barra #4 por cada 12 in

$$\frac{90}{12} = 7.5$$

dado que necesitamos mas usaremos barras #5 cada 12'

Para el voladizo en la dirección transversal

$$\text{En la fila superior tenemos } \phi 5 @ 12 \quad A_{s_{\text{max}}} := 0.31 \frac{\text{in}^2}{\text{ft}}$$

$$\text{En la fila inferior tenemos } \phi 5 @ 12 \quad A_{s_{\text{max}}} := 0.31 \frac{\text{in}^2}{\text{ft}}$$

Para el voladizo en la dirección longitudinal

$$\text{En la fila superior tenemos } \phi 4 @ 12 \quad A_{s_{\text{max}}} := 0.2 \frac{\text{in}^2}{\text{ft}}$$

$$\text{En la fila inferior tenemos } \phi 5 @ 12 \quad A_{s_{\text{max}}} := 0.31 \frac{\text{in}^2}{\text{ft}}$$

En resumen

Para el tablero en la dirección transversal

En la fila superior tenemos $\phi 4 @ 12$

En la fila inferior tenemos $\phi 5 @ 12$

Para el tablero en la dirección longitudinal

En la fila superior tenemos $\phi 4 @ 12$

En la fila inferior tenemos $\phi 5 @ 12$

Para el voladizo en la dirección transversal

En la fila superior tenemos $\phi 5 @ 12$

En la fila inferior tenemos $\phi 5 @ 12$

Para el voladizo en la dirección longitudinal

En la fila superior tenemos $\phi 4 @ 12$

En la fila inferior tenemos $\phi 5 @ 12$

Anexo 10: Diseño de los Rigidizadores

Puente de 140ft

Puente en Acero
140 ft

Tesis

Carlos Bustamante
12/8/2014

Diseño de rigidizadores $L_w := 140\text{-ft}$

Cargas

$$WS_{const} := 0.341 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$H_{const} := 6.823\text{-ft}$$

$$P_{const} := WS_{const} \cdot H_{const} = 2.327\text{-kip}$$

$$\frac{P_{const}}{\gamma} = 1.163\text{-kip}$$

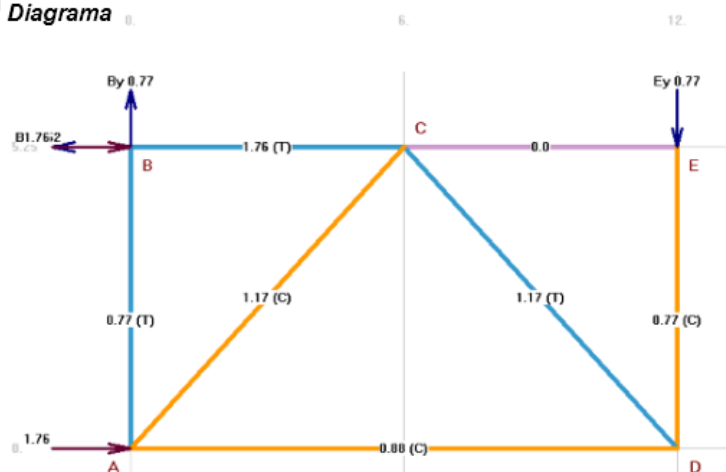
$$WS_{servicio} := 0.341 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$H_{servicio} := 10.323\text{-ft}$$

$$P_{servicio} := WS_{servicio} \cdot H_{servicio} = 3.52\text{-kip}$$

$$\frac{P_{servicio}}{\gamma} = 1.76\text{-kip}$$

Diagrama



Diseño

Para los elementos AC, CD y BC, CE

$$KL_1 := \sqrt{(5.25\text{-ft})^2 + (6\text{-ft})^2} = 7.973\text{-ft} \quad r_{z1} := 0.723\text{-in}$$

$$\frac{KL_1}{r_{z1} \cdot 12} = 11.027 \quad L4 \times 3 \frac{1}{2} \times \frac{1}{4}$$

$$P_{d1} := 11.6\text{-kip} \quad P_{u1} := 1.76\text{-kip} \quad W_1 := 6.2 \frac{\text{lb}}{\text{ft}}$$

$$P_{d1} > P_{u1}$$

Para los elementos AD

$$KL_2 := 12\text{-ft} \quad r_{z2} := 0.991\text{-in}$$

$$\frac{KL_2}{r_{z2} \cdot 12} = 12.109 \quad L5 \times 5 \times \frac{5}{16}$$

$$P_{d2} := 24.7\text{-kip} \quad P_{u2} := 0.88\text{-kip}$$

$$P_{d2} > P_{u2} \quad W_2 := 10.3 \frac{\text{lb}}{\text{ft}}$$

Puente de 70ft

Puente en Acero
70 ft

Tesis

Carlos Bustamante
1/14/2015

Diseño de rigidizadores $L_w := 70\text{-ft}$

Cargas

$$W_{S_{\text{const}}} := 0.174 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$H_{\text{const}} := 3.479\text{-ft}$$

$$P_{\text{const}} := W_{S_{\text{const}}} \cdot H_{\text{const}} = 0.605\text{-kip}$$

$$\frac{P_{\text{const}}}{\gamma} = 0.303\text{-kip}$$

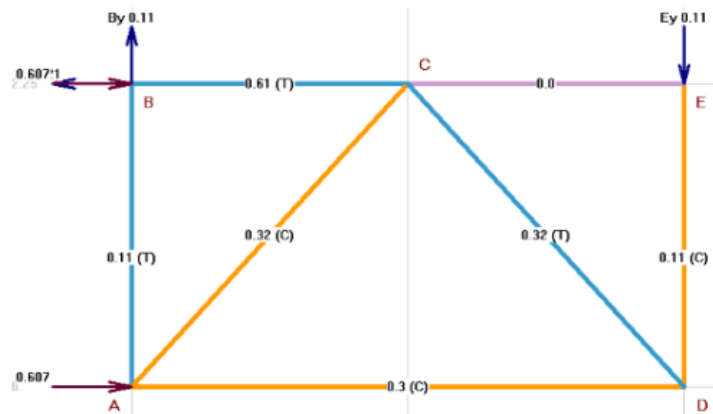
$$W_{S_{\text{servicio}}} := 0.174 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$H_{\text{servicio}} := 6.979\text{-ft}$$

$$P_{\text{servicio}} := W_{S_{\text{servicio}}} \cdot H_{\text{servicio}} = 1.214\text{-kip}$$

$$\frac{P_{\text{servicio}}}{\gamma} = 0.607\text{-kip}$$

Diagrama



Diseño

Para los elementos AC, CD y BC, CE

$$KL_1 := \sqrt{(2.25\text{-ft})^2 + (6\text{-ft})^2} = 6.408\text{-ft} \quad r_{z1} := 0.688\text{-in}$$

$$\frac{KL_1}{r_{z1} \cdot 12} = 9.314 \quad L3 \ 1/2 \times 3 \ 1/2 \times 1/4$$

$$P_{d1} := 12.6\text{-kip} \quad P_{u1} := 0.61\text{-kip} \quad W_1 := 5.8 \frac{\text{lb}}{\text{ft}}$$

$$P_{d1} > P_{u1}$$

Para los elementos AD

$$KL_2 := 12\text{-ft} \quad r_{z2} := 0.990\text{-in}$$

$$\frac{KL_2}{r_{z2} \cdot 12} = 12.121 \quad L5 \times 5 \times 5/16$$

$$P_{d2} := 27.9\text{-kip} \quad P_{u2} := 0.3\text{-kip}$$

$$P_{d2} > P_{u2} \quad W_2 := 10.3 \frac{\text{lb}}{\text{ft}}$$

Puente de 50ft

Puente en Acero
50 ft

Tesis

Carlos Bustamante
1/14/2015

Diseño de rigidizadores $L_w := 50\text{-ft}$

Cargas

$$W_{S_{\text{const}}} := 0.072 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$W_{S_{\text{servicio}}} := 0.1595 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$H_{\text{const}} := 2.875\text{-ft}$$

$$H_{\text{servicio}} := 6.375\text{-ft}$$

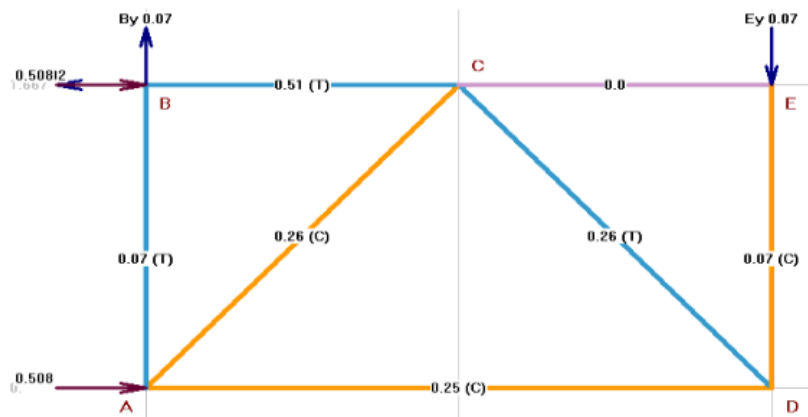
$$P_{\text{const}} := W_{S_{\text{const}}} \cdot H_{\text{const}} = 0.207\text{-kip}$$

$$P_{\text{servicio}} := W_{S_{\text{servicio}}} \cdot H_{\text{servicio}} = 1.017\text{-kip}$$

$$\frac{P_{\text{const}}}{\gamma} = 0.104\text{-kip}$$

$$\frac{P_{\text{servicio}}}{\gamma} = 0.508\text{-kip}$$

Diagrama



Diseño

Para los elementos AC, CD y BC, CE

$$KL_1 := \sqrt{(1.666\text{-ft})^2 + (6\text{-ft})^2} = 6.227\text{-ft} \quad r_{z1} := 0.628\text{-in}$$

$$\frac{KL_1}{r_{z1} \cdot 12} = 9.916 \quad L3 \ 1/2 \times 3 \times 1/4$$

$$P_{d1} := 9.78\text{-kip} \quad P_{u1} := 0.51\text{-kip} \quad W_1 := 5.8 \frac{\text{lb}}{\text{ft}}$$

$$P_{d1} > P_{u1}$$

Para los elementos AD

$$KL_2 := 12\text{-ft} \quad r_{z2} := 0.990\text{-in}$$

$$\frac{KL_2}{r_{z2} \cdot 12} = 12.121 \quad L5 \times 5 \times 5/16$$

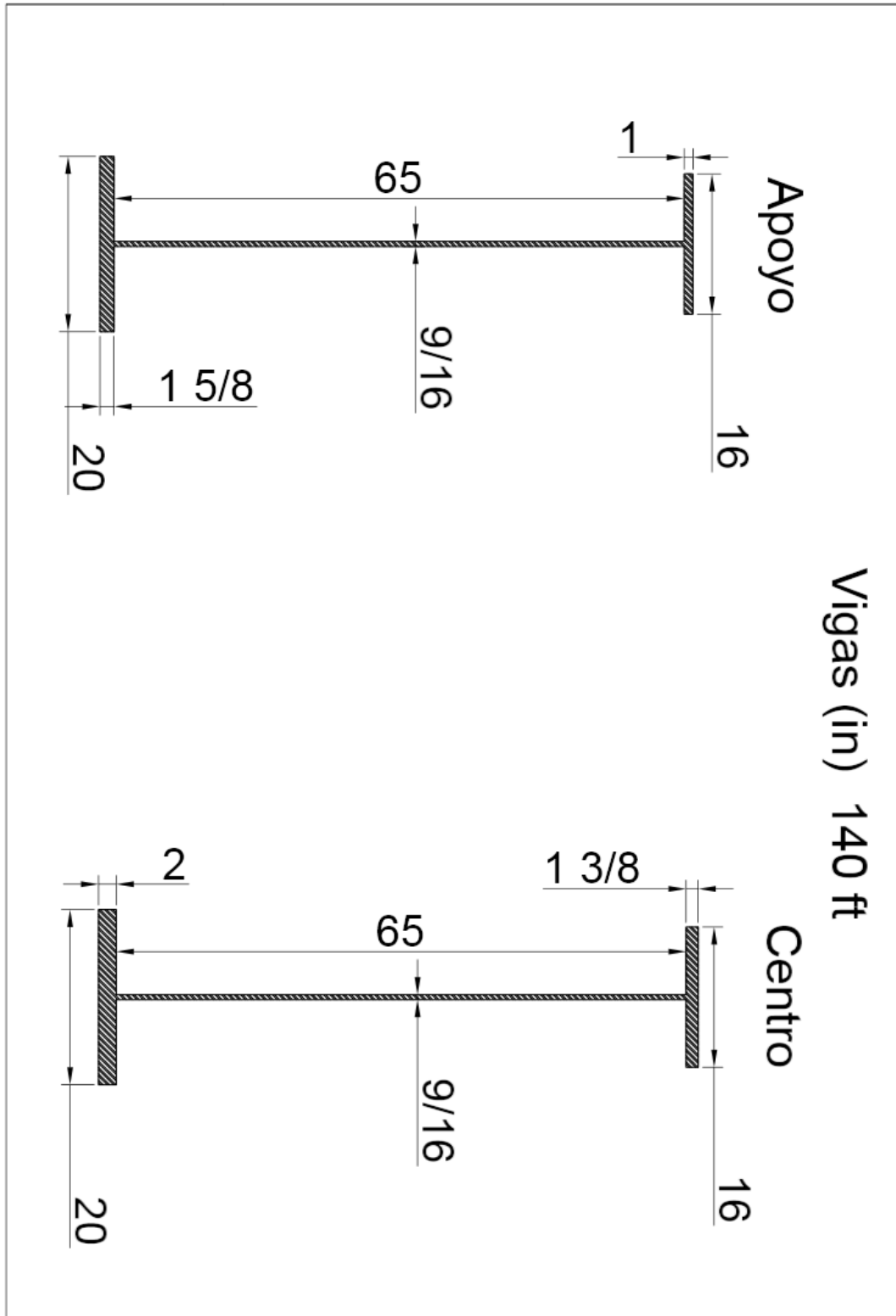
$$P_{d2} := 27.9\text{-kip} \quad P_{u2} := 0.25\text{-kip}$$

$$P_{d2} > P_{u2} \quad W_2 := 10.3 \frac{\text{lb}}{\text{ft}}$$

Anexo 11: Diagramas de las vigas

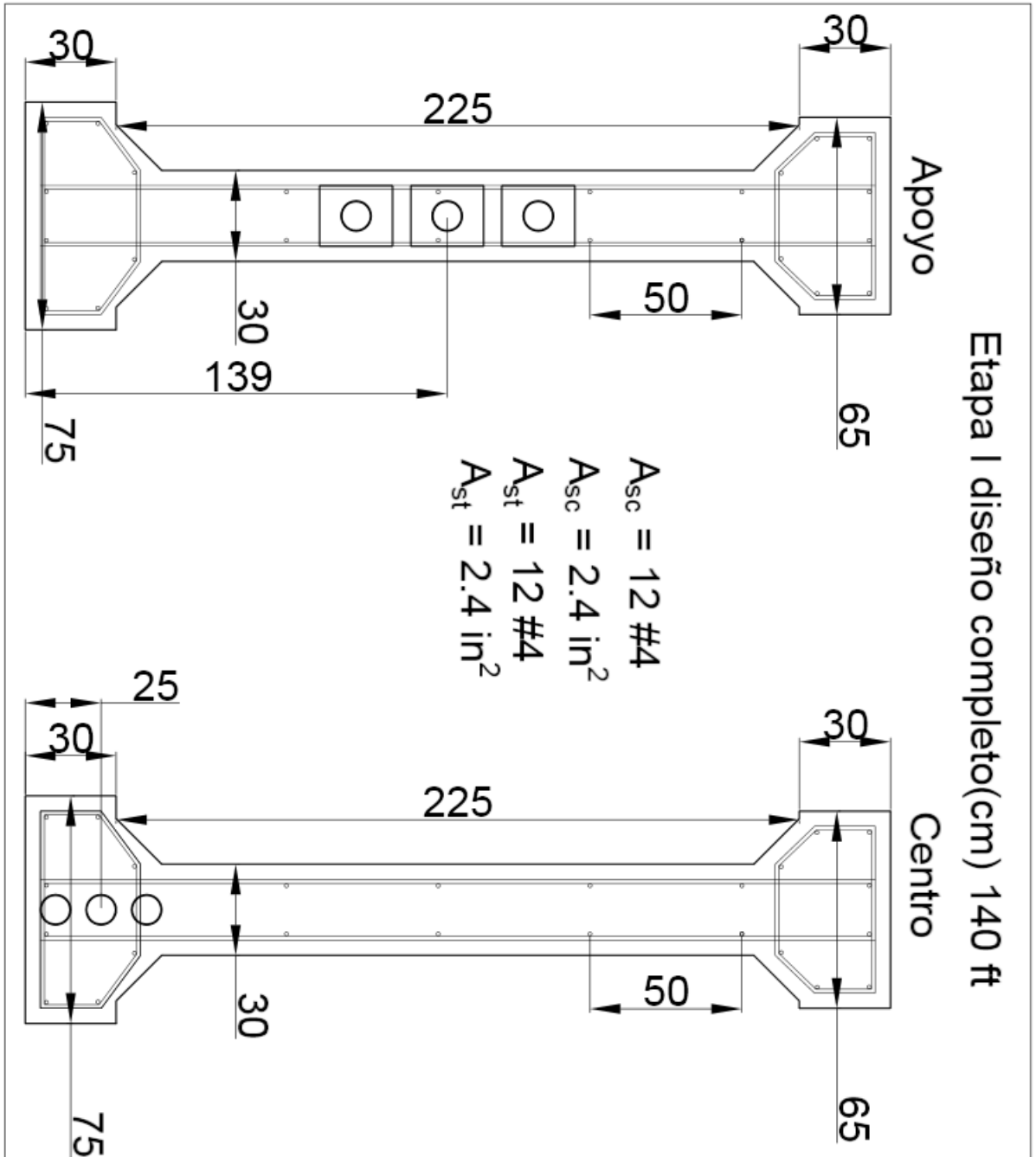
Puente de 140ft

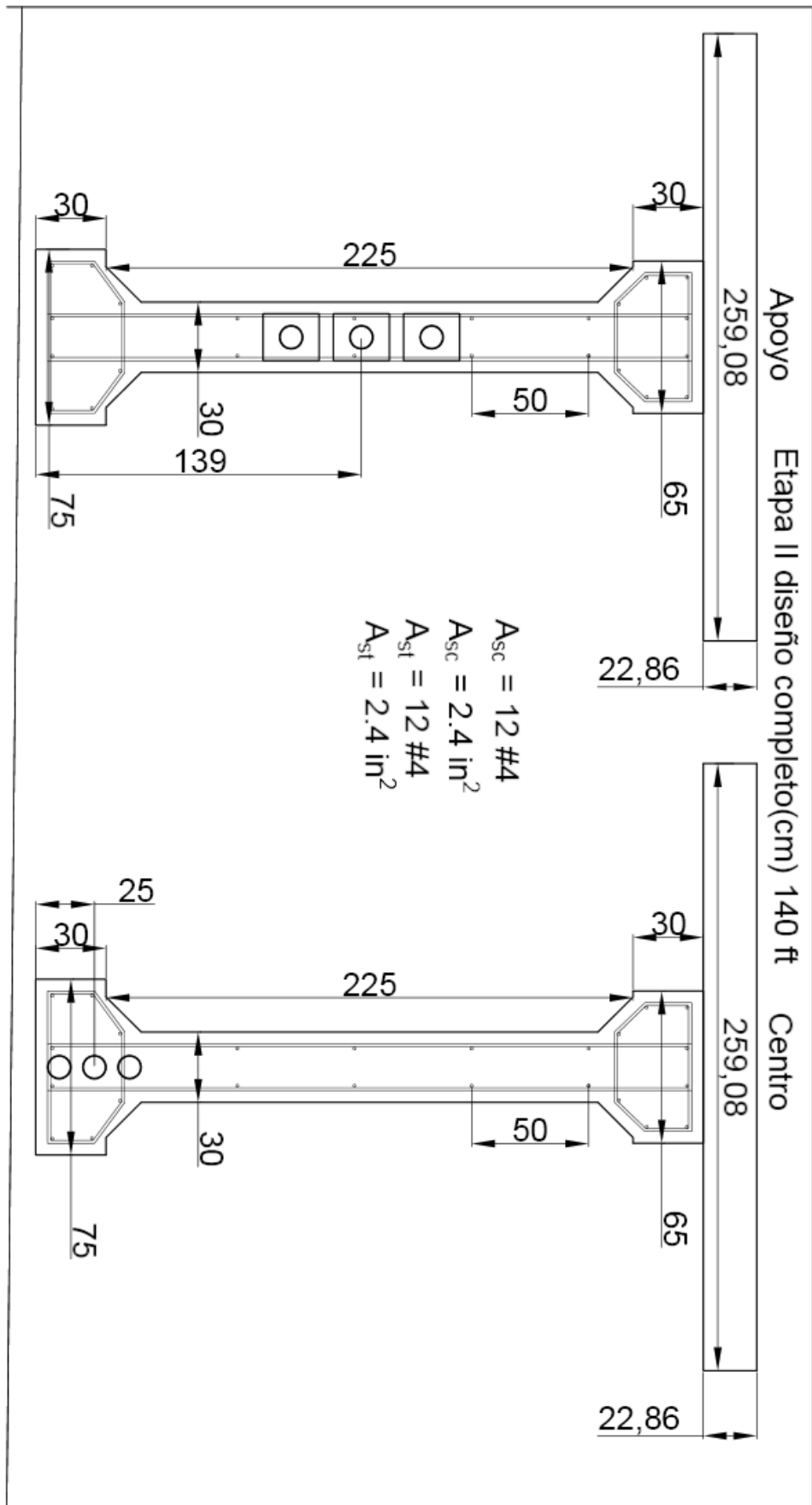
Acero



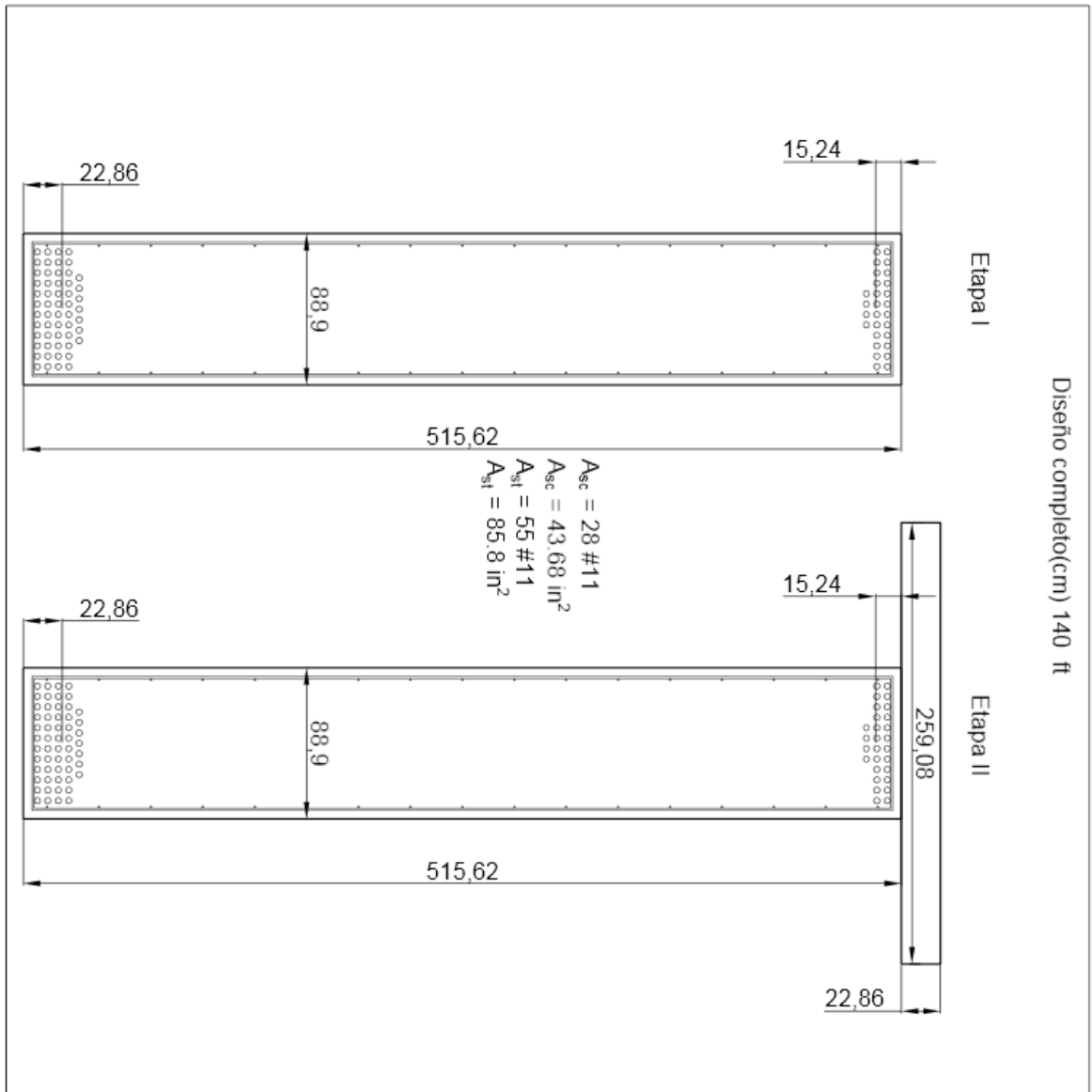
Alma	9/16" x 65"	9/16" x 65"	
Patin Superior	1" x 16"	1 3/8" x 16"	
Medida	46'-8"	23'-4"	
Puente 140 ft			
Diagrama de			
Viga (ft-in)			
Patin Inferior	1 5/8" x 20"	2" x 20"	
Diaphragmas	20'	20'	

Pretensado



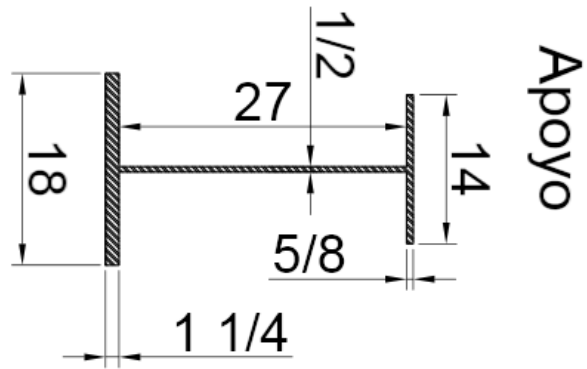


Hormigón Armado

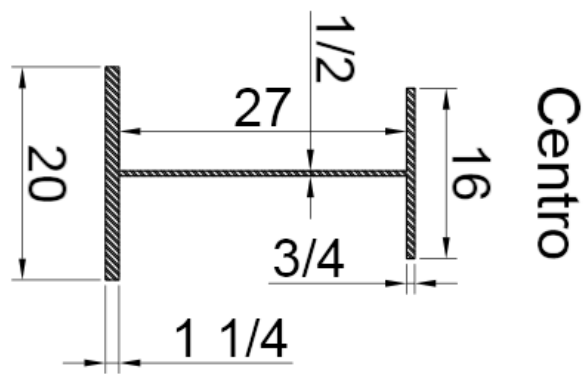


Puente de 70ft

Acero



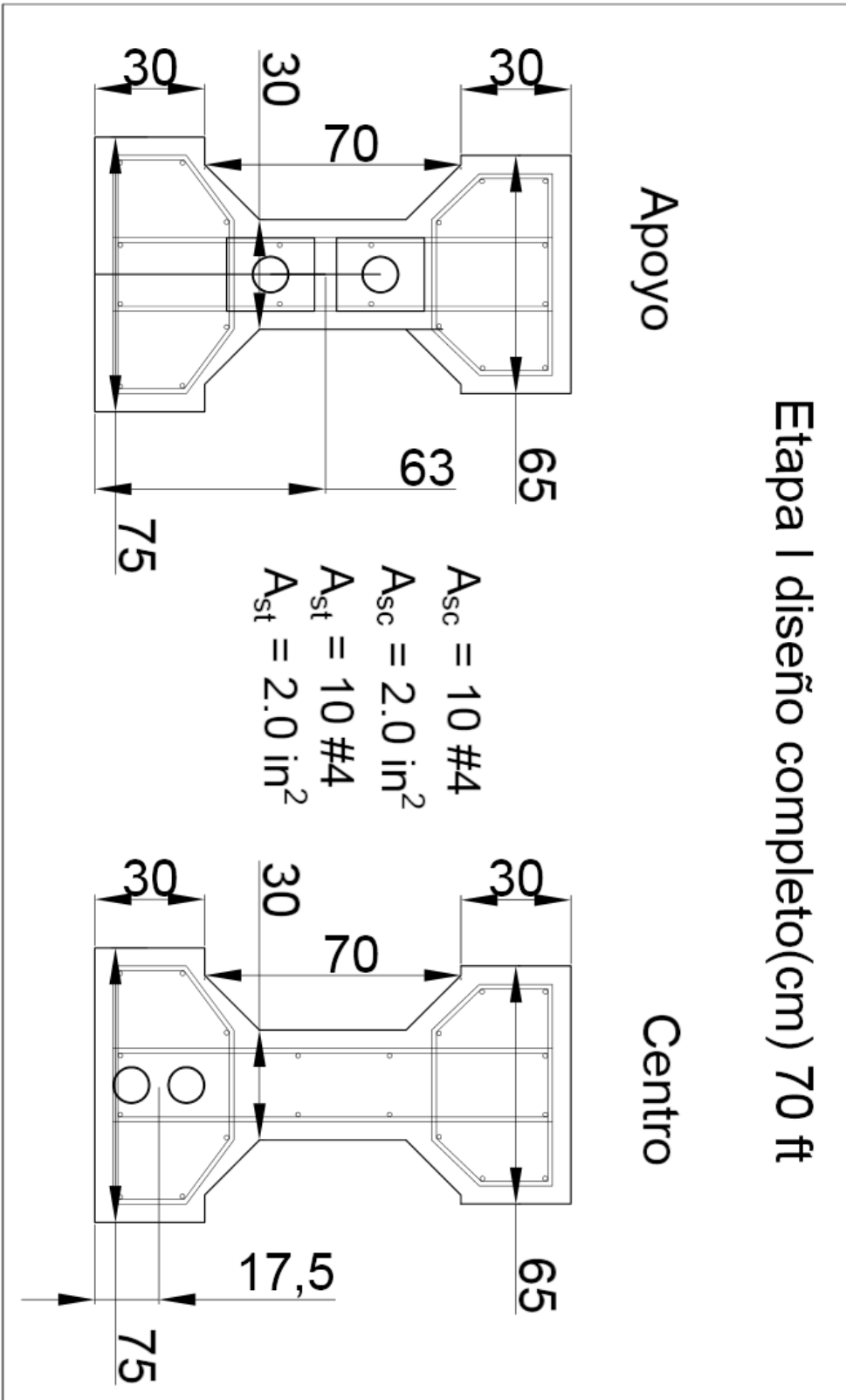
Vigas (in) 70 ft

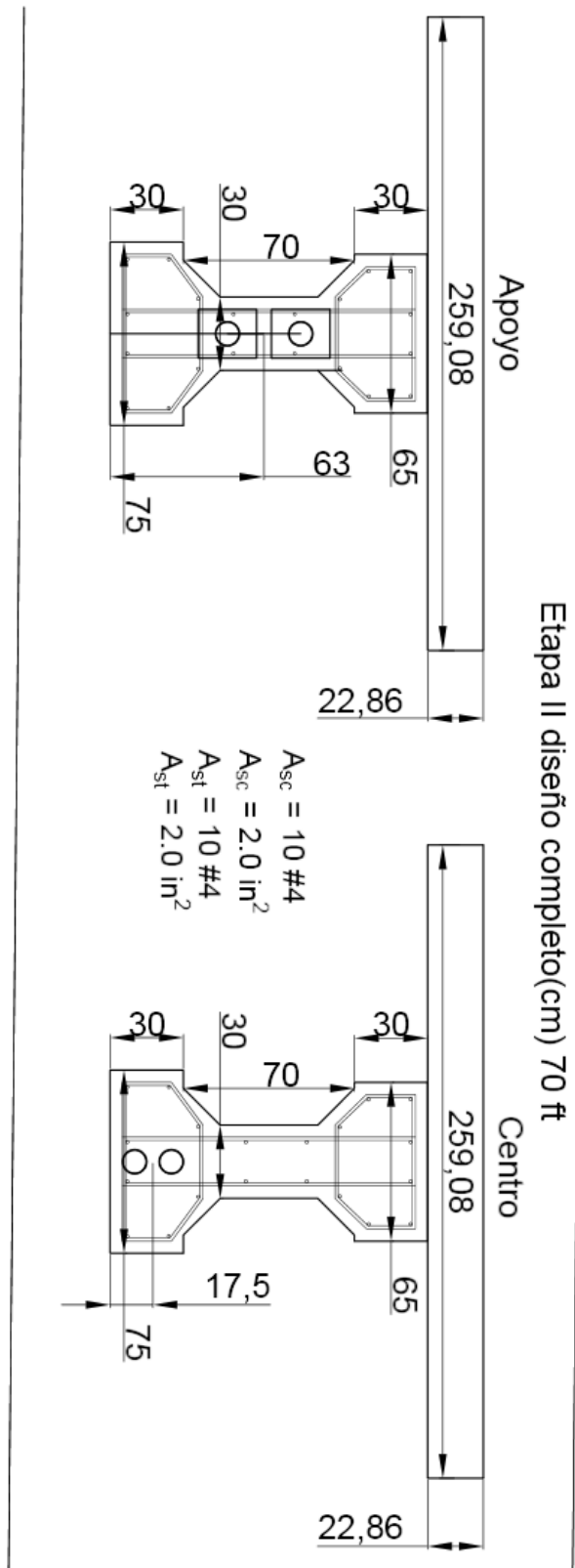


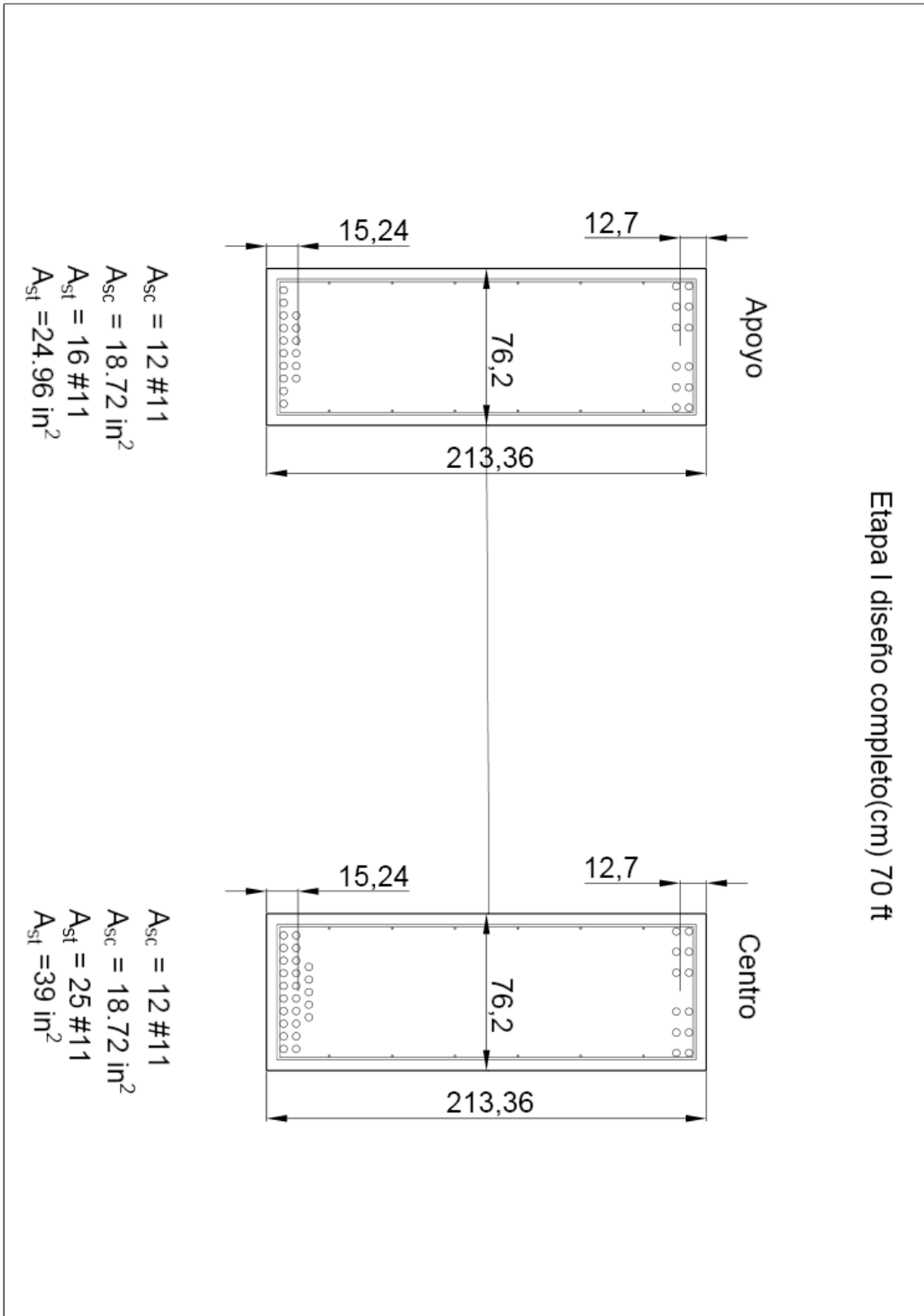
Alma	1/2" X 27"	1/2" X 27"	
Patin Superior	5/8" X 14"	3/4" X 16"	
Medida	23'-4"	11'-8"	
Puente 70 ft Diagrama de Viga (ft-in)			
Patin Inferior	1 1/4 " X 18"	1 1/4" X 20"	
Diaphragmas	17'-6"	17'-6"	

Pretensado

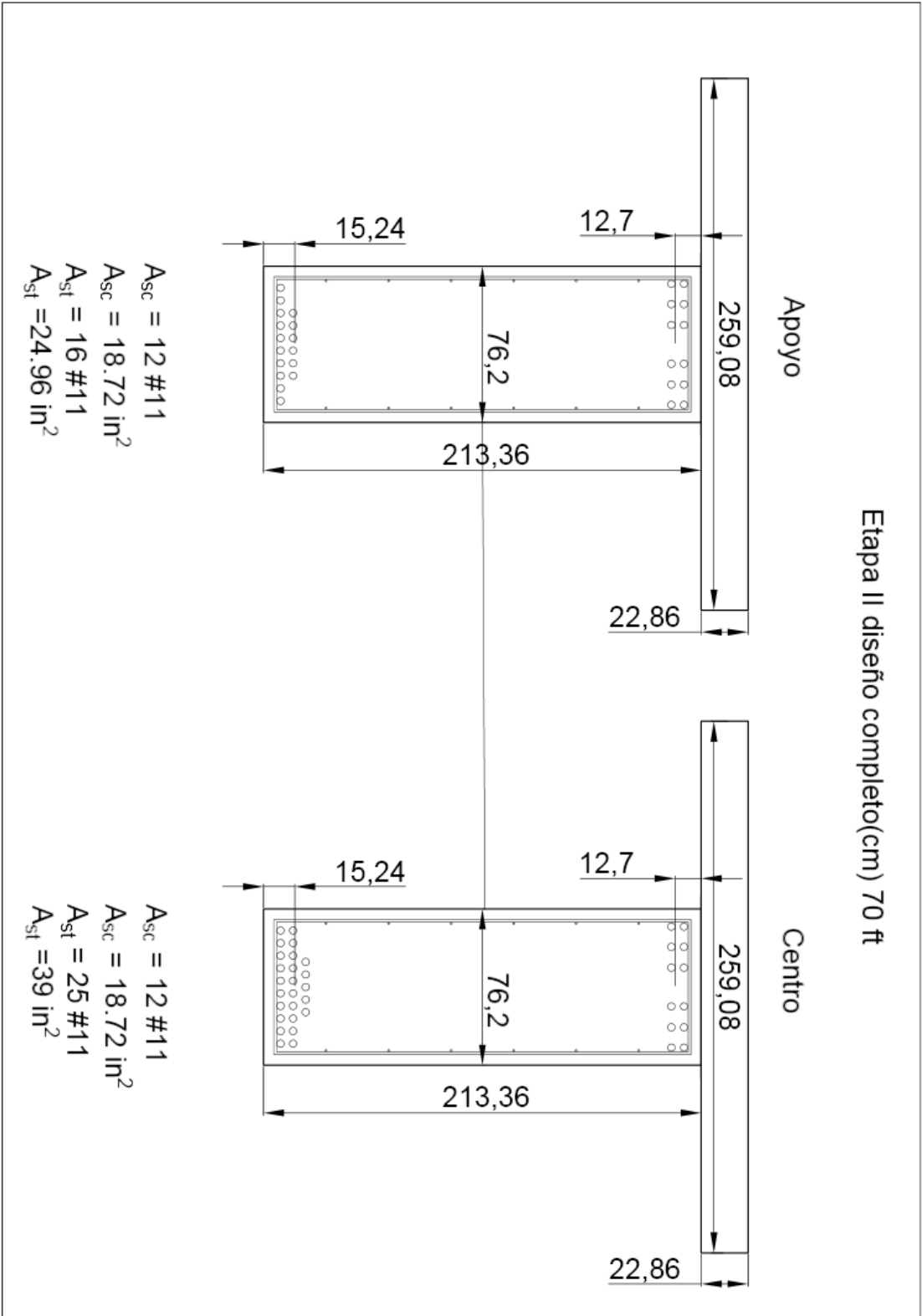
Etapa I diseño completo(cm) 70 ft





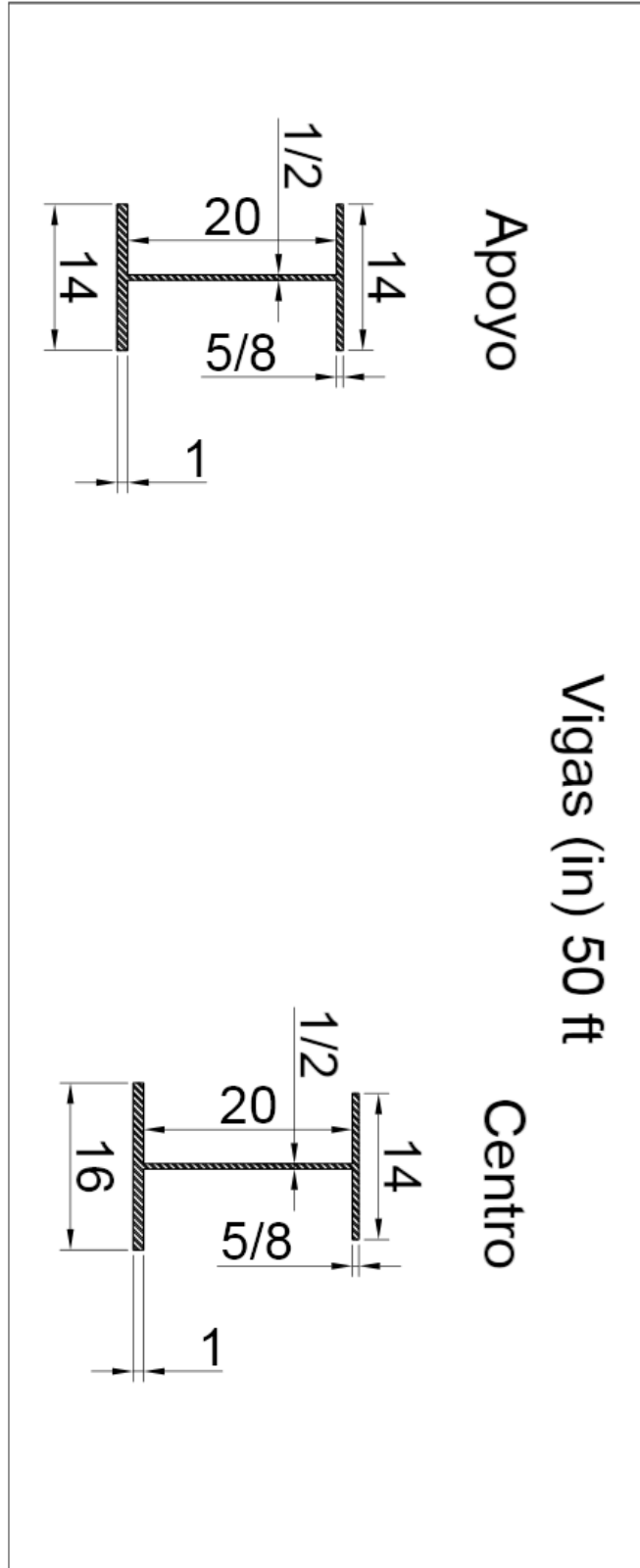
Hormigón Armado

Etapa II diseño completo(cm) 70 ft



Puente de 50ft

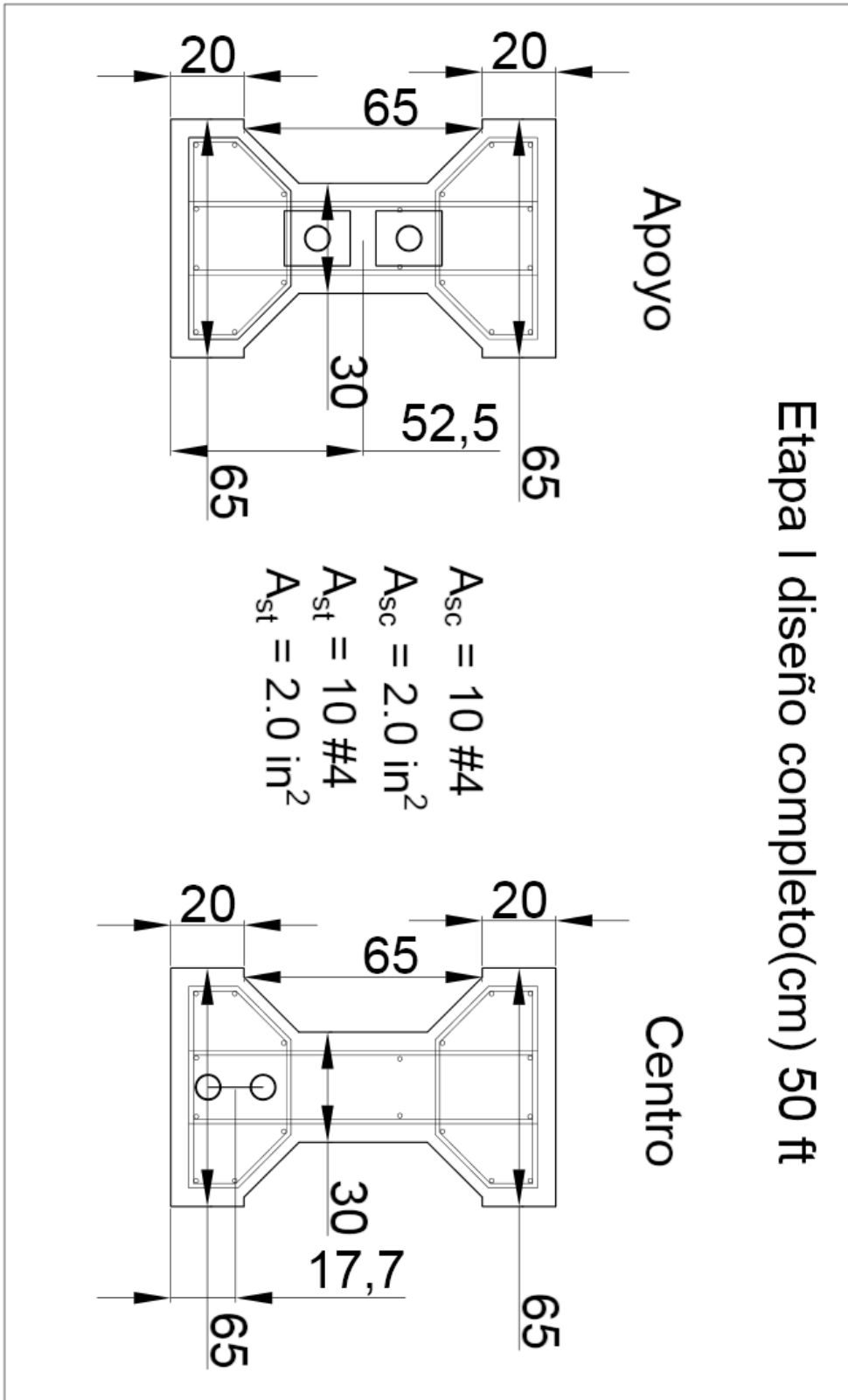
Acero

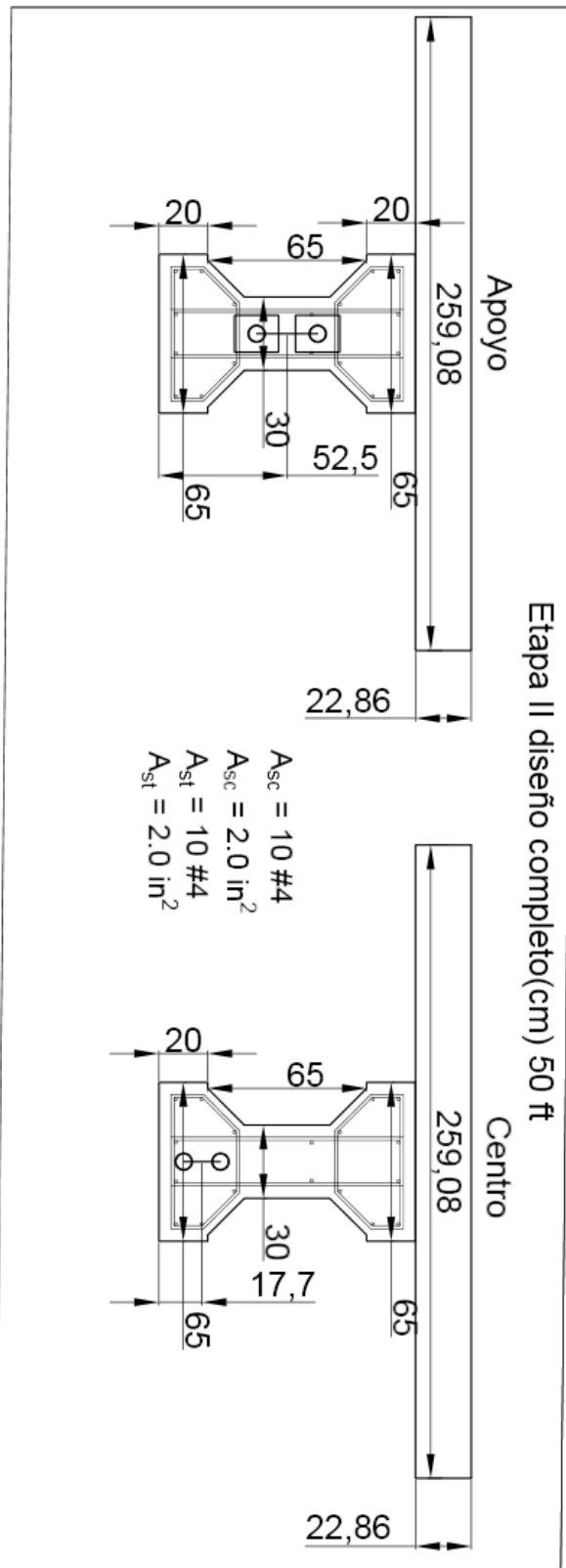


Alma	1/2" X 20"	1/2" X 20"	
Patin Superior	5/8" X 14"	5/8" X 14"	
Medida	16'-8"	8'-4"	
Puente 50 ft Diagrama de Viga (ft-in)			
Patin Inferior	1" X 14"	1" X 16"	
Diaphragmas	25'	25'	

Pretensado

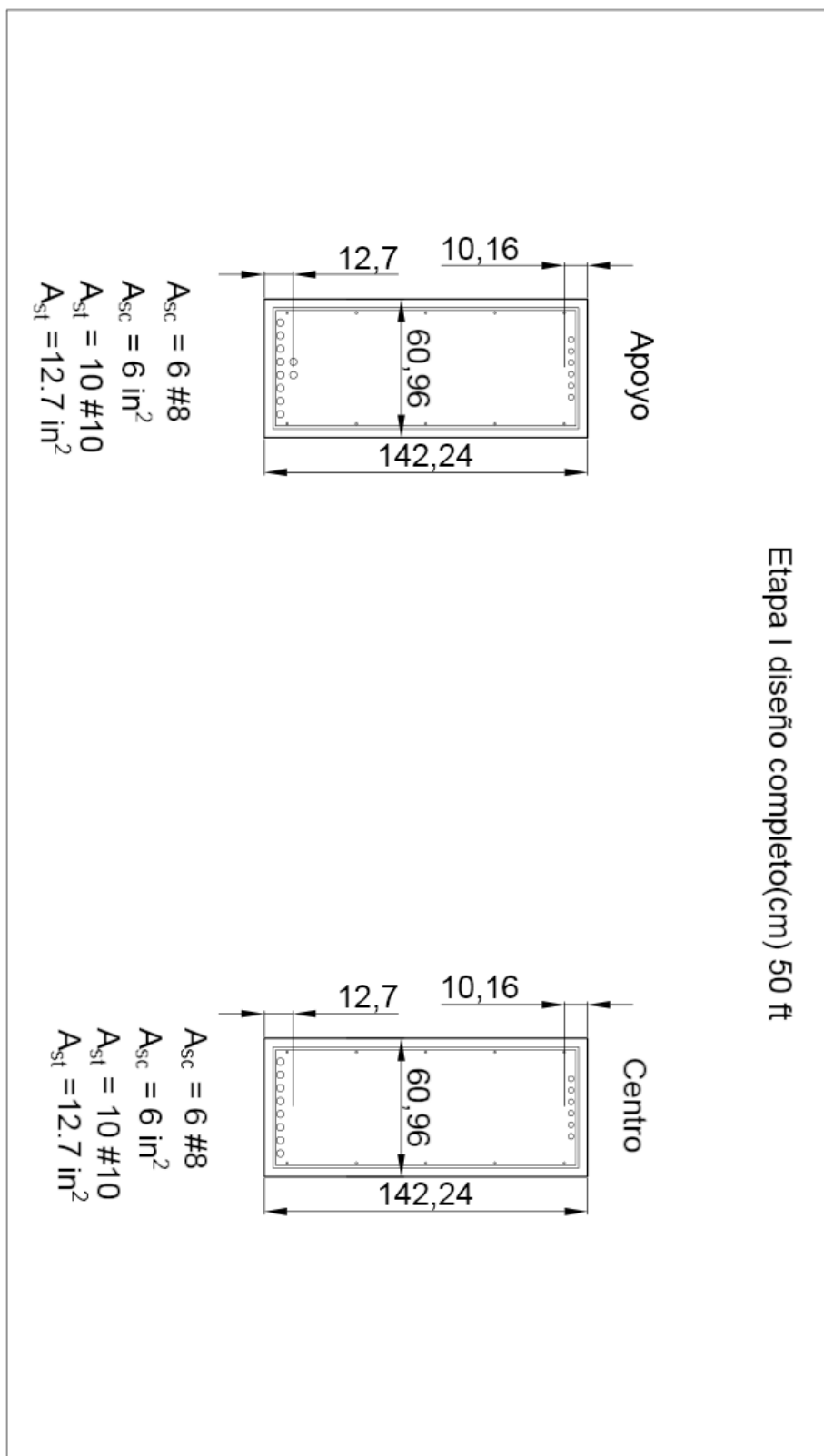
Etapa I diseño completo(cm) 50 ft





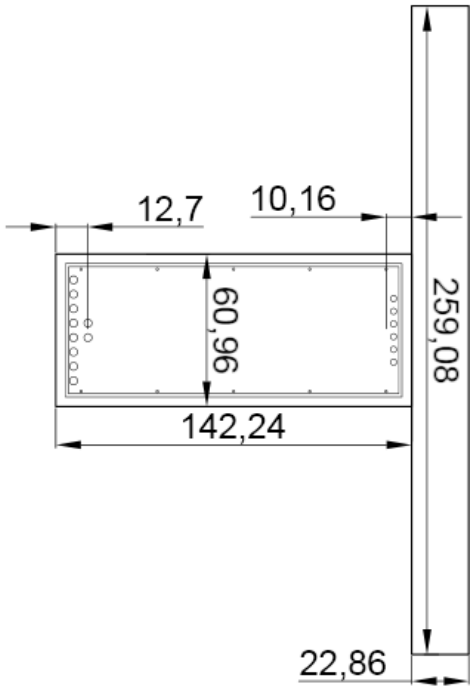
Hormigón Armado

Etapa I diseño completo(cm) 50 ft



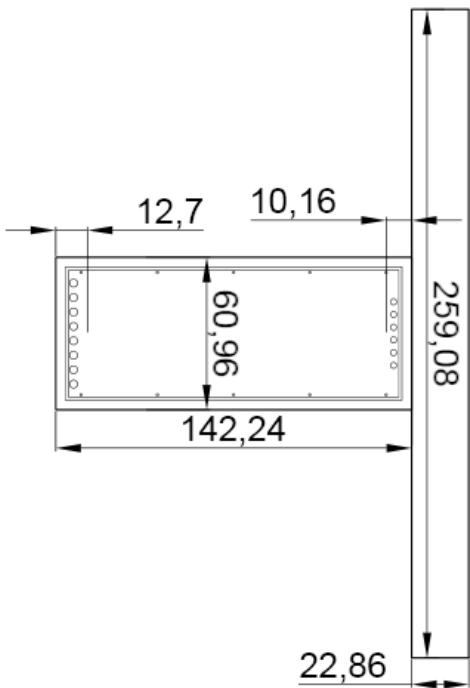
Etapa II diseño completo(cm) 50 ft

Apoyo



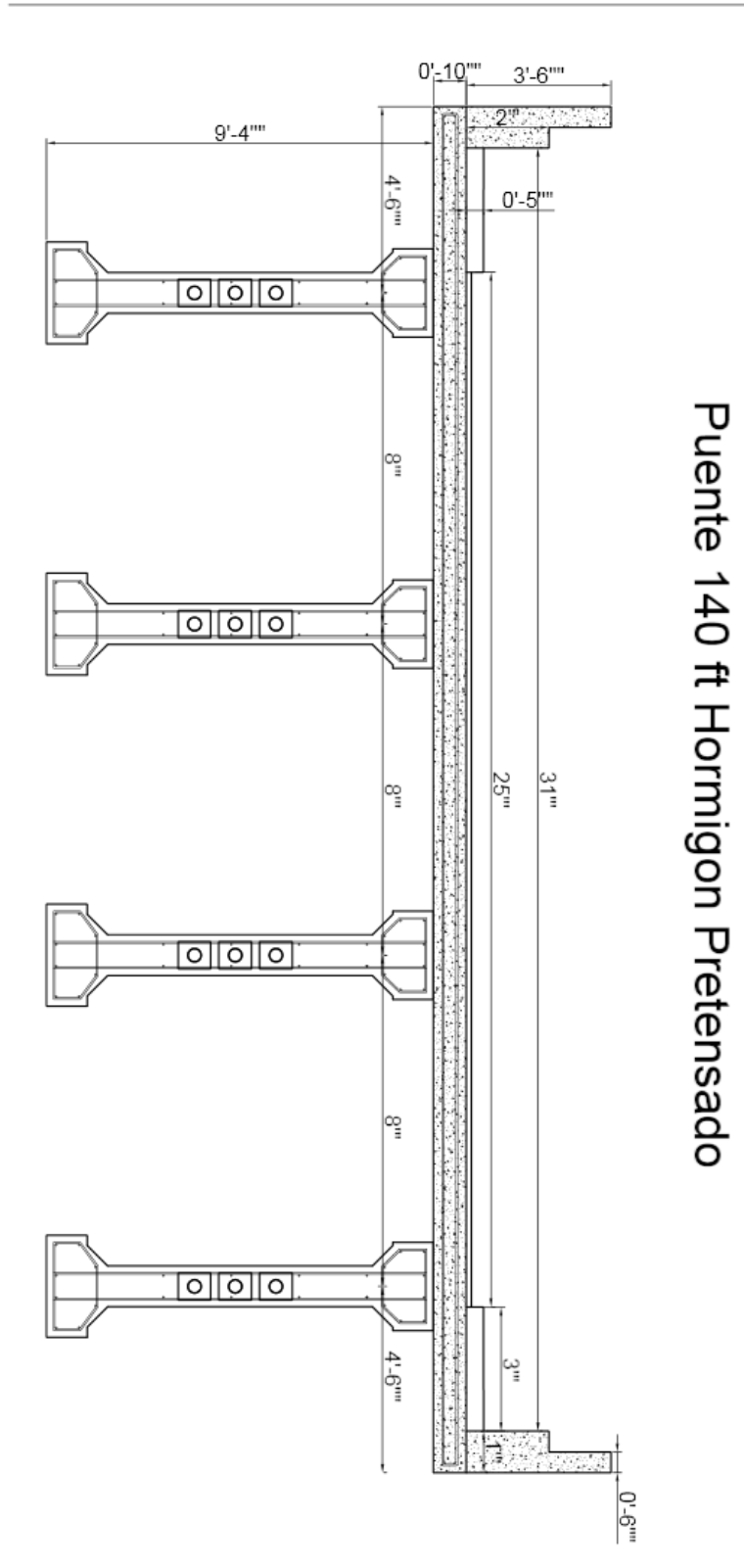
$A_{sc} = 6 \#8$
 $A_{sc} = 6 \text{ in}^2$
 $A_{st} = 10 \#10$
 $A_{st} = 12.7 \text{ in}^2$

Centro

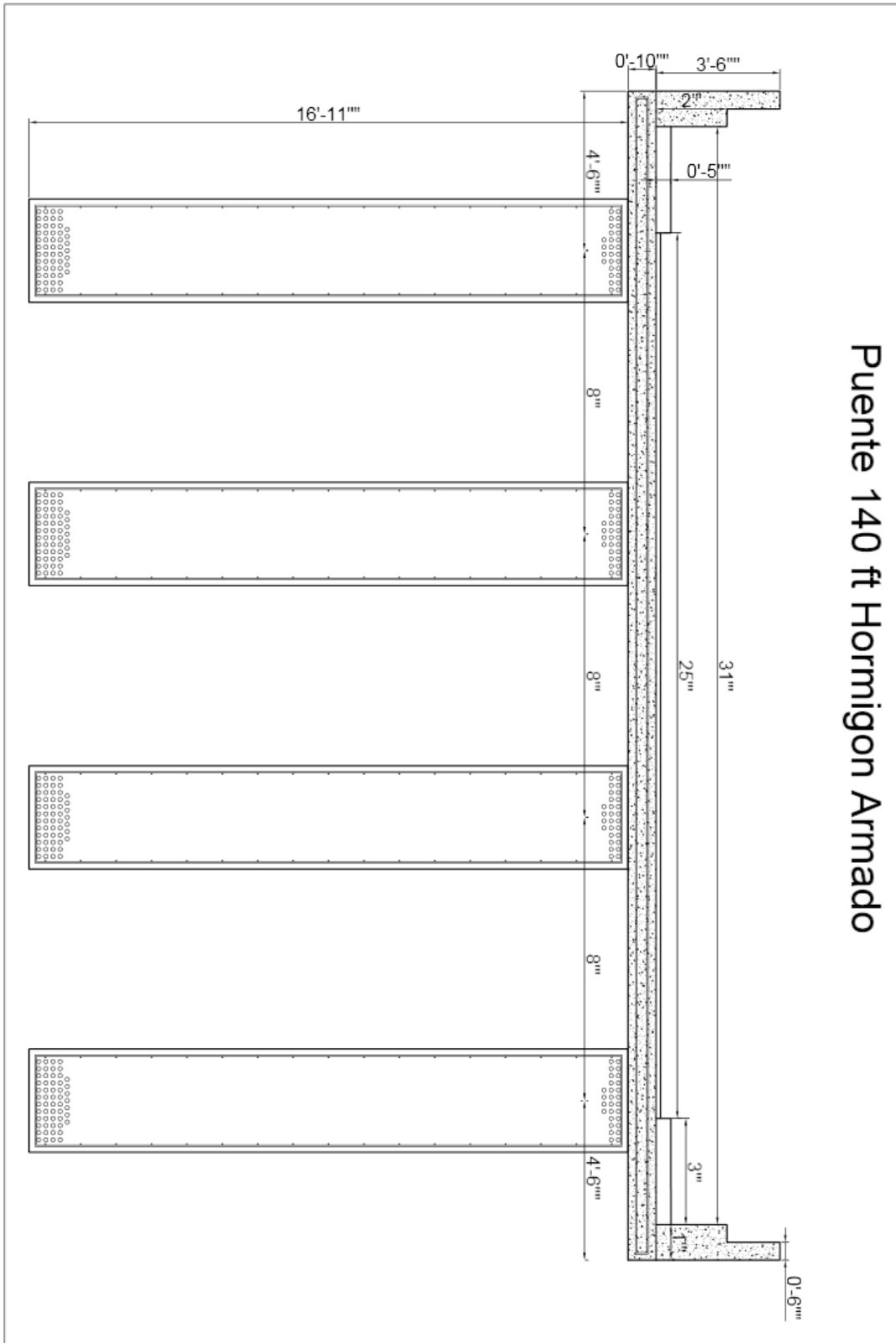


$A_{sc} = 6 \#8$
 $A_{sc} = 6 \text{ in}^2$
 $A_{st} = 10 \#10$
 $A_{st} = 12.7 \text{ in}^2$

Pretensado

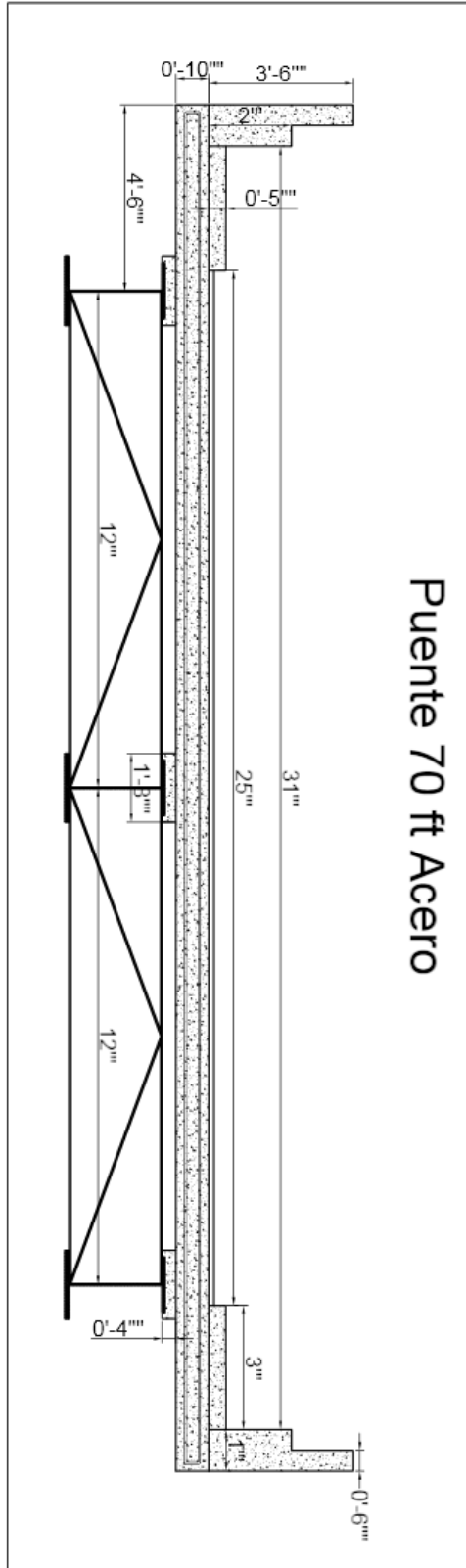


Hormigón Armado

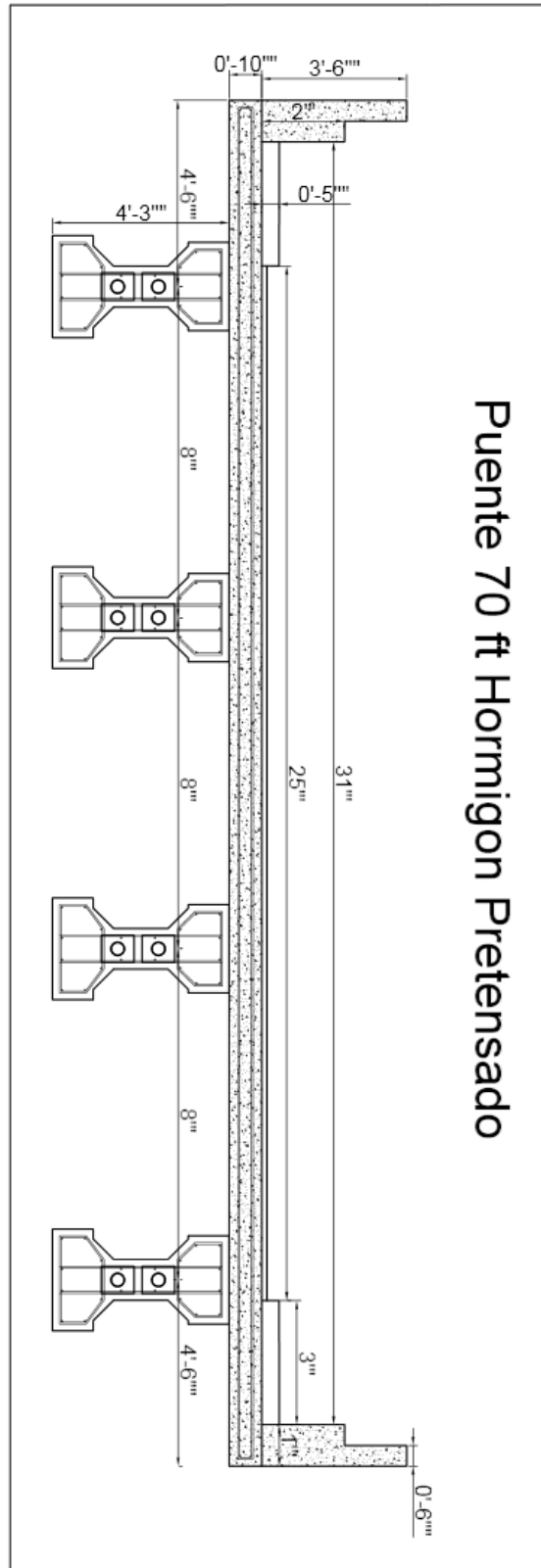


Puente de 70ft

Acero

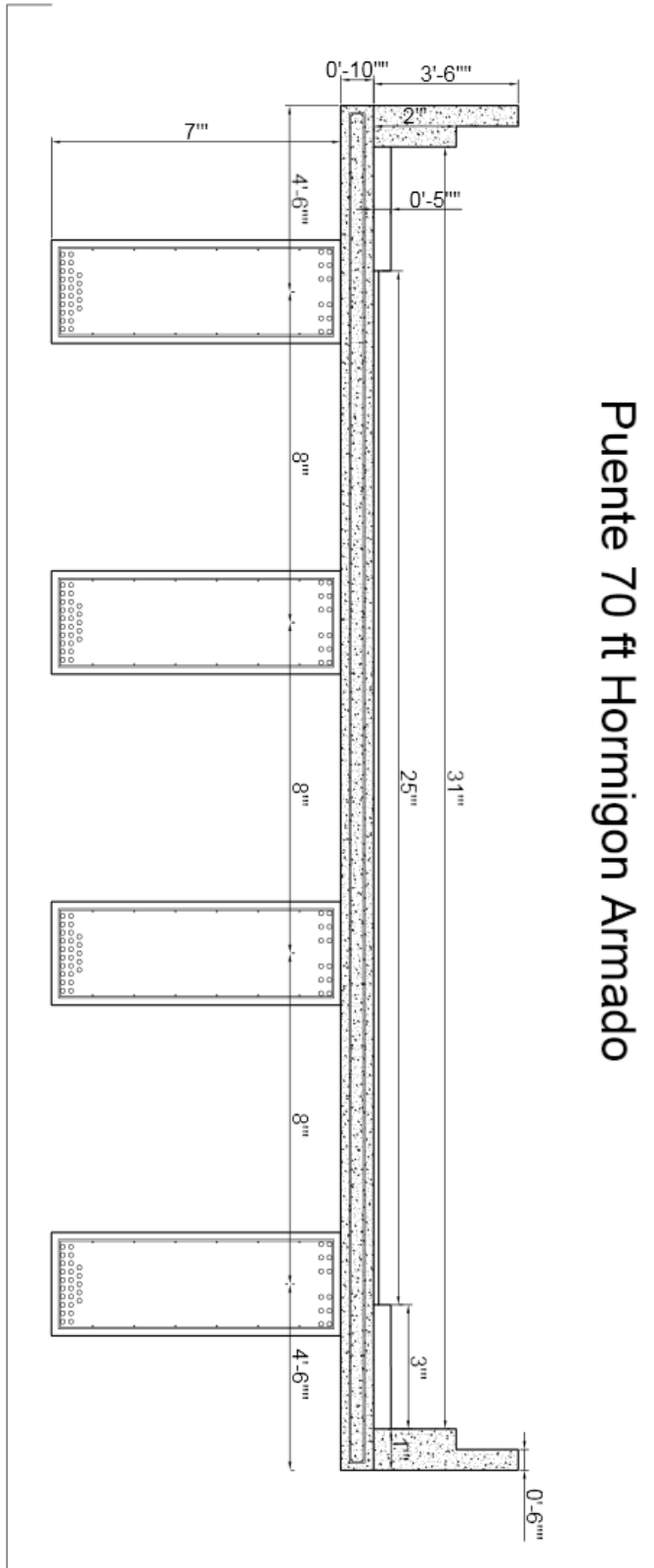


Pretensado



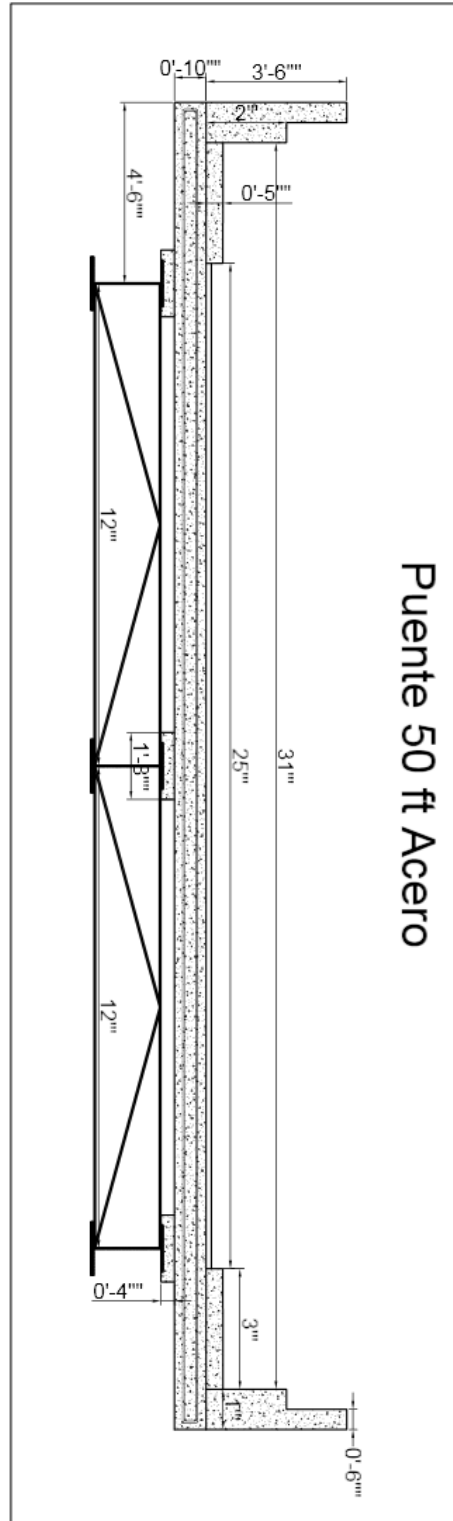
Hormigón Armado

Puente 70 ft Hormigon Armado

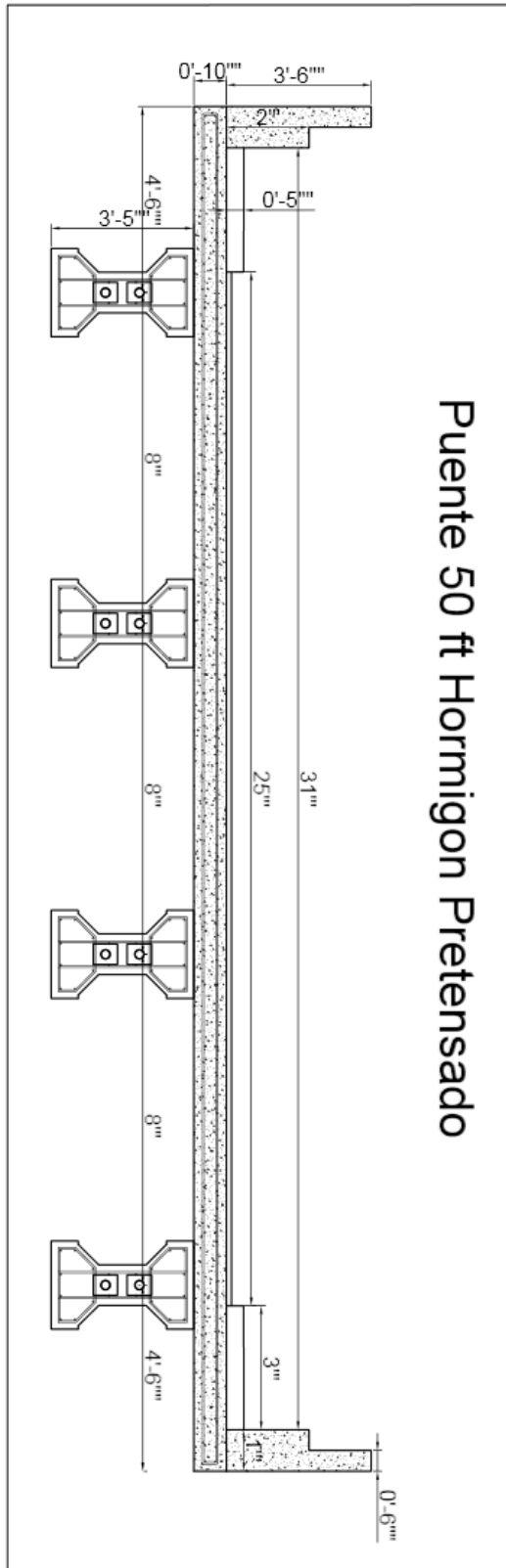


Puente de 50ft

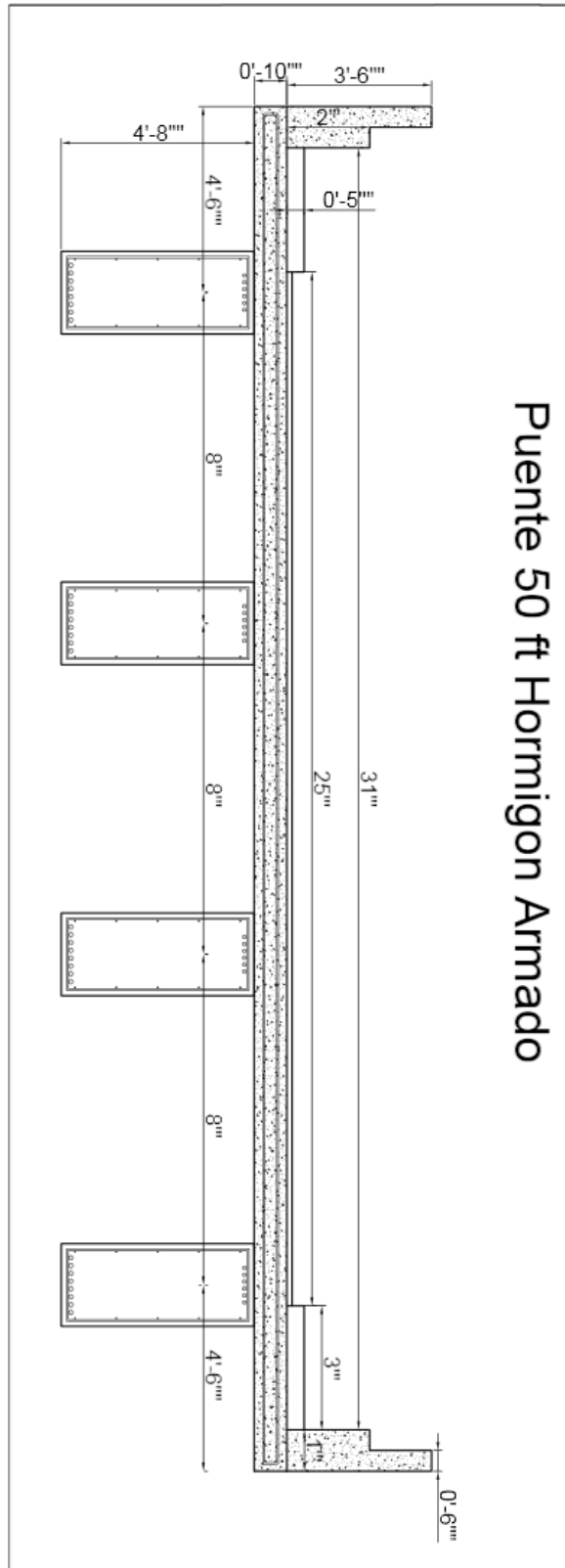
Acero



Pretensado



Hormigón Armado



Anexo 13: Cálculo de Costos

Puente de 140ft

Acero

ACERO					t	12	meses
					L	140	ft
Rubro	#	Cantidad		Precio		Total	
Hormigon	Hormigon Barreras (240 kg/cm ²)	2	10.902	m ³	\$ 207.07	\$/ m ³	\$ 4,514.94
	Hormigon Veredas (240 kg/cm ²)	2	4.998	m ³	\$ 260.16	\$/ m ³	\$ 2,600.41
	Homigon losa (350 kg/cm ²)	1	103.405	m ³	\$ 502.23	\$/ m ³	\$ 51,933.08
	Hormigon Haunches (350 kg/cm ²)	3	2.185	m ³	\$ 301.30	\$/ m ³	\$ 1,974.80
	Hormigon Cimientos (350 kg/cm ²)	2	22.427	m ³	\$ 183.02	\$/ m ³	\$ 8,209.16
Acero	Acero Patin Superior 1 (ASTM A588)	3	2305.201	kg	\$ 2.90	\$/ kg	\$ 20,055.25
	Acero Patin Inferior 1 (ASTM A588)	3	4682.440	kg	\$ 2.90	\$/ kg	\$ 40,737.23
	Acero Patin Alma 1 (ASTM A588)	3	5267.745	kg	\$ 2.90	\$/ kg	\$ 45,829.38
	Acero Patin Superior 2 (ASTM A588)	3	1584.826	kg	\$ 2.90	\$/ kg	\$ 13,787.99
	Acero Patin Inferior 2 (ASTM A588)	3	2881.501	kg	\$ 2.90	\$/ kg	\$ 25,069.06
	Acero Patin Alma 2 (ASTM A588)	3	2633.872	kg	\$ 2.90	\$/ kg	\$ 22,914.69
	Acero Refuerzo Tablero (#4 -12.7mm)	1	2417.710	kg	\$ 1.70	\$/ kg	\$ 4,110.11
	Acero Refuerzo Tablero (#5 -15.87 mm)	1	2781.532	kg	\$ 1.78	\$/ kg	\$ 4,951.13
	Acero Refuerzo Rigidadores (ASTM A588)	3	269.615	kg	\$ 1.70	\$/ kg	\$ 1,375.04
	Acero malla electrosoldada tablero (M6-10)	1	429.212	m ²	\$ 5.70	\$/ m ²	\$ 2,446.51
	Acero malla electrosoldada veredas (M6-10)	2	39.019	m ²	\$ 5.70	\$/ m ²	\$ 444.82
	Desbroce & limpieza	1	2000.000	m ²	\$ 1.05	\$/ m ²	\$ 2,100.00
	Replanteo y nivelacion	1	2000.000	m ²	\$ 1.95	\$/ m ²	\$ 3,900.00
	Excavacion y desalojo de plataformas	2	65.023	m ³	\$ 5.20	\$/ m ³	\$ 676.24
	Cerramiento	1	400.000	m	\$ 5.00	\$/ m	\$ 2,000.00
	Desalojo de escombros	1	600.000	m ³	\$ 5.20	\$/ m ³	\$ 3,120.00
	Hormion replantillos (210 kg/cm ²) (10cm)	2	2.452	m ³	\$ 129.00	\$/ m ³	\$ 632.62
	Asfalto	1	325.161	m ²	\$ 10.98	\$/ m ²	\$ 3,570.26
	Pintura trafico	7	8.534	m ²	\$ 5.76	\$/ m ²	\$ 344.11
	Pintura Anticorrosiva	1	325.161	m ²	\$ 9.55	\$/ m ²	\$ 3,105.28
	Juntas	2	10.070	m	\$ 250.00	\$/ m	\$ 5,035.00
	Rubros Obra	Bodeguero	1	12.000	meses	\$ 600.00	\$/ mes
Personal diario		1	12.000	meses	\$ 600.00	\$/ mes	\$ 7,200.00
Luz		1	12.000	meses	\$ 50.00	\$/ mes	\$ 600.00
Agua		1	12.000	meses	\$ 50.00	\$/ mes	\$ 600.00
Guardia		1	12.000	meses	\$ 2,500.00	\$/ mes	\$ 30,000.00
Limpieza general		1	12.000	meses	\$ 800.00	\$/ mes	\$ 9,600.00
Medicos		1	12.000	meses	\$ 100.00	\$/ mes	\$ 1,200.00
Telefono		1	12.000	meses	\$ 100.00	\$/ mes	\$ 1,200.00
Mantenimiento ficina		1	12.000	meses	\$ 50.00	\$/ mes	\$ 600.00
Mantenimiento vehiculo		1	12.000	meses	\$ 200.00	\$/ mes	\$ 2,400.00
Bodega		1	200.000	m ²	\$ 60.00	\$/ m ²	\$ 12,000.00
Cerramiento	1	400.000	m	\$ 5.00	\$/ m	\$ 2,000.00	
Total	Total						\$ 350,037.08
	Imprevistos				5%		\$ 17,501.85
	Costo Directo						\$ 367,538.94
	Indirectos				15%		\$ 55,130.84
	Costo Final						\$ 422,669.78

Hormigón Pretensado

HORMIGON PRETENSADO					t	12	meses
					L	140	ft
Rubro		#	Cantidad		Precio		Total
Hormigon	Hormigon Barreras (240 kg/cm ²)	2	10.902	m ³	\$ 207.07	\$/ m ³	\$ 4,514.94
	Hormigon Veredas (240 kg/cm ²)	2	4.998	m ³	\$ 260.16	\$/ m ³	\$ 2,600.41
	Homigon losa (500 kg/cm ²)	1	103.405	m ³	\$ 543.63	\$/ m ³	\$ 56,214.04
	Hormigon Vigas (500 kg/cm ²)	4	48.646	m ³	\$ 352.04	\$/ m ³	\$ 68,501.59
	Hormigon Cimientos (350 kg/cm ²)	2	46.723	m ³	\$ 183.02	\$/ m ³	\$ 17,102.41
Acero	Acero Refuerzo Tension (#4 -12.7mm)	4	508.992	kg	\$ 1.80	\$/ kg	\$ 3,664.74
	Acero Refuerzo Compresion (#4 -12.7mm)	4	508.992	kg	\$ 1.80	\$/ kg	\$ 3,664.74
	Acero Refuerzo Tablero (#4 -12.7mm)	1	2417.710	kg	\$ 1.70	\$/ kg	\$ 4,110.11
	Acero Refuerzo Tablero (#5 -15.87 mm)	1	2781.532	kg	\$ 1.78	\$/ kg	\$ 4,951.13
	Acero Refuerzo Estribos Alma (#4 -12.7mm)	4	1001.952	kg	\$ 1.70	\$/ kg	\$ 6,813.27
	Acero Refuerzo Estribos Patines (#4 -12.7mm)	4	626.220	kg	\$ 1.70	\$/ kg	\$ 4,258.30
	Acero malla electrosoldada tablero (M6-10)	1	429.212	m ²	\$ 5.70	\$/ m ²	\$ 2,446.51
	Acero malla electrosoldada veredas (M6-10)	2	39.019	m ²	\$ 5.70	\$/ m ²	\$ 444.82
	Sistema de Pretensado	1	4.000	viga	\$3,398.08	\$/viga	\$ 13,592.33
Rubros adicionales	Desbroce & limpieza	1	2000.000	m ²	\$ 1.05	\$/ m ²	\$ 2,100.00
	Replanteo y nivelacion	1	2000.000	m ²	\$ 1.95	\$/ m ²	\$ 3,900.00
	Excavacion y desalojo de plataformas	2	155.937	m ³	\$ 5.20	\$/ m ³	\$ 1,621.75
	Cerramiento	1	400.000	m	\$ 5.00	\$/ m	\$ 2,000.00
	Desalojo de escombros	1	600.000	m ³	\$ 5.20	\$/ m ³	\$ 3,120.00
	Hormion replantillos (210 kg/cm ²) (10cm)	2	3.831	m ³	\$ 129.00	\$/ m ³	\$ 988.47
	Asfalto	1	325.161	m ²	\$ 10.98	\$/ m ²	\$ 3,570.26
	Pintura trafico	7	8.534	m ²	\$ 5.76	\$/ m ²	\$ 344.11
	Juntas	2	10.070	m	\$ 250.00	\$/ m	\$ 5,035.00
Rubros Obra	Bodeguero	1	12.000	meses	\$ 600.00	\$/ mes	\$ 7,200.00
	Personal diario	1	12.000	meses	\$ 600.00	\$/ mes	\$ 7,200.00
	Luz	1	12.000	meses	\$ 50.00	\$/ mes	\$ 600.00
	Agua	1	12.000	meses	\$ 50.00	\$/ mes	\$ 600.00
	Guardia	1	12.000	meses	\$2,500.00	\$/ mes	\$ 30,000.00
	Limpieza general	1	12.000	meses	\$ 800.00	\$/ mes	\$ 9,600.00
	Medicos	1	12.000	meses	\$ 100.00	\$/ mes	\$ 1,200.00
	Telefono	1	12.000	meses	\$ 100.00	\$/ mes	\$ 1,200.00
	Mantenimiento ficina	1	12.000	meses	\$ 50.00	\$/ mes	\$ 600.00
	Mantenimiento vehiculo	1	12.000	meses	\$ 200.00	\$/ mes	\$ 2,400.00
	Bodega	1	200.000	m ²	\$ 60.00	\$/ m ²	\$ 12,000.00
	Cerramiento	1	400.000	m	\$ 5.00	\$/ m	\$ 2,000.00
	Total	Total					
Imprevistos					5%	\$ 14,507.95	
Costo Directo						\$ 304,666.86	
Indirectos					15%	\$ 45,700.03	
Costo Final						\$ 350,366.88	

Hormigón Armado

HORMIGON ARMADO					t	12	meses
					L	140	ft
Rubro		#	Cantidad		Precio		Total
Hormigon	Hormigon Barreras (240 kg/cm ²)	2	10.902	m ³	\$ 207.07	\$/ m ³	\$ 4,514.94
	Hormigon Veredas (240 kg/cm ²)	2	4.998	m ³	\$ 260.16	\$/ m ³	\$ 2,600.41
	Homigon losa (350 kg/cm ²)	1	103.405	m ³	\$ 502.23	\$/ m ³	\$ 51,933.08
	Hormigon Vigas (350 kg/cm ²)	4	195.864	m ³	\$ 301.30	\$/ m ³	\$ 236,055.73
	Hormigon Cimientos (350 kg/cm ²)	2	97.183	m ³	\$ 183.02	\$/ m ³	\$ 35,573.02
Acero	Acero Refuerzo Tension (#11 -35.81mm)	4	18545.678	kg	\$ 1.80	\$/ kg	\$ 133,528.88
	Acero Refuerzo Compresion (#11 -35.81mm)	4	9441.436	kg	\$ 1.80	\$/ kg	\$ 67,978.34
	Acero Refuerzo Tablero (#4 -12.7mm)	1	2417.710	kg	\$ 1.70	\$/ kg	\$ 4,110.11
	Acero Refuerzo Tablero (#5 -15.87 mm)	1	2781.532	kg	\$ 1.78	\$/ kg	\$ 4,951.13
	Acero Refuerzo Estribos (#4 -12.7mm)	4	4007.808	kg	\$ 1.70	\$/ kg	\$ 27,253.09
	Acero refuerzo contraccion(#3 -9.6mm)	4	2508.800	kg	\$ 1.70	\$/ kg	\$ 17,059.84
	Acero malla electrosoldada tablero (M6-10)	1	429.212	m ²	\$ 5.70	\$/ m ²	\$ 2,446.51
	Acero malla electrosoldada veredas (M6-10)	2	39.019	m ²	\$ 5.70	\$/ m ²	\$ 444.82
Rubros adicionales	Desbroce & limpieza	1	2000.000	m ²	\$ 1.05	\$/ m ²	\$ 2,100.00
	Replanteo y nivelacion	1	2000.000	m ²	\$ 1.95	\$/ m ²	\$ 3,900.00
	Excavacion y desalojo de plataformas	2	508.196	m ³	\$ 5.20	\$/ m ³	\$ 5,285.24
	Cerramiento	1	400.000	m	\$ 5.00	\$/ m	\$ 2,000.00
	Desalojo de escombros	1	600.000	m ³	\$ 5.20	\$/ m ³	\$ 3,120.00
	Hormion replantillos (210 kg/cm ²) (10cm)	2	7.969	m ³	\$ 129.00	\$/ m ³	\$ 2,056.01
	Asfalto	1	325.161	m ²	\$ 10.98	\$/ m ²	\$ 3,570.26
	Pintura trafico	7	8.534	m ²	\$ 5.76	\$/ m ²	\$ 344.11
	Recubrimiento corrocion	1	812.901	m ²	\$ 8.80	\$/ m ²	\$ 7,153.53
	Juntas	2	10.070	m	\$ 250.00	\$/ m	\$ 5,035.00
Rubros Obra	Bodeguero	1	12.000	meses	\$ 600.00	\$/ mes	\$ 7,200.00
	Personal diario	1	12.000	meses	\$ 600.00	\$/ mes	\$ 7,200.00
	Luz	1	12.000	meses	\$ 50.00	\$/ mes	\$ 600.00
	Agua	1	12.000	meses	\$ 50.00	\$/ mes	\$ 600.00
	Guardia	1	12.000	meses	\$ 2,500.00	\$/ mes	\$ 30,000.00
	Limpieza general	1	12.000	meses	\$ 800.00	\$/ mes	\$ 9,600.00
	Medicos	1	12.000	meses	\$ 100.00	\$/ mes	\$ 1,200.00
	Telefono	1	12.000	meses	\$ 100.00	\$/ mes	\$ 1,200.00
	Mantenimiento ficina	1	12.000	meses	\$ 50.00	\$/ mes	\$ 600.00
	Mantenimiento vehiculo	1	12.000	meses	\$ 200.00	\$/ mes	\$ 2,400.00
	Bodega	1	200.000	m ²	\$ 60.00	\$/ m ²	\$ 12,000.00
	Cerramiento	1	400.000	m	\$ 5.00	\$/ m	\$ 2,000.00
	Total	Total					
Imprevistos					5%	\$ 34,880.70	
Costo Directo						\$ 732,494.74	
Indirectos					15%	\$ 109,874.21	
Costo Final						\$ 842,368.96	

Puente de 70ft

Acero

ACERO					t	12	meses
					L	70	ft
Rubro	#	Cantidad		Precio		Total	
Hormigon	Hormigon Barreras (240 kg/cm ²)	2	5.451	m ³	\$ 207.07	\$/ m ³	\$ 2,257.47
	Hormigon Veredas (240 kg/cm ²)	2	2.499	m ³	\$ 260.16	\$/ m ³	\$ 1,300.20
	Homigon Losa (350 kg/cm ²)	1	51.702	m ³	\$ 502.23	\$/ m ³	\$ 25,966.54
	Hormigon Haunches (350 kg/cm ²)	3	1.092	m ³	\$ 301.30	\$/ m ³	\$ 987.40
	Hormigon Cimientos (350 kg/cm ²)	2	23.361	m ³	\$ 183.02	\$/ m ³	\$ 8,551.21
Acero	Acero Patin Superior 1 (ASTM A588)	3	630.328	kg	\$ 2.90	\$/ kg	\$ 5,483.85
	Acero Patin Inferior 1 (ASTM A588)	3	1620.845	kg	\$ 2.90	\$/ kg	\$ 14,101.35
	Acero Patin Alma 1 (ASTM A588)	3	972.507	kg	\$ 2.90	\$/ kg	\$ 8,460.81
	Acero Patin Superior 2 (ASTM A588)	3	432.225	kg	\$ 2.90	\$/ kg	\$ 3,760.36
	Acero Patin Inferior 2 (ASTM A588)	3	900.469	kg	\$ 2.90	\$/ kg	\$ 7,834.08
	Acero Patin Alma 2 (ASTM A588)	3	486.253	kg	\$ 2.90	\$/ kg	\$ 4,230.40
	Acero Refuerzo Tablero (#4 -12.7mm)	1	1208.855	kg	\$ 1.70	\$/ kg	\$ 2,055.05
	Acero Refuerzo Tablero (#5 -15.87 mm)	1	1390.766	kg	\$ 1.78	\$/ kg	\$ 2,475.56
	Acero Refuerzo Rigidadores (ASTM A588)	2	243.670	kg	\$ 1.70	\$/ kg	\$ 828.48
	Acero malla electrosoldada tablero (M6-10)	1	214.606	m ²	\$ 5.70	\$/ m ²	\$ 1,223.25
	Acero malla electrosoldada veredas (M6-10)	2	19.510	m ²	\$ 5.70	\$/ m ²	\$ 222.41
Rubros adicionales	Desbroce & limpieza	1	2000.000	m ²	\$ 1.05	\$/ m ²	\$ 2,100.00
	Replanteo y nivelacion	1	2000.000	m ²	\$ 1.95	\$/ m ²	\$ 3,900.00
	Excavacion y desalojo de plataformas	2	34.654	m ³	\$ 5.20	\$/ m ³	\$ 360.40
	Cerramiento	1	400.000	m	\$ 5.00	\$/ m	\$ 2,000.00
	Desalojo de escombros	1	600.000	m ³	\$ 5.20	\$/ m ³	\$ 3,120.00
	Hormion replantillos (210 kg/cm ²) (10cm)	2	1.533	m ³	\$ 129.00	\$/ m ³	\$ 395.39
	Asfalto	1	162.580	m ²	\$ 10.98	\$/ m ²	\$ 1,785.13
	Pintura trafico	7	4.267	m ²	\$ 5.76	\$/ m ²	\$ 172.05
	Pintura Anticorrosiva	1	162.580	m ²	\$ 9.55	\$/ m ²	\$ 1,552.64
Juntas	2	10.070	m	\$ 250.00	\$/ m	\$ 5,035.00	
Rubros Obra	Bodeguero	1	12.000	meses	\$ 600.00	\$/ mes	\$ 7,200.00
	Personal diario	1	12.000	meses	\$ 600.00	\$/ mes	\$ 7,200.00
	Luz	1	12.000	meses	\$ 50.00	\$/ mes	\$ 600.00
	Agua	1	12.000	meses	\$ 50.00	\$/ mes	\$ 600.00
	Guardia	1	12.000	meses	\$ 2,500.00	\$/ mes	\$ 30,000.00
	Limpieza general	1	12.000	meses	\$ 800.00	\$/ mes	\$ 9,600.00
	Medicos	1	12.000	meses	\$ 100.00	\$/ mes	\$ 1,200.00
	Telefono	1	12.000	meses	\$ 100.00	\$/ mes	\$ 1,200.00
	Mantenimiento ficina	1	12.000	meses	\$ 50.00	\$/ mes	\$ 600.00
	Mantenimiento vehiculo	1	12.000	meses	\$ 200.00	\$/ mes	\$ 2,400.00
	Bodega	1	200.000	m ²	\$ 60.00	\$/ m ²	\$ 12,000.00
	Cerramiento	1	400.000	m	\$ 5.00	\$/ m	\$ 2,000.00
	Total	Total					
Imprevistos				5%		\$ 9,237.95	
Costo Directo						\$ 193,997.00	
Indirectos				15%		\$ 29,099.55	
Costo Final						\$ 223,096.55	

Hormigón Pretensado

HORMIGON PRETENSADO					t	12	meses
					L	70	ft
Rubro		#	Cantidad		Precio		Total
Hormigon	Hormigon Barreras (240 kg/cm ²)	2	5.451	m ³	\$ 207.07	\$/ m ³	\$ 2,257.47
	Hormigon Veredas (240 kg/cm ²)	2	2.499	m ³	\$ 260.16	\$/ m ³	\$ 1,300.20
	Homigon Losa (500 kg/cm ²)	1	51.702	m ³	\$ 543.63	\$/ m ³	\$ 28,107.02
	Hormigon Vigas (500 kg/cm ²)	4	14.402	m ³	\$ 352.04	\$/ m ³	\$ 20,279.89
	Hormigon Cimientos (350 kg/cm ²)	2	26.165	m ³	\$ 183.02	\$/ m ³	\$ 9,577.35
Acero	Acero Refuerzo Tension (#4 -12.7mm)	4	212.080	kg	\$ 1.80	\$/ kg	\$ 1,526.97
	Acero Refuerzo Compresion (#4 -12.7mm)	4	212.080	kg	\$ 1.80	\$/ kg	\$ 1,526.97
	Acero Refuerzo Tablero (#4 -12.7mm)	1	1208.855	kg	\$ 1.70	\$/ kg	\$ 2,055.05
	Acero Refuerzo Tablero (#5 -15.87 mm)	1	1390.766	kg	\$ 1.78	\$/ kg	\$ 2,475.56
	Acero Refuerzo Estribos Alma (#4 -12.7mm)	4	280.308	kg	\$ 1.70	\$/ kg	\$ 1,906.09
	Acero Refuerzo Estribos Patines (#4 -12.7mm)	4	350.385	kg	\$ 1.70	\$/ kg	\$ 2,382.62
	Acero malla electrosoldada tablero (M6-10)	1	214.606	m ²	\$ 5.70	\$/ m ²	\$ 1,223.25
	Acero malla electrosoldada veredas (M6-10)	2	19.510	m ²	\$ 5.70	\$/ m ²	\$ 222.41
	Sistema de Pretensado	1	4.000	vigas	\$ 1,309.87	\$/viga	\$ 5,239.48
Rubros adicionales	Desbroce & limpieza	1	2000.000	m ²	\$ 1.05	\$/ m ²	\$ 2,100.00
	Replanteo y nivelacion	1	2000.000	m ²	\$ 1.95	\$/ m ²	\$ 3,900.00
	Excavacion y desalojo de plataformas	2	54.063	m ³	\$ 5.20	\$/ m ³	\$ 562.25
	Cerramiento	1	400.000	m	\$ 5.00	\$/ m	\$ 2,000.00
	Desalojo de escombros	1	600.000	m ³	\$ 5.20	\$/ m ³	\$ 3,120.00
	Hormion replantillos (210 kg/cm ²) (10cm)	2	2.146	m ³	\$ 129.00	\$/ m ³	\$ 553.54
	Asfalto	1	162.580	m ²	\$ 10.98	\$/ m ²	\$ 1,785.13
	Pintura trafico	7	4.267	m ²	\$ 5.76	\$/ m ²	\$ 172.05
	Juntas	2	10.070	m	\$ 250.00	\$/ m	\$ 5,035.00
Rubros Obra	Bodeguero	1	12.000	meses	\$ 600.00	\$/ mes	\$ 7,200.00
	Personal diario	1	12.000	meses	\$ 600.00	\$/ mes	\$ 7,200.00
	Luz	1	12.000	meses	\$ 50.00	\$/ mes	\$ 600.00
	Agua	1	12.000	meses	\$ 50.00	\$/ mes	\$ 600.00
	Guardia	1	12.000	meses	\$ 2,500.00	\$/ mes	\$ 30,000.00
	Limpieza general	1	12.000	meses	\$ 800.00	\$/ mes	\$ 9,600.00
	Medicos	1	12.000	meses	\$ 100.00	\$/ mes	\$ 1,200.00
	Telefono	1	12.000	meses	\$ 100.00	\$/ mes	\$ 1,200.00
	Mantenimiento ficina	1	12.000	meses	\$ 50.00	\$/ mes	\$ 600.00
	Mantenimiento vehiculo	1	12.000	meses	\$ 200.00	\$/ mes	\$ 2,400.00
	Bodega	1	200.000	m ²	\$ 60.00	\$/ m ²	\$ 12,000.00
	Cerramiento	1	400.000	m	\$ 5.00	\$/ m	\$ 2,000.00
	Total	Total					
Imprevistos				5%		\$ 8,695.42	
Costo Directo						\$ 182,603.77	
Indirectos				15%		\$ 27,390.56	
Costo Final						\$ 209,994.33	

Hormigón Armado

HORMIGON ARMADO					t	12	meses
					L	70	ft
Rubro		#	Cantidad		Precio		Total
Hormigon	Hormigon Barreras (240 kg/cm ²)	2	5.451	m ³	\$ 207.07	\$/ m ³	\$ 2,257.47
	Hormigon Veredas (240 kg/cm ²)	2	2.499	m ³	\$ 260.16	\$/ m ³	\$ 1,300.20
	Hormigon Losa (350 kg/cm ²)	1	51.702	m ³	\$ 502.23	\$/ m ³	\$ 25,966.54
	Hormigon Vigas (350 kg/cm ²)	4	34.688	m ³	\$ 301.30	\$/ m ³	\$ 41,806.07
	Hormigon Cimientos (350 kg/cm ²)	2	65.412	m ³	\$ 183.02	\$/ m ³	\$ 23,943.38
Acero	Acero Refuerzo Tension (#11 -35.81mm)	4	3203.344	kg	\$ 1.80	\$/ kg	\$ 23,064.08
	Acero Refuerzo Compresion (#11 -35.81mm)	4	2023.165	kg	\$ 1.80	\$/ kg	\$ 14,566.79
	Acero Refuerzo Tablero (#4 -12.7mm)	1	1208.855	kg	\$ 1.70	\$/ kg	\$ 2,055.05
	Acero Refuerzo Tablero (#5 -15.87 mm)	1	1390.766	kg	\$ 1.78	\$/ kg	\$ 2,475.56
	Acero Refuerzo Estribos (#4 -12.7mm)	4	807.128	kg	\$ 1.70	\$/ kg	\$ 5,488.47
	Acero refuerzo contraccion(#3 -9.6mm)	4	470.400	kg	\$ 1.70	\$/ kg	\$ 3,198.72
	Acero malla electrosoldada tablero (M6-10)	1	214.606	m ²	\$ 5.70	\$/ m ²	\$ 1,223.25
	Acero malla electrosoldada veredas (M6-10)	2	19.510	m ²	\$ 5.70	\$/ m ²	\$ 222.41
Rubros adicionales	Desbroce & limpieza	1	2000.000	m ²	\$ 1.05	\$/ m ²	\$ 2,100.00
	Replanteo y nivelacion	1	2000.000	m ²	\$ 1.95	\$/ m ²	\$ 3,900.00
	Excavacion y desalojo de plataformas	2	130.824	m ³	\$ 5.20	\$/ m ³	\$ 1,360.57
	Cerramiento	1	400.000	m	\$ 5.00	\$/ m	\$ 2,000.00
	Desalojo de escombros	1	600.000	m ³	\$ 5.20	\$/ m ³	\$ 3,120.00
	Hormion replantillos (210 kg/cm ²) (10cm)	2	3.065	m ³	\$ 129.00	\$/ m ³	\$ 790.77
	Asfalto	1	162.580	m ²	\$ 10.98	\$/ m ²	\$ 1,785.13
	Pintura trafico	7	4.267	m ²	\$ 5.76	\$/ m ²	\$ 172.05
	Recubrimiento corrosion	1	406.451	m ²	\$ 8.80	\$/ m ²	\$ 3,576.77
	Juntas	2	10.070	m	\$ 250.00	\$/ m	\$ 5,035.00
Rubros Obra	Bodeguero	1	12.000	meses	\$ 600.00	\$/ mes	\$ 7,200.00
	Personal diario	1	12.000	meses	\$ 600.00	\$/ mes	\$ 7,200.00
	Luz	1	12.000	meses	\$ 50.00	\$/ mes	\$ 600.00
	Agua	1	12.000	meses	\$ 50.00	\$/ mes	\$ 600.00
	Guardia	1	12.000	meses	\$ 2,500.00	\$/ mes	\$ 30,000.00
	Limpieza general	1	12.000	meses	\$ 800.00	\$/ mes	\$ 9,600.00
	Medicos	1	12.000	meses	\$ 100.00	\$/ mes	\$ 1,200.00
	Telefono	1	12.000	meses	\$ 100.00	\$/ mes	\$ 1,200.00
	Mantenimiento ficina	1	12.000	meses	\$ 50.00	\$/ mes	\$ 600.00
	Mantenimiento vehiculo	1	12.000	meses	\$ 200.00	\$/ mes	\$ 2,400.00
	Bodega	1	200.000	m ²	\$ 60.00	\$/ m ²	\$ 12,000.00
	Cerramiento	1	400.000	m	\$ 5.00	\$/ m	\$ 2,000.00
	Total	Total					
Imprevistos					5%	\$ 12,300.41	
Costo Directo						\$ 258,308.71	
Indirectos					15%	\$ 38,746.31	
Costo Final						\$ 297,055.01	

Puente de 50ft

Acero

ACERO					t	12	meses
					L	50	ft
Rubro	#	Cantidad		Precio		Total	
Hormigon	Hormigon Barreras (240 kg/cm ²)	2	3.894	m ³	\$ 207.07	\$/ m ³	\$ 1,612.48
	Hormigon Veredas (240 kg/cm ²)	2	1.785	m ³	\$ 260.16	\$/ m ³	\$ 928.72
	Homigon Losa (350 kg/cm ²)	1	36.930	m ³	\$ 502.23	\$/ m ³	\$ 18,547.53
	Hormigon Haunches (350 kg/cm ²)	3	0.780	m ³	\$ 301.30	\$/ m ³	\$ 705.29
	Hormigon Cimientos (350 kg/cm ²)	2	18.689	m ³	\$ 183.02	\$/ m ³	\$ 6,840.97
Acero	Acero Patin Superior 1 (ASTM A588)	3	450.235	kg	\$ 2.90	\$/ kg	\$ 3,917.04
	Acero Patin Inferior 1 (ASTM A588)	3	720.375	kg	\$ 2.90	\$/ kg	\$ 6,267.26
	Acero Patin Alma 1 (ASTM A588)	3	514.554	kg	\$ 2.90	\$/ kg	\$ 4,476.62
	Acero Patin Superior 2 (ASTM A588)	3	225.117	kg	\$ 2.90	\$/ kg	\$ 1,958.52
	Acero Patin Inferior 2 (ASTM A588)	3	411.643	kg	\$ 2.90	\$/ kg	\$ 3,581.29
	Acero Patin Alma 2 (ASTM A588)	3	257.277	kg	\$ 2.90	\$/ kg	\$ 2,238.31
	Acero Refuerzo Tablero (#4 -12.7mm)	1	863.468	kg	\$ 1.70	\$/ kg	\$ 1,467.90
	Acero Refuerzo Tablero (#5 -15.87 mm)	1	993.404	kg	\$ 1.78	\$/ kg	\$ 1,768.26
	Acero Refuerzo Rigidadores (ASTM A588)	1	234.598	kg	\$ 1.70	\$/ kg	\$ 398.82
	Acero malla electrosoldada tablero (M6-10)	1	153.290	m ²	\$ 5.70	\$/ m ²	\$ 873.75
	Acero malla electrosoldada veredas (M6-10)	2	13.935	m ²	\$ 5.70	\$/ m ²	\$ 158.86
Rubros adicionales	Desbroce & limpieza	1	2000.000	m ²	\$ 1.05	\$/ m ²	\$ 2,100.00
	Replanteo y nivelacion	1	2000.000	m ²	\$ 1.95	\$/ m ²	\$ 3,900.00
	Excavacion y desalojo de plataformas	2	25.425	m ³	\$ 5.20	\$/ m ³	\$ 264.42
	Cerramiento	1	400.000	m	\$ 5.00	\$/ m	\$ 2,000.00
	Desalojo de escombros	1	600.000	m ³	\$ 5.20	\$/ m ³	\$ 3,120.00
	Hormion replantillos (210 kg/cm ²) (10cm)	2	1.226	m ³	\$ 129.00	\$/ m ³	\$ 316.31
	Asfalto	1	116.129	m ²	\$ 10.98	\$/ m ²	\$ 1,275.09
	Pintura trafico	7	3.048	m ²	\$ 5.76	\$/ m ²	\$ 122.90
	Pintura Anticorrosiva	1	116.129	m ²	\$ 9.55	\$/ m ²	\$ 1,109.03
Juntas	2	10.070	m	\$ 250.00	\$/ m	\$ 5,035.00	
Rubros Obra	Bodeguero	1	12.000	meses	\$ 600.00	\$/ mes	\$ 7,200.00
	Personal diario	1	12.000	meses	\$ 600.00	\$/ mes	\$ 7,200.00
	Luz	1	12.000	meses	\$ 50.00	\$/ mes	\$ 600.00
	Agua	1	12.000	meses	\$ 50.00	\$/ mes	\$ 600.00
	Guardia	1	12.000	meses	\$ 2,500.00	\$/ mes	\$ 30,000.00
	Limpieza general	1	12.000	meses	\$ 800.00	\$/ mes	\$ 9,600.00
	Medicos	1	12.000	meses	\$ 100.00	\$/ mes	\$ 1,200.00
	Telefono	1	12.000	meses	\$ 100.00	\$/ mes	\$ 1,200.00
	Mantenimiento ficina	1	12.000	meses	\$ 50.00	\$/ mes	\$ 600.00
	Mantenimiento vehiculo	1	12.000	meses	\$ 200.00	\$/ mes	\$ 2,400.00
	Bodega	1	200.000	m ²	\$ 60.00	\$/ m ²	\$ 12,000.00
	Cerramiento	1	400.000	m	\$ 5.00	\$/ m	\$ 2,000.00
	Total	Total					
Imprevistos				5%		\$ 7,479.22	
Costo Directo						\$ 157,063.57	
Indirectos				15%		\$ 23,559.54	
Costo Final						\$ 180,623.11	

Hormigón Pretensado

HORMIGON PRETENSADO					t	12	meses
					L	50	ft
Rubro		#	Cantidad		Precio		Total
Hormigon	Hormigon Barreras (240 kg/cm ²)	2	3.894	m ³	\$ 207.07	\$/ m ³	\$ 1,612.48
	Hormigon Veredas (240 kg/cm ²)	2	1.785	m ³	\$ 260.16	\$/ m ³	\$ 928.72
	Homigon Losa (500 kg/cm ²)	1	36.930	m ³	\$ 543.63	\$/ m ³	\$ 20,076.44
	Hormigon Vigas (500 kg/cm ²)	4	7.620	m ³	\$ 352.04	\$/ m ³	\$ 10,730.25
	Hormigon Cimientos (350 kg/cm ²)	2	20.558	m ³	\$ 183.02	\$/ m ³	\$ 7,525.06
Acero	Acero Refuerzo Tension (#4 -12.7mm)	4	151.486	kg	\$ 1.80	\$/ kg	\$ 1,090.70
	Acero Refuerzo Compresion (#4 -12.7mm)	4	151.486	kg	\$ 1.80	\$/ kg	\$ 1,090.70
	Acero Refuerzo Tablero (#4 -12.7mm)	1	863.468	kg	\$ 1.70	\$/ kg	\$ 1,467.90
	Acero Refuerzo Tablero (#5 -15.87 mm)	1	993.404	kg	\$ 1.78	\$/ kg	\$ 1,768.26
	Acero Refuerzo Estribos Alma (#4 -12.7mm)	4	166.495	kg	\$ 1.70	\$/ kg	\$ 1,132.17
	Acero Refuerzo Estribos Patines (#4 -12.7mm)	4	213.114	kg	\$ 1.70	\$/ kg	\$ 1,449.17
	Acero malla electrosoldada tablero (M6-10)	1	153.290	m ²	\$ 5.70	\$/ m ²	\$ 873.75
	Acero malla electrosoldada veredas (M6-10)	2	13.935	m ²	\$ 5.70	\$/ m ²	\$ 158.86
	Sistema de Pretensado	1	4.000	Vigas	\$ 854.28	\$/viga	\$ 3,417.14
Rubros adicionales	Desbroce & limpieza	1	2000.000	m ²	\$ 1.05	\$/ m ²	\$ 2,100.00
	Replanteo y nivelacion	1	2000.000	m ²	\$ 1.95	\$/ m ²	\$ 3,900.00
	Excavacion y desalojo de plataformas	2	38.264	m ³	\$ 5.20	\$/ m ³	\$ 397.94
	Cerramiento	1	400.000	m	\$ 5.00	\$/ m	\$ 2,000.00
	Desalojo de escombros	1	600.000	m ³	\$ 5.20	\$/ m ³	\$ 3,120.00
	Hormion replantillos (210 kg/cm ²) (10cm)	2	1.686	m ³	\$ 129.00	\$/ m ³	\$ 434.93
	Asfalto	1	116.129	m ²	\$ 10.98	\$/ m ²	\$ 1,275.09
	Pintura trafico	7	3.048	m ²	\$ 5.76	\$/ m ²	\$ 122.90
	Juntas	2	10.070	m	\$ 250.00	\$/ m	\$ 5,035.00
Rubros Obra	Bodeguero	1	12.000	meses	\$ 600.00	\$/ mes	\$ 7,200.00
	Personal diario	1	12.000	meses	\$ 600.00	\$/ mes	\$ 7,200.00
	Luz	1	12.000	meses	\$ 50.00	\$/ mes	\$ 600.00
	Agua	1	12.000	meses	\$ 50.00	\$/ mes	\$ 600.00
	Guardia	1	12.000	meses	\$ 2,500.00	\$/ mes	\$ 30,000.00
	Limpieza general	1	12.000	meses	\$ 800.00	\$/ mes	\$ 9,600.00
	Medicos	1	12.000	meses	\$ 100.00	\$/ mes	\$ 1,200.00
	Telefono	1	12.000	meses	\$ 100.00	\$/ mes	\$ 1,200.00
	Mantenimiento ficina	1	12.000	meses	\$ 50.00	\$/ mes	\$ 600.00
	Mantenimiento vehiculo	1	12.000	meses	\$ 200.00	\$/ mes	\$ 2,400.00
	Bodega	1	200.000	m ²	\$ 60.00	\$/ m ²	\$ 12,000.00
	Cerramiento	1	400.000	m	\$ 5.00	\$/ m	\$ 2,000.00
	Total	Total					
Imprevistos					5%	\$ 7,315.37	
Costo Directo						\$ 153,622.82	
Indirectos					15%	\$ 23,043.42	
Costo Final						\$ 176,666.25	

Hormigón Armado

HORMIGON ARMADO					t	12	meses
					L	50	ft
Rubro	#	Cantidad		Precio		Total	
Hormigon	Hormigon Barreras (240 kg/cm ²)	2	3.894	m ³	\$ 207.07	\$/ m ³	\$ 1,612.48
	Hormigon Veredas (240 kg/cm ²)	2	1.785	m ³	\$ 260.16	\$/ m ³	\$ 928.72
	Hormigon Losa (350 kg/cm ²)	1	36.930	m ³	\$ 502.23	\$/ m ³	\$ 18,547.53
	Hormigon Vigas (350 kg/cm ²)	4	13.215	m ³	\$ 301.30	\$/ m ³	\$ 15,927.26
	Hormigon Cimientos (350 kg/cm ²)	2	16.820	m ³	\$ 183.02	\$/ m ³	\$ 6,156.87
Acero	Acero Refuerzo Tension (#10 -32.258mm)	4	845.180	kg	\$ 1.80	\$/ kg	\$ 6,085.30
	Acero Refuerzo Compresion (#9 -28.651mm)	4	462.686	kg	\$ 1.80	\$/ kg	\$ 3,331.34
	Acero Refuerzo Tablero (#4 -12.7mm)	1	863.468	kg	\$ 1.70	\$/ kg	\$ 1,467.90
	Acero Refuerzo Tablero (#5 -15.87 mm)	1	993.404	kg	\$ 1.78	\$/ kg	\$ 1,768.26
	Acero Refuerzo Estribos (#4 -12.7mm)	4	119.280	kg	\$ 1.70	\$/ kg	\$ 811.10
	Acero refuerzo contraccion(#3 -9.6mm)	4	280.000	kg	\$ 1.70	\$/ kg	\$ 1,904.00
	Acero malla electrosoldada tablero (M6-10)	1	153.290	m ²	\$ 5.70	\$/ m ²	\$ 873.75
	Acero malla electrosoldada veredas (M6-10)	2	13.935	m ²	\$ 5.70	\$/ m ²	\$ 158.86
Rubros adicionales	Desbroce & limpieza	1	2000.000	m ²	\$ 1.05	\$/ m ²	\$ 2,100.00
	Replanteo y nivelacion	1	2000.000	m ²	\$ 1.95	\$/ m ²	\$ 3,900.00
	Excavacion y desalojo de plataformas	2	42.987	m ³	\$ 5.20	\$/ m ³	\$ 447.06
	Cerramiento	1	400.000	m	\$ 5.00	\$/ m	\$ 2,000.00
	Desalojo de escombros	1	600.000	m ³	\$ 5.20	\$/ m ³	\$ 3,120.00
	Hormion replantillos (210 kg/cm ²) (10cm)	2	1.839	m ³	\$ 129.00	\$/ m ³	\$ 474.46
	Asfalto	1	116.129	m ²	\$ 10.98	\$/ m ²	\$ 1,275.09
	Pintura trafico	7	3.048	m ²	\$ 5.76	\$/ m ²	\$ 122.90
	Recubrimiento corrosion	1	290.322	m ²	\$ 8.80	\$/ m ²	\$ 2,554.83
	Juntas	2	10.070	m	\$ 250.00	\$/ m	\$ 5,035.00
Rubros Obra	Bodeguero	1	12.000	meses	\$ 600.00	\$/ mes	\$ 7,200.00
	Personal diario	1	12.000	meses	\$ 600.00	\$/ mes	\$ 7,200.00
	Luz	1	12.000	meses	\$ 50.00	\$/ mes	\$ 600.00
	Agua	1	12.000	meses	\$ 50.00	\$/ mes	\$ 600.00
	Guardia	1	12.000	meses	\$ 2,500.00	\$/ mes	\$ 30,000.00
	Limpieza general	1	12.000	meses	\$ 800.00	\$/ mes	\$ 9,600.00
	Medicos	1	12.000	meses	\$ 100.00	\$/ mes	\$ 1,200.00
	Telefono	1	12.000	meses	\$ 100.00	\$/ mes	\$ 1,200.00
	Mantenimiento ficina	1	12.000	meses	\$ 50.00	\$/ mes	\$ 600.00
	Mantenimiento vehiculo	1	12.000	meses	\$ 200.00	\$/ mes	\$ 2,400.00
	Bodega	1	200.000	m ²	\$ 60.00	\$/ m ²	\$ 12,000.00
	Cerramiento	1	400.000	m	\$ 5.00	\$/ m	\$ 2,000.00
	Total	Total					
Imprevistos				5%		\$ 7,760.14	
Costo Directo						\$162,962.85	
Indirectos				15%		\$ 24,444.43	
Costo Final						\$187,407.28	

Anexo 14: Cotizaciones

Hormigón

HORMIGONERA QUITO CIA LTDA.

Simón Bolívar e Interoceánica

Teléfonos: 898-452 898-453 898-770

Fax: 898-729

RUC:1790844900001

CONTRIBUYENTE ESPECIAL

Quito D.M 24 de Noviembre del 2014

VENDEDOR:

COTIZACION No. 23726

Señores

CARLOS BUSTAMANTE

Presente.-

De mis consideraciones:

De acuerdo a lo solicitado por Usted me permito poner a su consideración nuestros servicios experiencia profesional, personal técnico y el mejor equipamiento con el cual garantizamos un producto de primera calidad en la rama de hormigón, para su obra.

RESISTENCIA	Volumen	P.U.	DESCUENTO%	VALOR TOTAL
F'c= 500Kg/cm2	100	171.86	10.00%	15,467.40
Acelerante 7 días	100	1.43	10.00%	128.70
Serv. Bomba Pluma	100	8	0.00%	800.00
Subtotal para iva				16,396.10
I.V.A.12%				1,967.53
TOTAL				18,363.63

Fecha de Fundición:

Forma de pago: Contado PREPAGO 72 horas de la fecha de fundición mínimo.

Si el pago se realiza con cheque, favor girarlo a nombre de Hormigonera Quito

Validez de oferta: 8 días

Fecha de entrega: Según cronograma de entregas enviados por el cliente con 8 días de anticipación, posteriores a esta fecha, se reajustará el precio al de lista vigente en ese momento.

En espera de su grata respuesta y esperando contar con usted como uno mas de nuestros clientes satisfechos.

Atentamente

Carmen Yela

COORDINADORA DE VENTAS

HORMIGONERA QUITO

HORMIGONERA QUITO CIA LTDA.

Simón Bolívar e Interoceánica

Teléfonos: 898-452 898-453 898-770

Fax: 898-729

RUC:1790844900001

CONTRIBUYENTE ESPECIAL

Quito D.M 24 de Noviembre del 2014

VENDEDOR:

COTIZACION No. 23722

Señores

CARLOS BUSTAMANTE

Presente.-

De mis consideraciones:

De acuerdo a lo solicitado por Usted me permito poner a su consideración nuestros servicios experiencia profesional, personal técnico y el mejor equipamiento con el cual garantizamos un producto de primera calidad en la rama de hormigón, para su obra.

RESISTENCIA	Volumen	P.U.	DESCUENTO%	VALOR TOTAL
F'c= 210Kg/cm2	100	86.66	10.00%	7,799.40
Acelerante 7 días	100	1.43	10.00%	128.70
Serv. Bomba Pluma	100	8	0.00%	800.00
Subtotal para iva				8,728.10
I.V.A.12%				1,047.37
TOTAL				9,775.47

Fecha de Fundición:

Forma de pago: Contado PREPAGO 72 horas de la fecha de fundición mínimo.

Si el pago se realiza con cheque, favor girarlo a nombre de Hormigonera Quito

Validez de oferta: 8 días

Fecha de entrega: Según cronograma de entregas enviados por el cliente con 8 días de anticipación, posteriores a esta fecha, se reajustará el precio al de lista vigente en ese momento.

En espera de su grata respuesta y esperando contar con usted como uno mas de nuestros clientes satisfechos.

Atentamente

Carmen Yela
COORDINADORA DE VENTAS
HORMIGONERA QUITO

HORMIGONERA QUITO CIA LTDA.

Simón Bolívar e Interoceánica

Teléfonos: 898-452 898-453 898-770

Fax: 898-729

RUC:1790844900001

CONTRIBUYENTE ESPECIAL

Quito D.M 24 de Noviembre del 2014

VENDEDOR:

COTIZACION No. 23723

Señores

CARLOS BUSTAMANTE

Presente.-

De mis consideraciones:

De acuerdo a lo solicitado por Usted me permito poner a su consideración nuestros servicios experiencia profesional, personal técnico y el mejor equipamiento con el cual garantizamos un producto de primera calidad en la rama de hormigón, para su obra.

RESISTENCIA	Volumen	P.U.	DESCUENTO%	VALOR TOTAL
F'c= 240Kg/cm2	100	94.6	10.00%	8,514.00
Acelerante 7 días	100	1.43	10.00%	128.70
Serv. Bomba Pluma	100	8	0.00%	800.00
Subtotal para iva				9,442.70
I.V.A.12%				1,133.12
TOTAL				10,575.82

Fecha de Fundición:

Forma de pago: Contado PREPAGO 72 horas de la fecha de fundición mínimo.

Si el pago se realiza con cheque, favor girarlo a nombre de Hormigonera Quito

Validez de oferta: 8 días

Fecha de entrega: Según cronograma de entregas enviados por el cliente con 8 días de anticipación, posteriores a esta fecha, se reajustará el precio al de lista vigente en ese momento.

En espera de su grata respuesta y esperando contar con usted como uno mas de nuestros clientes satisfechos.

Atentamente

Carmen Yela
COORDINADORA DE VENTAS
HORMIGONERA QUITO

HORMIGONERA QUITO CIA LTDA.

Simón Bolívar e Interoceánica

Teléfonos: 898-452 898-453 898-770

Fax: 898-729

RUC:1790844900001

CONTRIBUYENTE ESPECIAL

Quito D.M 24 de Noviembre del 2014

VENDEDOR:

COTIZACION No. 23724

Señores

CARLOS BUSTAMANTE

Presente.-

De mis consideraciones:

De acuerdo a lo solicitado por Usted me permito poner a su consideración nuestros servicios experiencia profesional, personal técnico y el mejor equipamiento con el cual garantizamos un producto de primera calidad en la rama de hormigón, para su obra.

RESISTENCIA	Volumen	P.U.	DESCUENTO%	VALOR TOTAL
F'c= 280Kg/cm2	100	109.04	10.00%	9,813.60
Acelerante 7 días	100	1.43	10.00%	128.70
Serv. Bomba Pluma	100	8	0.00%	800.00
Subtotal para iva				10,742.30
I.V.A.12%				1,289.08
TOTAL				12,031.38

Fecha de Fundición:

Forma de pago: Contado PREPAGO 72 horas de la fecha de fundición mínimo.

Si el pago se realiza con cheque, favor girarlo a nombre de Hormigonera Quito

Validez de oferta: 8 días

Fecha de entrega: Según cronograma de entregas enviados por el cliente con 8 días de anticipación, posteriores a esta fecha, se reajustará el precio al de lista vigente en ese momento.

En espera de su grata respuesta y esperando contar con usted como uno mas de nuestros clientes satisfechos.

Atentamente

Carmen Yela
COORDINADORA DE VENTAS
HORMIGONERA QUITO

HORMIGONERA QUITO CIA LTDA.

Simón Bolívar e Interoceánica

Teléfonos: 898-452 898-453 898-770

Fax: 898-729

RUC:1790844900001

CONTRIBUYENTE ESPECIAL

Quito D.M 24 de Noviembre del 2014

VENDEDOR:

COTIZACION No. 23725

Señores

CARLOS BUSTAMANTE

Presente.-

De mis consideraciones:

De acuerdo a lo solicitado por Usted me permito poner a su consideración nuestros servicios experiencia profesional, personal técnico y el mejor equipamiento con el cual garantizamos un producto de primera calidad en la rama de hormigón, para su obra.

RESISTENCIA	Volumen	P.U.	DESCUENTO%	VALOR TOTAL
F'c= 350Kg/cm2	100	129.23	10.00%	11,630.70
Acelerante 7 días	100	1.43	10.00%	128.70
Serv. Bomba Pluma	100	8	0.00%	800.00
Subtotal para iva				12,559.40
I.V.A.12%				1,507.13
TOTAL				14,066.53

Fecha de Fundición:

Forma de pago: Contado PREPAGO 72 horas de la fecha de fundición mínimo.

Si el pago se realiza con cheque, favor girarlo a nombre de Hormigonera Quito

Validez de oferta: 8 días

Fecha de entrega: Según cronograma de entregas enviados por el cliente con 8 días de anticipación, posteriores a esta fecha, se reajustará el precio al de lista vigente en ese momento.

En espera de su grata respuesta y esperando contar con usted como uno mas de nuestros clientes satisfechos.

Atentamente

Carmen Yela
COORDINADORA DE VENTAS
HORMIGONERA QUITO

Pretensado



FTA150019

Lima, 23 de Enero del 2015

Señores

C.B. CONSTRUCTORES

Presente

Atención: Ing. Carlos Bustamante

Referencia: Cotización de Productos Freyssinet Tierra Armada

De nuestra consideración, nos es muy grato saludarlo y a la vez alcanzarles nuestra cotización la cual se detalla a continuación.

ITEM	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO (US\$.)	PRECIO TOTAL (US\$.)
1	Sistemas de Anclaje Freyssinet				
	Tromplaca 12C15	2.00	und.	54.80	109.59
	Bloque 12C15	2.00	und.	37.06	74.12
	Tromplaca 7C15	1.00	und.	94.38	94.38
	Bloque 7C15	1.00	und.	72.27	72.27
	Vainas 80mm	66.00	und.	7.28	480.22
	Vainas 60mm	16.00	und.	4.17	66.68
	Manguito 85mm	12.00	und.	12.25	147.02
	Manguito 65mm	3.00	und.	6.59	19.78
	Strand T15,2mm	878.77	und.	1.00	878.77
	Cuñas	32.00	und.	2.23	71.46
				Sub Total (US\$.)	2,014.28
				IGV 18% (US\$.)	362.57
				Total (US\$.)	2,376.85

Condiciones

Forma de pago: Depósito en Cuenta Dólares Nro Cuenta: BCP 104-2042983-1-00

Lugar de entrega: Almacenes Tierra Armada, Lima - El cliente deberá traer su Guía de remisión

Tiempo de entrega: 20 días después de puesta la OC

Notas:

- El proceso de Tesado de los Sistemas de Anclaje Freyssinet es hecho única y exclusivamente por personal de nuestra empresa a fin de garantizar la correcta instalación de los elementos.

- Esta cotización es netamente referencial, en caso de se desee adquirir el Sistema de Anclaje Freyssinet se debe solicitar una propuesta por suministro e instalación del sistema mencionado.

Validez de oferta: 5 días

La orden de compra deberá ser emitida a Freyssinet Tierra Armada Perú S.A.C.

R.U.C: 20549008641

Sin otro particular esperando satisfacer sus necesidades,
Atentamente,

Ing. Norita Medina Garcia
Ingeniero Comercial
Freyssinet Tierra Armada Perú S.A.C.

Calle Antares 320 Torre B Of. 505 - Surco
Tel. (51 1) 748 0700
proyectos@fta.pe

UNA EMPRESA DE  SOLETANCHE FREYSSINET

Juntas



Quito, 15 de Enero de 2015

1000654077001
FUENTES LARREA ORLANDO FRANCISCO
 Calle E2F S43-90 y Jim Irwin
 1800-CAUCHOS (228246)

PROFORMA # 1812

Señor
 Ing. Carlos Bustamante

Presente

Pongo a su conocimiento nuestra cotización:

CANT.	UNIDAD	DESCRIPCIÓN	PRECIO UNIT.	VALOR TOTAL
180,00	ml	Junta de dilatación en NEOPRENO JCV-200 (274x40x1830)mm, módulos de 1,83 m	250,00	45.000,00
Subtotal				45.000,00
Descuento				
Transporte				
IVA 12%				5.400,00
Total				50.400,00

MATERIAL ELASTÓMERO: **NEOPRENO CR** Marca Showa Denko procedencia Japón (Invoice 104336)
 REFUERZOS ACERO: **A36**
 Dureza: Shore A 60±5
 Tiempo de entrega juntas: 10 días laborables
 Tiempo de instalación: --
 Lugar de entrega: Planta Cauchos Vikingo o Envío por transporte terrestre (**más transporte**)
 Garantía: 2 años contra defectos de fabricación (**30 años en apoyos de Neopreno para puentes**)
 Forma de Pago: 50% anticipo, 50% contra entrega
 Validez de la oferta: 10 días

Realizado por:
 Marcela Maldonado
 Revisado por:
 Ing. Orlando Francisco Fuentes
CAUCHOS VIKINGO

Compre con calidad.  **¡Mucho mejor!**
 ECUADOR