

**UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ**

**Colegio de Ciencias e Ingeniería.**

**Estudio de cámbel en puentes de acero**  
**Sistematización de Experiencias prácticas de investigación y/o intervención.**

**Daniel Alfredo Loaiza Espinosa**  
**Ingeniería civil.**

Trabajo de titulación presentado como requisito  
para la obtención del título de  
Ingeniero civil.

Quito, 9 de diciembre de 2015

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ  
COLEGIO CIENCIAS E INGENIERIA

**HOJA DE CALIFICACIÓN  
DE TRABAJO DE TITULACIÓN**

**Estudio de cámben en puentes de acero**

**Daniel Alfredo Loaiza Espinosa**

Calificación:

Nombre del profesor, Título académico

Telmo A. Sanchez, Ph.D.

Firma del profesor

---

Quito, 9 de diciembre de 2015

## Derechos de Autor

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

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

Firma del estudiante: \_\_\_\_\_

Nombres y apellidos: Daniel Alfredo Loaiza Espinosa

Código: 104450

Cédula de Identidad: 1719112946

Lugar y fecha: Quito, 9 de diciembre de 2015

## RESUMEN

En un puente de acero, debido a las cargas ocasionadas por carga muerta no compuesta y compuesta, carga de superficies de desgaste y utilidades y otras cargas gravitacionales, la viga fleja de manera elástica. Esta deflexión debe ser eliminada, de tal manera que cuando el puente entra en servicio, las vigas estén esencialmente rectas. Para eliminar estas deflexiones elásticas, las vigas son fabricadas con una curvatura inicial a la que se denomina contra-flecha o cámbel y que tiene el mismo valor pero en sentido contrario que la deflexión causada por cargas. Esta curvatura se logra al fabricar el alma de las vigas con cortes rectos cada determinada distancia. Estos cortes deben ser suficientes como para capturar efectivamente el cámbel en las vigas. En este trabajo de titulación, se realiza un estudio donde se analiza el número de cortes que debe tener el alma de una viga en puentes de distintas longitudes. El objetivo es determinar el mínimo número de puntos de cámbel que debe tener un puente en función de su longitud, verificando que la rectitud en las vigas después de aplicadas las cargas gravitacionales sea aceptable y la viga sea visualmente continua.

## **ABSTRACT**

In steel bridges, due to loads cause by dead loads, future wearing surfaces and utilities and other gravitational loads, the beams have an initial elastic deflection. This needs to be eliminated, in such a way that when the bridge is in use, the beams are essentially straight. In order to eliminate this elastic deflections, the beams are manufactured with an initial curvature which is called camber and that has the same value but in opposite direction than the deflections. This curvature is achieved by fabricating the web with straight cuts each determined distance. This cuts need to be able to capture the camber calculated for the beam. In this paper, a study is made in order to find the minimum number of camber points in the web of different length bridges. The objective is to determine the minimum points of camber a bridge needs to have according to its length, verifying the straightness of the beams after the gravitational loads are applied and that the beams is visually continuous.

## Contenido

<b>Introducción</b> .....	<b>9</b>
<b>Antecedentes</b> .....	<b>9</b>
<b>Justificación</b> .....	<b>10</b>
<b>Objetivos</b> .....	<b>11</b>
Objetivo general.....	11
Objetivos secundarios .....	11
<b>Marco teorico y conceptual</b> .....	<b>12</b>
<b>Marco teórico</b> .....	<b>12</b>
<b>Marco conceptual</b> .....	<b>14</b>
<b>Desarrollo del Tema</b> .....	<b>18</b>
<b>Características generales</b> .....	<b>18</b>
<b>Cargas gravitacionales</b> .....	<b>20</b>
<b>Carga de viento</b> .....	<b>21</b>
<b>Factores de distribución de carga viva</b> .....	<b>23</b>
<b>Cargas gravitacionales, carga de viento y factores de distribución de carga viva para puentes de 20, 40, 80 metros</b> .....	<b>25</b>
<b>Cálculo y gráficos de deflexiones mediante LRFD Simon</b> . .....	<b>28</b>
<b>Gráficos con 2, 4, 6 y 8 cortes</b> .....	<b>34</b>
Gráficos de 2, 4, 6 y 8 cortes, para el puente de 20 metros.....	34
Gráficos de 4, 6 y 8 cortes, para puente de 40 metros. ....	39
Gráficos de 5, 6 y 8 cortes, para puente de 60 metros. ....	43
<b>Conclusiones</b> .....	<b>48</b>
<b>Referencias bibliográficas</b> .....	<b>49</b>
<b>ANEXO A: REPORTE DE LRFD SIMON PARA PUENTE DE 40 METROS</b> .....	<b>51</b>

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Cálculos para puente de 20 metros .....	26
Tabla 2: Cálculos para puente de 40 metros .....	27
Tabla 4: Deflexiones para puente de 20 metros .....	28
Tabla 5: Deflexiones para puente de 40 metros .....	30
Tabla 6: Deflexiones para puente de 60 metros .....	32

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Cargas y contra-flecha .....	12
Figura 2: Formas de corte.....	13
Figura 3: Dimensiones del puente en unidades del sistema internacional .....	18
Figura 4: Dimensiones del puente en unidades del sistema anglosajón.....	19
Figura 5: Altura en construcción.....	22
Figura 6: Altura en operación.....	22
Figura 7: Regla de la palanca .....	24
Figura 8: Puente 20 metros en 10 cortes .....	29
Figura 9: Puente 40 metros en 10 cortes .....	31
Figura 10: Puente 60 metros en 10 cortes .....	33
Figura 11: Puente 20 metros en 2 cortes .....	35
Figura 12: Puente 20 metros en 4 cortes .....	36
Figura 13: Puente 20 metros en 6 cortes .....	37
Figura 14: Puente 20 metros en 8 cortes .....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
Figura 14: Puente 20 metros en 8 cortes .....	38
Figura 15: Puente 40 metros en 4 cortes .....	40
Figura 16: Puente 40 metros en 6 cortes .....	41
Figura 17: Puente 40 metros en 8 cortes .....	42
Figura 18: Puente 60 metros en 5 cortes .....	44
Figura 19: Puente 60 metros en 6 cortes .....	45
Figura 20: Puente 60 metros en 8 cortes .....	46



# INTRODUCCIÓN

## Antecedentes

Países como el Ecuador en los últimos 10 años han sido parte de un segundo boom petrolero, esto les ha permitido tener una gran expansión de recursos. Estos han sido utilizados para mejorar los aspectos social, económico y político. Hoy en día el mundo y específicamente la región latinoamericana se ha visto afectada por una crisis generalizada. La baja del precio del petróleo y la apreciación del dólar han sido algunos de los componentes más importantes que han afectado a la población mundial y a las grandes empresas específicamente. Esto ha llevado al cierre de grandes multinacionales en países vecinos como Colombia y al recorte de personal en países como el nuestro (Revista Semana, 2015).

Por otro lado en el Ecuador se han tomado medidas gubernamentales extremas en materia económica como la implementación de las salvaguardas e impuestos. Esto ha llevado a la subida de materia prima y por ende, ha encarecido la producción de bienes y servicios por parte de las empresas. Aparte de estas medidas económicas, también se han implementado en los últimos años fuertes leyes laborales y se han aumentado los sueldos de forma exponencial (Andes Noticias, 2014). Estos factores constituyen una desventaja competitiva para todo tipo de empresa ya que significan un mayor costo al momento de producir un bien o un servicio.

El gasto público en el Ecuador se ha visto híper inflado en los últimos 8 años debido a la alta inversión pública. Esto ha permitido un crecimiento acelerado de la economía y de las empresas privadas sobre todo las que trabajan con el Estado; las mismas que se han visto

beneficiadas debido a la contratación pública en materia de construcción de hospitales, carreteras, colegios, puentes, entre otros.

Debido a la situación económica actual que se vive en el país, el gobierno ecuatoriano para el año 2016 ha decidido recortar su presupuesto en más de seis mil millones de dólares en comparación del año anterior (Diario El Universo, 2015). Esto ha llevado al recorte de subsidios y sobre todo recortes en la inversión pública en materia de construcción y vialidad. Por ello hoy en día el Estado ecuatoriano busca contratar empresas que ofrezcan menores costos, de tal manera que se optimice el gasto de recursos estatales.

## **Justificación**

El sector de la construcción se ha visto beneficiado por aproximadamente 8 años debido la situación favorable del país. Al contrario este mismo sector desde principios del 2015 fue uno de los más afectados por el nuevo escenario económico. Por ello hoy en día tanto constructores, como el Estado, buscan seguir trabajando en conjunto y hacerlo de una forma más sustentable. Estos antecedentes previamente revisados dan a la realización de este trabajo. El mismo, busca implementar una metodología que permita a los constructores de puentes optimizar recursos y perfeccionar procesos. Esto se enmarcaría en las nuevas políticas de ahorro del gobierno, ya que se lograría ofrecer una reducción de costos en lo que se refiere puentes de acero en el Ecuador.

## Objetivos

### Objetivo general

El trabajo busca hallar el mínimo número de puntos de cámbere o contra-flecha que debe tener un puente en función de su longitud. En este valor se debe tomar en cuenta la rectitud en las vigas después de aplicadas las cargas gravitacionales y que las mismas sean visualmente continuas. De esta manera se optimizará recursos y disminuirá el costo de construcción de un puente.

### Objetivos secundarios

Calcular los valores de las deflexiones causadas por las diferentes cargas gravitacionales para puentes de 20, 40, 60 y 80 metros

Realizar gráficos de cada puente con su respectiva reflexión variando el número de cortes utilizado.

## MARCO TEORICO Y CONCEPTUAL

### Marco teórico

Cuando se busca diseñar un puente de acero, entre los pasos iniciales que se tiene se debe calcular la carga muerta del mismo, tanto compuesta como no compuesta, la carga de superficies de desgaste y utilidades, la carga de viento y el peso propio de las vigas que se busca utilizar (AASHTO, 2012). A las mismas que denominaremos DC1, DC2, DW, WS y peso propio respectivamente. Estas cargas se encuentran inicialmente en la viga y generan que se dé una deflexión en la misma.

Para contrarrestar este efecto se usa la denominada contra-flecha o cámbber (AASHTO, 2012). La misma que simplemente consiste en dar una curvatura inicial a la viga con un valor igual al de las deflexiones calculadas pero en sentido contrario. De esta manera al momento en el que la viga se ve expuesta a las cargas mencionadas anteriormente, las deflexiones causadas por estas se ven anuladas por el valor dado de contra-flecha y la viga toma la rectitud requerida.

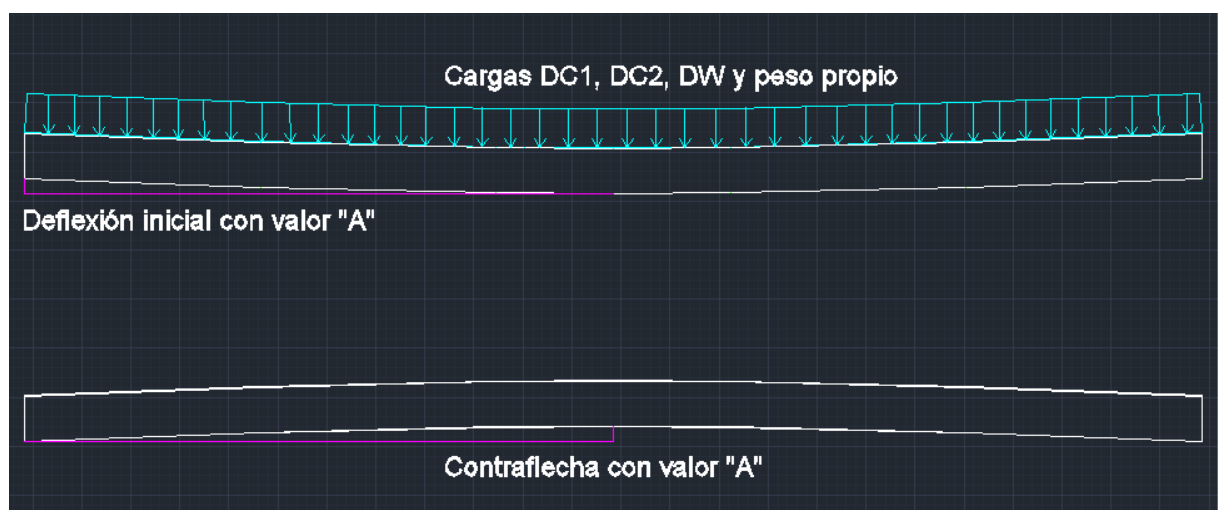


Figura 1: Cargas y contra-flecha

Las dovelas son las secciones de las vigas que conforman el puente. En el mercado ecuatoriano y debido a temas de transporte, la longitud máxima que podemos encontrar es de hasta 12 metros. En cada una de las dovelas que se fabrica se considera y se da la forma de la contra-flecha requerida. Posteriormente las dovelas son unidas mediante suelda o pernos y se logra conseguir la longitud deseada de viga para el puente (AISC, 2011).

Por otro lado se tiene dos formas para lograr dar el valor requerido de contra-flecha a la viga. La primera dar corte a la plancha de acero cada longitud requerida y la segunda el uso de trapecios. La primera forma se la realiza mediante el uso de métodos como el corte con plasma. Se da un corte cada longitud requerida con su respectivo valor de contra-flecha y de esta manera se logra obtener la misma a lo largo de la viga.

El segundo método consiste en formar un trapecio en la plancha de acero en el cual se toma en cuenta el valor de contra-flecha correspondiente a la longitud, en la diferencia de altura del inicio al final del trapecio.

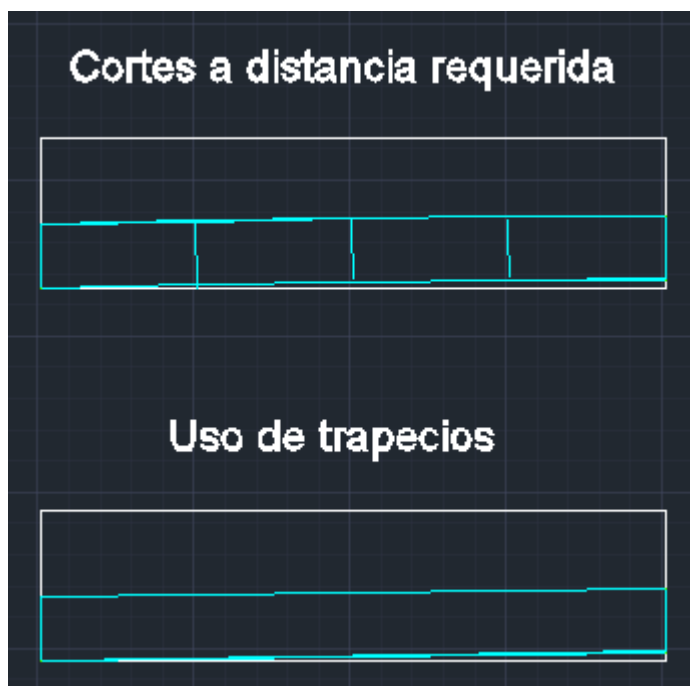


Figura 2: Formas de corte

Cada forma cuenta con sus ventajas y desventajas. La forma de cortes a distancia requerida tiene una mayor cantidad de puntos en los que se toma en cuenta la contra-flecha. Por esto logra darle una mayor uniformidad a la viga y que visualmente sea más continúa. La desventaja de este método es así mismo la cantidad de cortes que se debe dar a la plancha. Al tener más cortes se tiene un mayor desperdicio de material y se requiere de mayor tiempo en mano de obra, encareciendo de esta manera, los costos así como el tiempo de manufactura.

El uso de trapecios tiene como ventaja que al ser cortes simples, se puede aprovechar de mejor manera el área de la plancha de acero, teniendo como resultado la reducción en tiempo de mano de obra necesaria para lograr el valor de contra-flecha. Finalmente reduciendo los costos y tiempo requeridos para fabricar la viga. Por otro lado la desventaja es que dependiendo de la cantidad de trapecios y la longitud de la viga, se puede dar que al trazar la contra-flecha, la viga no tenga uniformidad y visualmente no sea continúa.

### **Marco conceptual**

Para alcanzar los objetivos establecidos, es necesario tener conocimiento de ciertos conceptos técnicos sobre puentes. Estos se describen a continuación:

- Cámbel/contra-flecha: Curvatura inicial que se le debe dar a la viga de acero durante su fabricación para compensar las deflexiones ocasionadas por las cargas gravitacionales. (AASHTO, 2012, p. 672)
- DC: Carga muerta de los componentes estructurales y adjuntos no estructurales (AASHTO, 2012, p. 65).
- DW: Carga muerta ocasionada por superficies de desgaste y utilidades. (AASHTO, 2012, p. 65).

- WS: Carga ocasionada por viento en la estructura (AASHTO, 2012, p. 66).
- FDLL: Factores de distribución de carga viva para puentes (AASHTO, 2012, p. 268).

Además de esto se debe conocer sobre el uso de ecuaciones necesarias para el desarrollo del análisis posterior:

La ecuación de carga de viento (WS) es:

$$WS = Pd * h$$

Donde la velocidad de viento de diseño base (Pd) es:

$$Pd = Pb \left( \frac{Vdz}{Vb} \right)^2$$

Con la velocidad de diseño de viento (Vdz):

$$Vdz = 2.5V_o \left( \frac{V30}{Vb} \right) \ln \left( \frac{Z}{Z_o} \right)$$

Siendo:

- Vdz: Velocidad de diseño del viento en la elevación Z.
- V30: Velocidad del viento a 30 pies sobre la altura del suelo o del agua.
- Vb: Velocidad base del viento de 100mph a 30 pies.
- Z: Altura de la estructura en la cual las cargas calculadas son medidas desde el suelo o agua.

- Vo: Velocidad de fricción, una característica meteorológica del viento. Tomada de la tabla 3.8.1.1-1
- Zo: Largo de fricción, una característica meteorológica del viento. Tomada de la tabla 3.8.1.1-1

(AASHTO, 2012)

Otro grupo de ecuaciones necesarias son las de factores de distribución de carga viva:

Para esto se usa las tablas con especificaciones de la ASHTOO, para momento interior se usa la tabla 4.6.2.2.2b-1:

Para 1 carril:

$$FDLL - Mi = 0.06 + \left(\frac{S}{14}\right)^{0.4} * \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} * \left(\frac{Kg}{12L * ts^3}\right)^{0.1}$$

Para 2 o más carriles:

$$FDLL - Mi = 0.075 + (9.5)^{0.6} * \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} * \left(\frac{Kg}{12L * ts^3}\right)^{0.1}$$

Teniendo que:

- S: Distancia entre vigas.
- L: longitud del puente.
- Ts: Espesor del tablero.
- Kg: Parámetro de rigidez longitudinal.



$$Kg = n(I + A * eg)$$

Con:

- n: Relación entre el modulo de elasticidad del concreto y el acero.
- Eg: Distancia entre centros de gravedad de la viga y el tablero.
- A: Área de la viga.
- I: inercia de la viga.

(AASHTO, 2012)

## DESARROLLO DEL TEMA

### Características generales

En la siguiente gráfica se presentan las dimensiones del puente que se va ser tomado para análisis y desarrollo del proyecto.

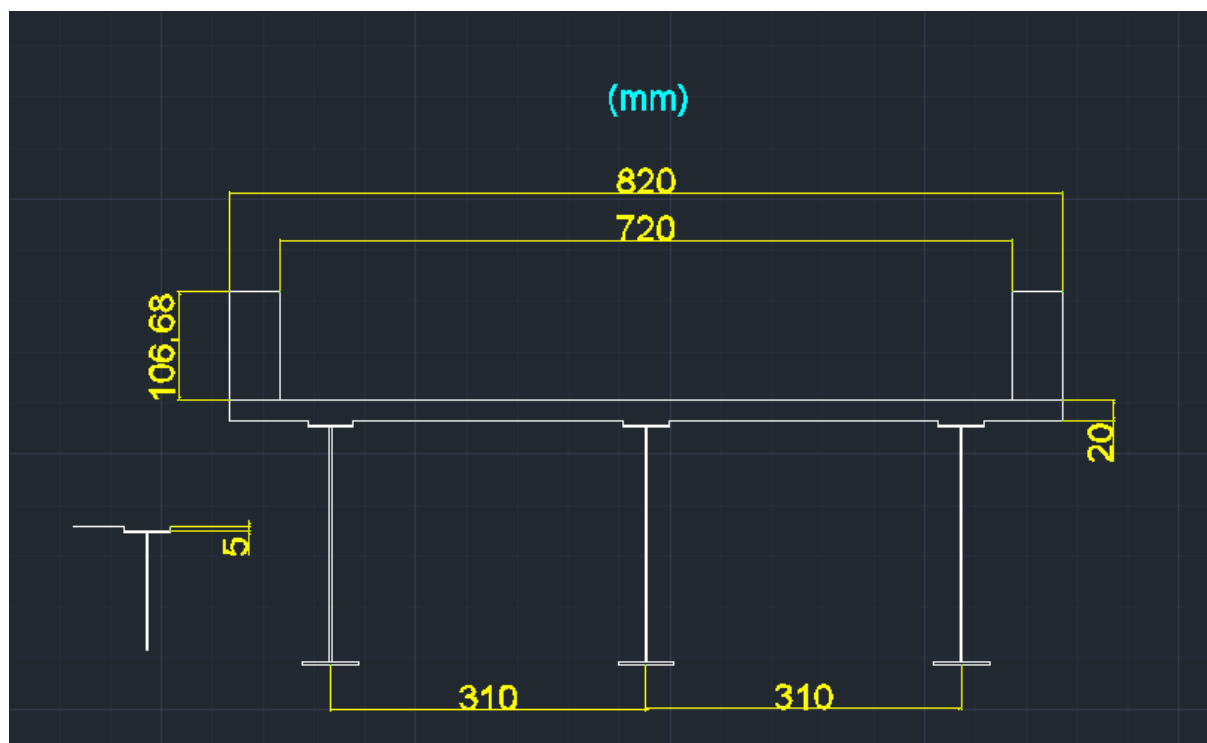


Figura 3: Dimensiones del puente en unidades del sistema internacional

En la imagen se presentan las dimensiones del puente usando el tamaño de las vigas que corresponden al puente de 60 metros de longitud. El puente cuenta con dos carriles, barreras de aproximadamente 1 metro de altura y 50 centímetros de ancho, haunches de 5 centímetros y un tablero de 20 centímetros de espesor. Es un puente común en el medio y que cumple con todas las especificaciones reguladas por ASHTOO, estas dimensiones se mantienen y lo que varia es la longitud del puente así como el tamaño de las vigas que cambia según la misma. (AASHTO, 2012)

Para poder calcular la deflexión inicial que se tiene en la viga, se debe antes calcular el valor de las cargas DC1, DC2, DW, carga de viento y el peso propio de la viga. Para este caso se va a usar los valores y dimensiones del puente de 60 metros y se van a mostrar los cálculos pertinentes. En el caso de los puentes de 20 y 40 metros el proceso se ve automatizado en el software Microsoft Excel, donde se obtiene directamente los valores buscados.

Se usa el software LRFD Simon para calcular las deflexiones causadas por las cargas. Este programa trabaja en unidades del sistema anglosajón, por lo que se transforman las longitudes del puente y sus características a este sistema. Una vez hallado el valor de las deflexiones se las vuelve a transformar al sistema internacional.

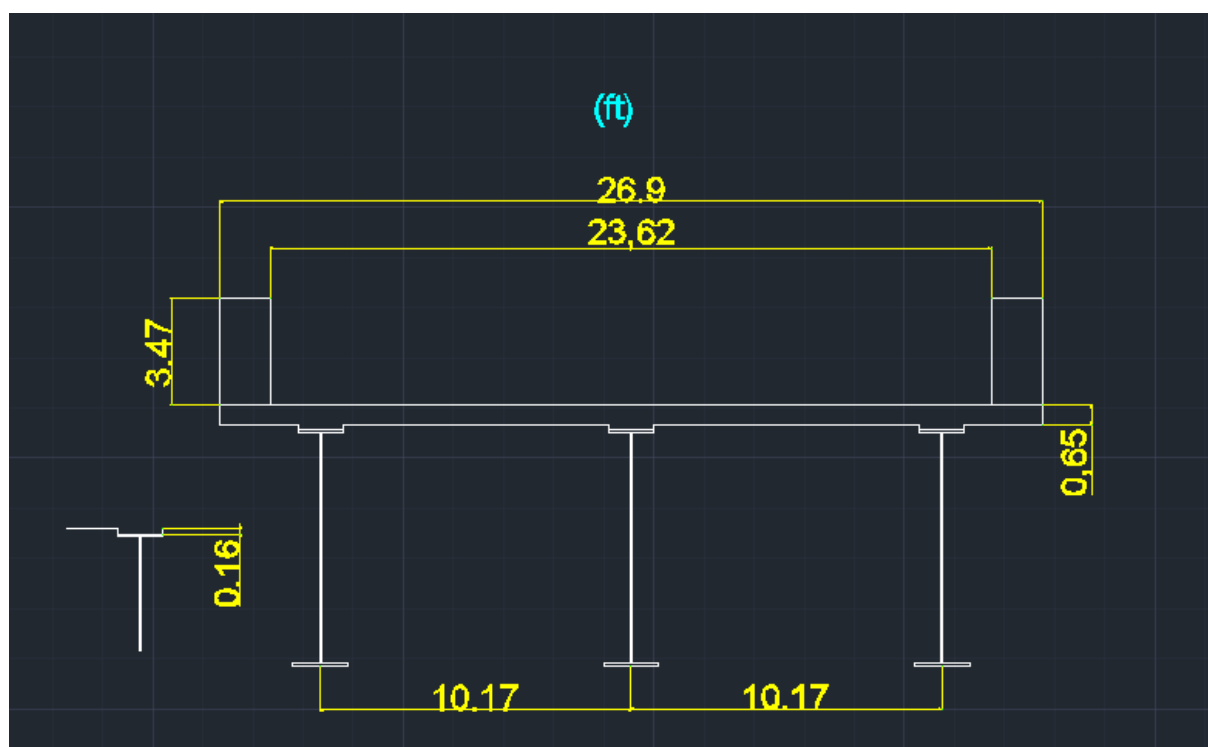


Figura 4: Dimensiones del puente en unidades del sistema anglosajón

Usando los valores establecido por la ASHTOO para las dimensiones de la viga, se procede a calcular el valor de DC1 y DC2. Estos se definen como la carga muerta de los componentes estructurales y los acoplamientos no estructurales; no compuesta y compuesta respectivamente. (AASHTO, 2012)

### Cargas gravitacionales

Para calcular estos se debe comenzar con el peso que aporta el tablero y sus haunches:

$$\text{Concreto en el tablero} = 0.65' * 26.9' * 0.15 = 2.62k/ft$$

$$\text{Concreto en haunches} = 3 * ((0.16') * (0.98') * (0.15)) = 0.070 k/ft$$

Luego se procede a calcular el peso que aporta el deck metálico y los encofrados:

$$\text{Deck metalico y encofrados} = 2(10.17' - 1.475')(0.15) = 0.26k/ft$$

El valor que aportan los diafragmas y detalles es cercano al 10% de peso de la viga, para lo cual se debe calcular el mismo y hallar el porcentaje:

$$\text{Peso viga} = (1.47' * 0.065') + (7.54' * 0.052') + (1.8' * 0.081') * 196.8 * 0.0048$$

$$\text{Peso viga} = 0.6k/ft$$

$$\text{Diafragmas y detalles} = 0.06k/ft$$

Una vez calculados estos valores, el valor de DC1 es igual a la suma de los mismos, este es DC1 sin el peso de la viga:

$$\text{DC1 sin peso de la viga} = 2.62k/ft + 0.070k/ft + 0.26k/ft + 0.06k/ft = 3.01k/ft$$

Se procede a dividir esta carga entre las vigas que soportan la misma. De esta manera se halla DC1 sobre la viga:

$$\text{DC1 sobre la viga} = \left( \frac{3.21k/ft}{3} \right) + 0.6 = 1.6 k/ft$$

El siguiente valor a calcular es la carga que aporta DC2. En el caso de la sección compuesta, se tiene el peso de las barreras. A este valor se lo distribuye entre las tres vigas que soportan la estructura.

$$\text{Peso barrera} = 205.56k/ft$$

$$DC2 \text{ sobre la viga} = \frac{0.20556 * 2}{3} = 0.137k/ft$$

Se halla el valor que aportan las superficies de desgaste y utilidades. Para esto se debe tomar en cuenta el ancho del puente, descontando el valor de las barreras. De igual manera se lo distribuye entre las tres vigas:

$$DW = \frac{0.025ksf * 23.62 ft}{3} = 0.19k/ft$$

En resumen se tiene que:

$$DC1=3.01 k/ft$$

$$DC2= 0.137 k/ft$$

$$DW= 0.19 k/ft$$

## **Carga de viento**

La siguiente carga tomada en cuenta y calculada es el aporte de la carga de viento que se tiene en el puente. Esto se realiza para las dos etapas por las que pasa la estructura. Se debe hacer el cálculo para la estructura en construcción y en operación. Se comienza por la etapa de construcción, donde se toma en cuenta solo la viga que se ve afectada por el viento.

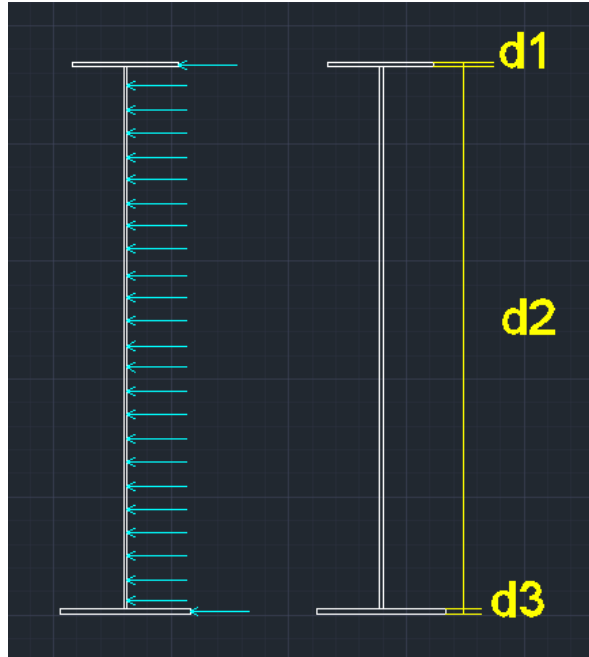


Figura 5: Altura en construcción

Se obtiene que la altura de exposición en construcción es igual a:

$$h = 0.78 + 90.55 + 0.98 = \frac{92.31}{12} = 7.69ft$$

A continuación se calcula la altura de exposición para el puente en operación:

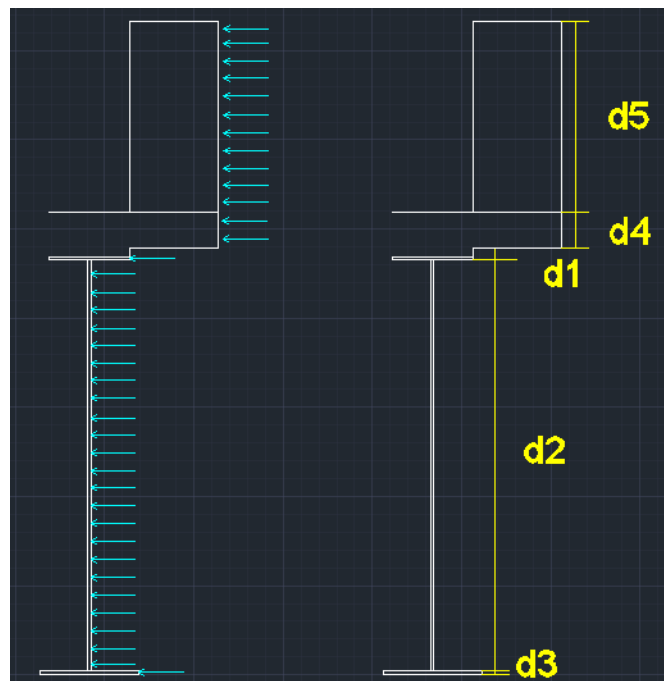


Figura 6: Altura en operación

$$h = 0.78 + 90.55 + 0.98 + 1.92 + 7.8 + 42 = 144.034"/12 = 12.002 \text{ ft}$$

Una vez halladas las alturas, se calcula el valor de la velocidad de diseño de viento

(Vdz) tanto en operación como en construcción:

$$Vdz.op = 2.5 * 8.2 \left( \frac{100}{100} \right) * \ln \left( \frac{35}{0.23} \right) = 103.0129$$

$$Vdz.cons = 2.5 * 8.2 \left( \frac{30}{100} \right) * \ln \left( \frac{35}{0.23} \right) = 30.90$$

Una vez calculado el valor de Vdz para ambos estados del puente, se procede a calcular el valor de la velocidad de viento de diseño base (Pd). De igual manera para ambos estados:

$$Pd.operacion = 0.05 * \left( \frac{103.0129}{100} \right)^2 = 0.053$$

$$Pd.construccion = 0.05 * \left( \frac{30.90}{100} \right)^2 = 0.00477$$

Finalmente con los valores hallados, se los multiplica por la altura encontrada anteriormente y se halla el valor de WS para ambos estados:

$$WS.operacion = 0.053 * 12 = 0.636 \text{ k/ft}$$

$$WS.construccion = 0.0047 * 7.69 = 0.036 \text{ k/ft}$$

## Factores de distribución de carga viva

El siguiente paso, es hallar los factores de distribución de carga viva denominados FDLL. Se debe encontrar estos valores para 1 y 2 carriles, en momento y cortante interior.

Para esto se calcula el valor del parámetro de rigidez longitudinal (Kg):

$$Kg = 8(111061.037in^4 + 92.073in^4 * 21.74^2) = 1236779.7$$

Una vez encontrado Kg, se halla el valor de los factores de distribución tanto para 1 carril como 2 o más carriles:

$$FDLL - Mi(1carril) = 0.06 + \left(\frac{10.17}{14}\right)^{0.4} \left(\frac{10.17}{196.8}\right)^{0.3} \left(\frac{1236779.7}{12} * 196.8 * 8.28^3\right)^{0.1}$$

$$FDLL - Mi(1carril) = 0.4188$$

$$FDLL - Mi(2carriles) = 0.06 + \left(\frac{10.17}{9.5}\right)^{0.6} \left(\frac{10.17}{196.8}\right)^{0.2} \left(\frac{1236779.7}{12} * 196.8 * 8.28^3\right)^{0.1}$$

$$FDLL - Mi(2carriles) = 0.646$$

Debido a que el puente tiene solo tres vigas, se escoge el menor de los valores hallados anteriormente como el factor de distribución de carga viva.(referencia) Por el mismo motivo para encontrar el factor de distribución de carga viva en cortante se debe usar la regla de la palanca:

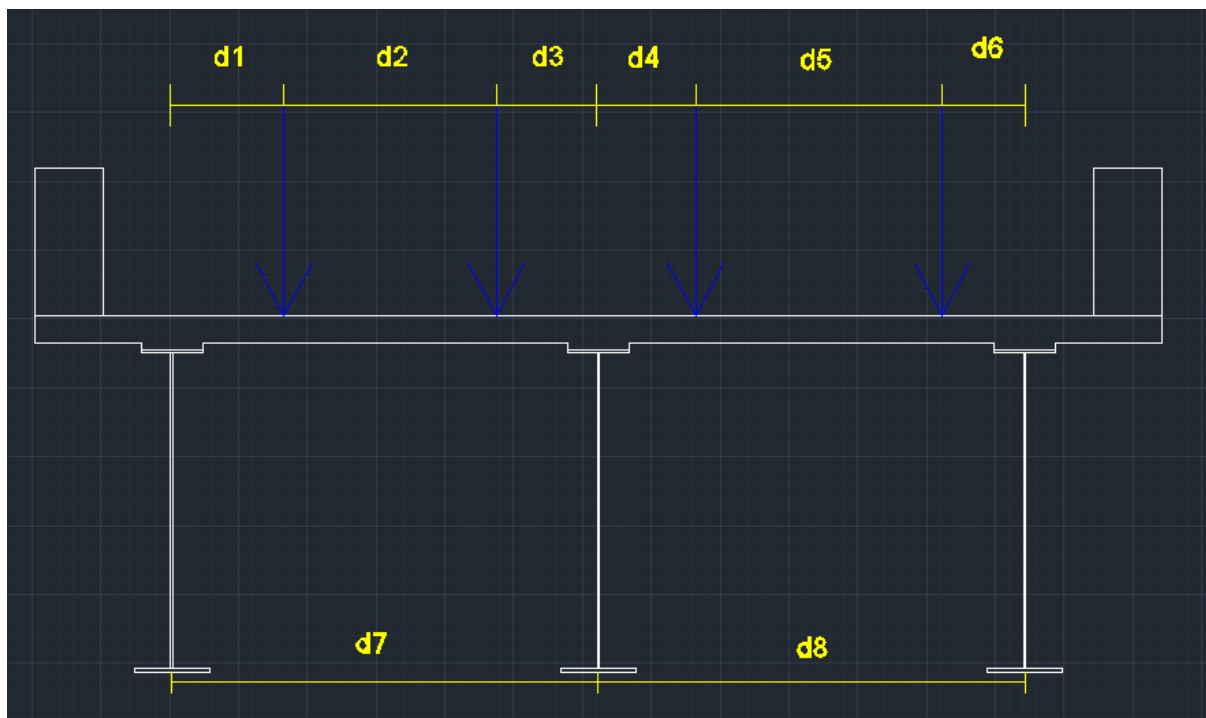


Figura 7: Regla de la palanca



Con:

d1:2 ft

d2:6 ft

d3:2 ft

d4:2 ft

d5:6 ft

d6:2 ft

d7:10.17 ft

d8:10.17 ft

$$FDLL - Vi = \frac{\left(\frac{8}{10}\right) + \left(\frac{2}{10}\right) + \left(\frac{8}{10}\right) + \left(\frac{2}{10}\right)}{4} = 0.5 * 2ejes = 1 \text{ eje efectivo}$$

### **Cargas gravitacionales, carga de viento y factores de distribución de carga viva para puentes de 20, 40, 80 metros.**

Una vez calculados estos valores, se tiene los datos necesarios para poder usar el programa LRFD SIMON v10.2.0.0. Estos datos y ecuaciones se programan en una hoja simple de Microsoft Excel y se hallan para los puentes de 20, 40 y 80 metros de longitud.

Estos se presentan a continuación:

Puente de 20 metros:

DC1

Concreto del tablero	2.62	k/ft
Concreto en haunches	0.07	k/ft
Deck metálico y encofrados	0.285415	k/ft
Peso de la viga	0.05700934	k/ft
Diafragmas y detalles	0.00570093	k/ft

Dc1 sin peso de viga	2.98111593	k/ft
Dc1 sobre la viga	1.05071465	k/ft

DC2

Peso de la barrera	205.56	lb/ft
dc2	0.13704	k/ft

DW

Carpeta asfáltica	0.19683333	k/ft
-------------------	------------	------

WS

WS Construcción	0.01605799	k/ft
WS Operación	0.40710371	k/ft

FDLL-MI

Para un carril	0.47355193
para dos carriles	0.66489702

FDLL-VI

Regla de la palanca	0.5
fdll-VI	1

Tabla 1: Cálculos para puente de 20 metros

Puente de 40 metros:

DC1

Concreto del tablero	2.62	k/ft
Concreto en haunches	0.07	k/ft
Deck metálico y encofrados	0.2745	k/ft
Peso de la viga	0.22033225	k/ft
Diafragmas y detalles	0.02203323	k/ft

Dc1 sin peso de viga	2.98653323	k/ft
Dc1 sobre la viga	1.21584333	k/ft

DC2

Peso de la barrera	205.56	lb/ft
dc2	0.13704	k/ft

DW

Carpeta asfáltica	0.19683333	k/ft
-------------------	------------	------

WS

WS Construcción	0.02561407	k/ft
WS Operación	0.51328238	k/ft

FDLL-MI

Para un carril	0.39800078
para dos carriles	0.59173889

FDLL-VI

Regla de la palanca	0.5
fdll-VI	1

Tabla 2: Cálculos para puente de 40 metros

## Cálculo y gráficos de deflexiones mediante LRFD Simon.

Mediante estos datos el programa permite hallar los valores de las deflexiones que se tiene en el puente con 10 secciones. Con esta cantidad de secciones, se considera que el puente excede los parámetros de rectitud y continuidad. Por otro lado, el programa genera un reporte en el cual se presenta información sobre cómo reacciona la viga a las cargas dadas. De la información que proporciona el mismo, se usa el valor de las deflexiones dado en 10 puntos. Finalmente se utiliza el software Autocad y se grafica la viga.

A continuación se presenta la tabla de deflexiones para el puente de 20 metros:

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	0.068	1.249	0.396	1.646	1.713
0.2	0.128	2.364	0.749	3.114	3.242
0.3	0.176	3.237	1.026	4.263	4.439
0.4	0.206	3.792	1.202	4.993	5.199
0.5	0.216	3.981	1.262	5.244	5.460
0.6	0.206	3.792	1.202	4.993	5.199
0.7	0.176	3.237	1.026	4.263	4.439
0.8	0.128	2.364	0.749	3.114	3.242
0.9	0.068	1.249	0.396	1.646	1.713
1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Tabla 3: Deflexiones para puente de 20 metros

Se grafica con estos valores la viga con 10 cortes:



Figura 8: Puente 20 metros en 10 cortes

Seguidamente se presenta la tabla de deflexiones para el puente de 40 metros:

Dead Load Deflections at tenth points - Units: in  
 Note: 'Other DC1' includes partial loads A1 and A2.

Span: 1

<b>Point</b>	<b>(A) Steel Only</b>	<b>(B) Other Noncomp DL</b>	<b>(C) Composite DL (no DW)</b>	<b>(B+C) Total (No Steel)</b>	<b>(A+B+C) Total (w/ steel)</b>
0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.1	0.415	3.957	1.780	5.737	6.152
0.2	0.785	7.488	3.368	10.855	11.641
0.3	1.075	10.252	4.611	14.863	15.938
0.4	1.259	12.008	5.400	17.408	18.668
0.5	1.323	12.610	5.671	18.280	19.603
0.6	1.259	12.008	5.400	17.408	18.668
0.7	1.075	10.252	4.611	14.863	15.938
0.8	0.785	7.488	3.368	10.855	11.641
0.9	0.415	3.957	1.780	5.737	6.152
1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Tabla 4: Deflexiones para puente de 40 metros

A continuación se grafica con estos valores la viga con 10 cortes:



Figura 9: Puente 40 metros en 10 cortes

Posteriormente se presenta la tabla de deflexiones para el puente de 60 metros:

DEAD LOAD DEFLECTIONS at 10th Points - Units: Inch  
=====

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

Point	Span: 1					
	(A)	(B)	(C)		(B+C)	(A+B+C)
	Other Steel Only	Composite Noncomp	DL	DL (no DW)	Total (No Steel)	Total (w/ steel)
0.0	0.000	0.000		0.000	0.000	0.000
0.1	1.029	5.256		3.026	8.281	9.311
0.2	1.947	9.945		5.725	15.670	17.618
0.3	2.666	13.617		7.839	21.456	24.122
0.4	3.123	15.949		9.181	25.130	28.253
0.5	3.280	16.747		9.641	26.389	29.668
0.6	3.123	15.949		9.181	25.130	28.253
0.7	2.666	13.617		7.839	21.456	24.122
0.8	1.947	9.945		5.725	15.670	17.618
0.9	1.029	5.256		3.026	8.281	9.311
1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	

**Tabla 5: Deflexiones para puente de 60 metros**

Se grafica con estos valores la viga con 10 cortes:



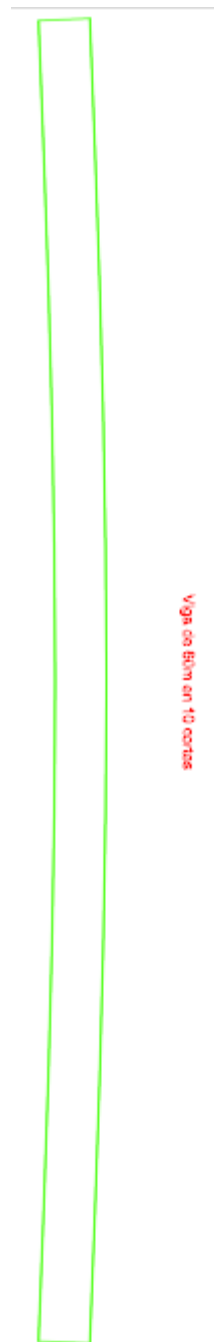


Figura 10: Puente 60 metros en 10 cortes

### **Gráficos con 2, 4, 6 y 8 cortes.**

Una vez graficada la viga con su contra-flecha dada en 10 puntos, se procede a graficar las mismas deflexiones pero con un menor número de puntos. Para el caso general se grafica la viga con 2, 4, 6 y 8 cortes. Esto puede disminuir dependiendo de la longitud del puente, debido a que el tamaño máximo de dovelas es como se menciono anteriormente de 12 metros.

Al graficar cada puente con su deflexión correspondiente, se analiza visualmente la viga. De esta manera se determina el mínimo número de segmentos que permiten que la viga tenga la rectitud requerida y sea visualmente continua. Para un análisis más detallado, se imprimen los gráficos en diferentes láminas y posteriormente se las compara de manera física.

Gráficos de 2, 4, 6 y 8 cortes, para el puente de 20 metros.

A continuación se presentan los gráficos del puente de 20 metros. Estos son graficado con 2, 4, 6 y 8 cortes, los cuales son posteriormente comparados visualmente.



Figura 11: Puente 20 metros en 2 cortes



Figura 12: Puente 20 metros en 4 cortes



Figura 13: Puente 20 metros en 6 cortes

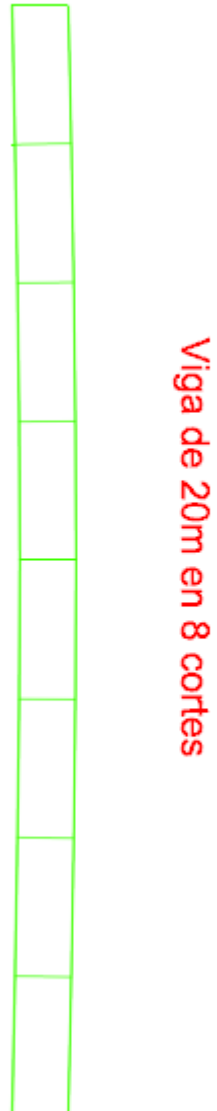


Figura 14: Puente 20 metros en 8 cortes

Se puede ver en los gráficos como al tener dos cortes, aunque se logre la rectitud requerida, la viga no se ve visualmente continua. En el caso de 4 corte se puede decir que ya se logra una continuidad visual en la viga, pero de todas maneras no se tienen una continuidad total. En el caso de 6 y 8 cortes se puede ver claramente como logrando la rectitud requerida, la viga se ve visualmente continua y uniforme.

Gráficos de 4, 6 y 8 cortes, para puente de 40 metros.

A continuación se presentan los gráficos del puente de 40 metros. Estos son graficado con 4, 6 y 8 cortes, los cuales son posteriormente comparados visualmente.



Figura 15: Puente 40 metros en 4 cortes





Figura 16: Puente 40 metros en 6 cortes

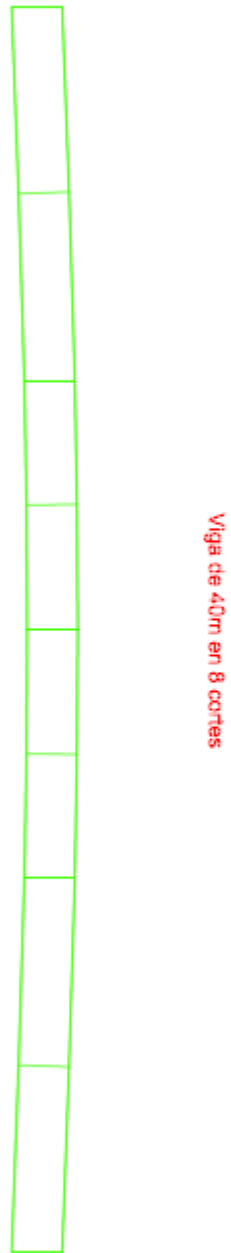


Figura 17: Puente 40 metros en 8 cortes

Para el puente de 40 metros el menor número de cortes que se tiene es 4. Se puede ver como con cuatro se logra que la viga sea visualmente continua, pero de igual manera con los cortes claramente visibles. Con 6 y 8 cortes una vez mas se logra la rectitud requerida y una uniformidad visual.

Gráficos de 5, 6 y 8 cortes, para puente de 60 metros.

A continuación se presentan los gráficos del puente de 20 metros. Estos son graficado con 5, 6 y 8 cortes, los cuales son posteriormente comparados visualmente.

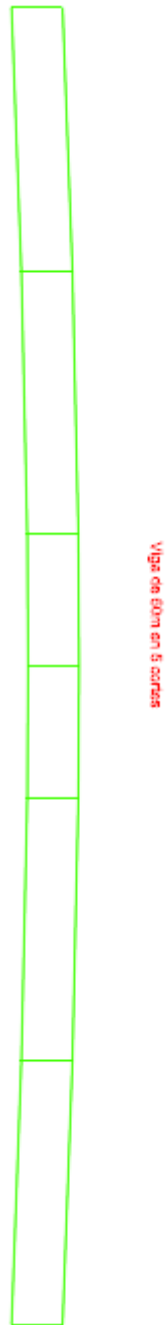


Figura 18: Puente 60 metros en 5 cortes



Figura 19: Puente 60 metros en 6 cortes

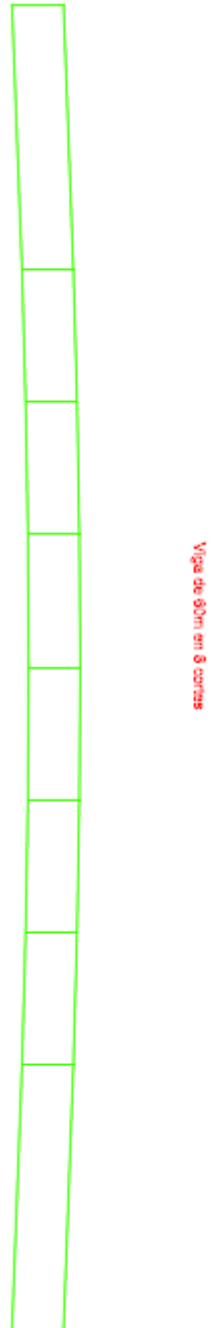


Figura 20: Puente 60 metros en 8 cortes

Para este caso se tiene que el menor número de cortes que se puede hacer es 5. Se nota claramente como se logra cumplir la rectitud requerida y una uniformidad visual tanto como para 5, 6 y 8 cortes. Se debe mencionar que cuando se tiene 5 cortes, uno de estos se encuentra en la mitad del puente y se debe dar la forma requerida a la dovela central.

## CONCLUSIONES

El presente trabajo de titulación se ha focalizado en los procedimientos para determinar el cámbel para vigas en puentes de acero. Los estudios realizados en puentes de varias longitudes muestran que para lograr una distribución uniforme del cámbel, se debe establecer un número de puntos razonable para los cortes en los segmentos de viga. En otras palabras, el número de cortes necesarios depende de la longitud del claro. Específicamente, en este estudio se ha llegado a concluir que:

- Para puentes con claros de 30m y menos, es necesario ubicar al menos 6 puntos de cámbel dentro de la viga.
- Para puentes con claros entre 30m y 60m, se debe ubicar al menos 4 puntos de cámbel.
- Para puentes de longitudes mayores a 60m, es suficiente con ubicar puntos de cámbel cada aproximadamente 12m.
- Con cada uno de los valores establecidos se logra obtener la rectitud y continuidad visual requerida.
- Al utilizar los valores establecidos para su respectiva longitud, se tiene un ahorro de tiempo y de recursos en el proyecto.
- En los puentes de 60m o más, la forma de corte en trapecios produce un ahorro máximo.



## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO. (2012). 3.8.1.2—Wind Pressure on Structures: WS. In A. A. officials, *ASHTOO LRFD Bridge Design Specifications* (pp. 99-102). Washington DC: American Association of State Highway and Transportation officials.
- AASHTO. (2012). 4.6.2.2—Beam-Slab Bridges. In A. A. officials, *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (pp. 262-272). Washington DC: American Association of State Highway and Transportation officials.
- AASHTO. (2012). 5.7.3.6.2 Deflection and Camber. In A. A. Officials, *ASHTOO LRFD Bridge Designs Specifications* (pp. 390-391). Washington DC: American Association of State Highway and Transportation Offic.
- AASHTO. (2012). 6.10.2—Cross-Section Proportion Limits. In A. A. SPECIFICATIONS, *ASHTOO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS* (pp. 733-735). Washington DC: American Association of State Highway and Trasportation Officials.
- AASHTO. (2012). *American Association of State Highway and Transportation Officials LRfd Bride Design Specifications*. Washington DC: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- AASHTO. (2012). Section 3: Loads and loads factors. In A. A. Officials, *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (pp. 59-66). Washignton DC: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- AISC. (2011). *Steel COnstruction Manual*. Chicago: Ingram.
- Alliance, N. S. (2015). LRFD Simon v10.2.0.0. Chicago, Illinois, Estados Unidos de Norte America.
- Andes Noticias. (2014, Septiembre 17). *Diez cosas que debe saber sobre el empleo y el nuevo codigo de trabajo en el Ecuador*. Retrieved Octubre 20, 2015, from <http://www.andes.info.ec/es/noticias/diez-cosas-debe-saber-sobre-empleo-nuevo-codigo-trabajo-ecuador.html>
- ASCE, & SEI. (2013). *Minimum Design Loads for Buildings and other Structures*. Phoenix: American society of civil engineers.
- Autodesk, Inc. (2012). AutoCad. San Rafel, California, Estados Unidos de Norte America.
- Diario El Universo. (24 de Noviembre de 2015). *Asamblea aprovo el presupuesto de \$29.835 millones para 2016*. Recuperado el 25 de Noviembre de 2015, de <http://www.eluniverso.com/noticias/2015/11/24/nota/5260278/asamblea-aprobo-presupuesto-29835-millones-2016>

McCormac, J., & Csermak, S. (2011). *Structural Steel Design*. New Jersey: Prentice Hall 5th edition.

Revista Semana. (2015, Mayo 23). *Por que se van las grandes multinacionales de Colombia*. Retrieved Noviembre 02, 2015, from <http://www.semana.com/economia/articulo/por-que-se-van-las-grandes-multinacionales-de-colombia/428733-3>

## ANEXO A: REPORTE DE LRFD SIMON PARA PUENTE DE 40 METROS



LRFD Simon

Version 10.2.0.0 2015-11-30 23:33

Vehicle library: NSBA\_Vehicle\_Data.txt  
 Program library: NSBA\_simon\_library\_data.txt  
 Agency library: NSBA\_library\_data.txt  
 Job Name: puente 60 metros  
 Project Name:  
 Description:

National Steel Bridge Alliance  
 American Institute of Steel Construction  
 One East Wacker Drive  
 Suite 700  
 Chicago, IL 60601

For assistance contact: The National Steel Bridge Alliance:  
 nsbasimon@steelbridges.org

NOTICE: SIMON Systems are copyrighted under the laws of the United States.  
 Use of SIMON Systems is permitted by AISC license agreement only.

LICENSEE: ID# U0360  
 Note: License expires on 2022-Aug-01 (in 2437 days).  
 National Steel Bridge Alliance - Perpetual  
 1 E Wacker Dr  
 Chicago IL 60601

### SECONDARY LEVEL INPUT PARAMETERS

=====

Maximum Performance Ratio for Redesign:	0.900
Minimum Performance Ratio for Constraint Messages:	0.500
Frequency of Cycles after which Results are Printed:	First and Last
Live Load Deflection Factor:	800
Distance from Interior Reaction to Stud:	1.000 Feet
Maximum Plate Thickness:	1.500 Inch
Number of Design Traffic Lanes:	2
Number of Girders:	3
Maximum Transverse Stiffener Spacing:	120.000 Inch
Box Girder Run?:	No
Minimum Flange Thickness:	0.700 Inch
Stud Shear Connectors:	Design
Maximum Acceptable Performance Ratio:	1.000
Modular Ratio, n:	8.000
Slab Compressive Strength:	4000.000 Psi
Reinforcement Yield Strength:	60.000 Ksi
Longitudinal Stiffener Yield Strength:	50.000 Ksi
Transverse and Bearing Stiffener Yield Strength:	50.000 Ksi

Concrete Type: Normal Weight  
 Steel Surface Condition: Weathering Steel  
 Connection Plate Type: Welded Connection Plates  
 Slab Meet 6.10.1.7 Criteria: Yes  
 Number of Spans: 1  
 Distance from Web Top to Slab Bottom: 1.500 Inch  
 Composite Uniform Dead Load (DC): 1600.000 Lb/Ft  
 Pedestrian Live Load (PL): 0.000 Lb/Ft  
 Utility Dead Load (DW): 0.000 Lb/Ft  
 Future Wearing Surface Load (DW): 137.000 Lb/Ft  
 Overburden Load (DW): 0.000 Lb/Ft  
 One Sided Transverse Stiffeners: Yes  
 Distance from Slab Bottom to C.G. of Rebars: 6.000 Inch  
 Run Option: LRFD Analysis  
 Analysis Vehicle Option: HL93/User Defined  
 Design Truck Option: Truck and lane  
 Skip Sanity Checks: Yes  
 Design Vehicle Dynamic Load Allowance: 1.330  
 Fatigue Vehicle Dynamic Load Allowance: 1.500  
 Average daily truck traffic, single lane: 2000  
 Bridge service life: 50.000 Years  
 User Input Moment Distribution Factor, single lane: 0.420 Axles  
 User Input Moment Distribution Factor, multi lane: 0.650 Axles  
 User Input Shear Distribution Factor, single lane: 1.000 Axles  
 User Input Shear Distribution Factor, multi lane: 1.000 Axles  
 Girder skew: 0.000 Degrees  
 Girder spacing: 0.000 Feet  
 Distance from web to curb, de: 0.000 Feet  
 Girder location: Interior  
 Web Optimization Run: No  
 Number of Variations Below: N/A  
 Number of Variations Above: N/A  
 Web Optimization Type: N/A  
 Depth increment: N/A

PRIMARY LEVEL INPUT INFORMATION for CYCLE: 1

INPUT DATA for SPAN 1

Span Length: 196.80 Feet  
 Hinge Location: None  
 Field Splice Location: None  
 Bottom Flange Frame Spacing (Equal Spacing): 19.68 Feet  
 Bottom Flange Frame Spacing (User Input): 19.68 Feet  
 Bracing status of Top Flange for DL1: Discretely Braced  
 Top Flange Frame Spacing (DL1, Equal Spc): 19.68 Feet  
 Top Flange Frame Spacing (DL1, User Input): 19.68 Feet  
 Bracing status of Top Flange for Final: Fully Braced  
 Construction Lateral Moment: 0.000 Kip-Ft  
 Non Composite Uniform Dead Load: 1600.000 Lb/Ft  
 Non Composite Partial Dead Load: None  
 Deck Pour Information: None

Type	Range To Feet	L Depth Inch	R Depth or Width Inch	Thickness Inch	Yield Stress Ksi	Rebar A Inch^2
Web Depth	39.37	90.550	90.550		50.0	
	78.74	90.550	90.550		50.0	
	118.11	90.550	90.550		50.0	
	157.48	90.550	90.550		50.0	
	196.80	90.550	90.550		50.0	
Top Flange	39.37		17.710	0.7800	50.0	Fu = 65.0 ksi
	78.74		17.710	0.7800	50.0	Fu = 65.0 ksi
	118.11		17.710	0.7800	50.0	Fu = 65.0 ksi
	157.48		17.710	0.7800	50.0	Fu = 65.0 ksi

	196.80		17.710	0.7800	50.0 Fu = 65.0 ksi
Bot Flange	39.37		21.650	0.9800	50.0 Fu = 65.0 ksi
	78.74		21.650	0.9800	50.0 Fu = 65.0 ksi
	118.11		21.650	0.9800	50.0 Fu = 65.0 ksi
	157.48		21.650	0.9800	50.0 Fu = 65.0 ksi
	196.80		21.650	0.9800	50.0 Fu = 65.0 ksi
Conc Slab	196.80		120.000	7.8000	Eff - 10.00
Web Thick	39.37			0.6300	Uses T.S. No L.S.
	78.74			0.6300	Uses T.S. No L.S.
	118.11			0.6300	Uses T.S. No L.S.
	157.48			0.6300	Uses T.S. No L.S.
	196.80			0.6300	Uses T.S. No L.S.
Web T.S.	39.37	Minimum spacing =	20.000		Reduce web? No
	78.74	Minimum spacing =	20.000		Reduce web? No
	118.11	Minimum spacing =	20.000		Reduce web? No
	157.48	Minimum spacing =	20.000		Reduce web? No
	196.80	Minimum spacing =	20.000		Reduce web? No

LIVE LOAD DISTRIBUTION FACTORS

=====

	Single	Multi
Effect	Lane	Lane
Moment	0.420	0.650
Shear	1.000	1.000

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

=====

DEAD LOAD MOMENTS at 10th Points - Units: Kip-Ft

=====

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

Span: 1

Point	Girder	Other DC1	Comp DL	Utility	FWS	Overburden
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.1	546.1	2788.6	2788.6	0.0	238.8	0.0
0.2	970.8	4957.5	4957.5	0.0	424.5	0.0
0.3	1274.2	6506.7	6506.7	0.0	557.1	0.0
0.4	1456.2	7436.2	7436.2	0.0	636.7	0.0
0.5	1516.9	7746.0	7746.0	0.0	663.3	0.0
0.6	1456.2	7436.2	7436.2	0.0	636.7	0.0
0.7	1274.2	6506.7	6506.7	0.0	557.1	0.0
0.8	970.8	4957.5	4957.5	0.0	424.5	0.0
0.9	546.1	2788.6	2788.6	0.0	238.8	0.0
1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

LIVE LOAD MOMENTS at 10th Points - Units: Kip-Ft

=====

Span: 1

	HL93		UDDV		ENVL		FATG
Point	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	1769.4	0.0	0.0	0.0	1769.4	0.0	600.6
0.0							
0.2	3132.7	0.0	0.0	0.0	3132.7	0.0	1052.5
0.0							
0.3	4089.9	0.0	0.0	0.0	4089.9	0.0	1369.8
0.0							
0.4	4660.3	0.0	0.0	0.0	4660.3	0.0	1548.5
0.0							
0.5	4834.3	0.0	0.0	0.0	4834.3	0.0	1578.4
0.0							

0.0	0.6	4660.3	0.0	0.0	0.0	4660.3	0.0	1548.5
0.0	0.7	4089.9	0.0	0.0	0.0	4089.9	0.0	1369.8
0.0	0.8	3132.7	0.0	0.0	0.0	3132.7	0.0	1052.5
0.0	0.9	1769.4	0.0	0.0	0.0	1769.4	0.0	600.6
0.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

DEAD LOAD REACTIONS (Negative = Uplift) - Units: Kips

=====

Support	Girder	Other DC1	Comp DL	Utility	FWS	Overburden
1	30.8	157.4	157.4	0.0	13.5	0.0
2	30.8	157.4	157.4	0.0	13.5	0.0

DEAD LOAD SHEARS at 10th Points - Units: Kips

=====

Span: 1

Point	Girder	Other DC1	Comp DL	Utility	FWS	Overburden
0.0	30.8	157.4	157.4	0.0	13.5	0.0
0.1	24.7	126.0	126.0	0.0	10.8	0.0
0.2	18.5	94.5	94.5	0.0	8.1	0.0
0.3	12.3	63.0	63.0	0.0	5.4	0.0
0.4	6.2	31.5	31.5	0.0	2.7	0.0
0.5	-0.0	-0.0	-0.0	0.0	-0.0	0.0
0.6	-6.2	-31.5	-31.5	0.0	-2.7	0.0
0.7	-12.3	-63.0	-63.0	0.0	-5.4	0.0
0.8	-18.5	-94.5	-94.5	0.0	-8.1	0.0
0.9	-24.7	-126.0	-126.0	0.0	-10.8	0.0
1.0	-30.8	-157.4	-157.4	0.0	-13.5	0.0

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 Truck	Minimum Truck	Maximum Lane	Minimum Lane
1	154.2	0.0	68.6	0.0	63.0	0.0
2	154.2	0.0	68.6	0.0	63.0	0.0

UDDV 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 Truck	Minimum Truck	Maximum Lane	Minimum Lane
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

ENVL 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 Truck	Minimum Truck	Maximum Lane	Minimum Lane
1	154.2	0.0	68.6	0.0	63.0	0.0
2	154.2	0.0	68.6	0.0	63.0	0.0

FATG 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 Truck	Minimum Truck	Maximum Lane	Minimum Lane
1	81.7	0.0	65.3	0.0	0.0	0.0
2	81.7	0.0	65.3	0.0	0.0	0.0

LIVE LOAD SHEARS at 10th Points - Units: Kips

=====

Span: 1

Point	HL93		UDDV		ENVL		FATG	
	Maximum	Minimum	Maximum	Minimum	Maximum	Minimum	Maximum	
Minimum								
0.0	154.2	0.0	0.0	0.0	154.2	0.0	81.7	
0.0								
0.1	132.7	-6.6	0.0	0.0	132.7	-6.6	72.7	
-4.3								
0.2	112.4	-17.1	0.0	0.0	112.4	-17.1	63.7	
-9.9								
0.3	93.3	-29.9	0.0	0.0	93.3	-29.9	54.7	-
18.7								
0.4	75.6	-43.8	0.0	0.0	75.6	-43.8	45.7	-
27.7								
0.5	59.1	-59.1	0.0	0.0	59.1	-59.1	36.7	-
36.7								
0.6	43.8	-75.6	0.0	0.0	43.8	-75.6	27.7	-
45.7								
0.7	29.9	-93.3	0.0	0.0	29.9	-93.3	18.7	-
54.7								
0.8	17.1	-112.4	0.0	0.0	17.1	-112.4	9.9	-
63.7								
0.9	6.6	-132.7	0.0	0.0	6.6	-132.7	4.3	-
72.7								
1.0	0.0	-154.2	0.0	0.0	0.0	-154.2	0.0	-
81.7								

DEAD LOAD DEFLECTIONS at 10th Points - Units: Inch

=====

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

Span: 1

Point	(A)	(B)	(C)	(B+C)	(A+B+C)
	Steel Only	Other Noncomp DL	Composite DL (no DW)	Total (No Steel)	Total (w/ steel)
0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.1	1.029	5.256	3.026	8.281	9.311
0.2	1.947	9.945	5.725	15.670	17.618
0.3	2.666	13.617	7.839	21.456	24.122
0.4	3.123	15.949	9.181	25.130	28.253
0.5	3.280	16.747	9.641	26.389	29.668
0.6	3.123	15.949	9.181	25.130	28.253
0.7	2.666	13.617	7.839	21.456	24.122
0.8	1.947	9.945	5.725	15.670	17.618
0.9	1.029	5.256	3.026	8.281	9.311
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 Inch	Location from Left End of Span Fraction	Deflection At Hinge Inch
1	2.436	0.500	

MAXIMUM LIVE LOAD DEFLECTION per Span

Live load = UDDV  
(Distribution Factor for Equal Girder Loading: 0.667 Axles)

Span	Max Deflection Inch	Location from Left End of Span Fraction	Deflection At Hinge Inch
1	0.000	0.500	

MAXIMUM LIVE LOAD DEFLECTION per Span

Live load = ENVL  
(Distribution Factor for Equal Girder Loading: 0.667 Axles)

Span	Max Deflection Inch	Location from Left End of Span Fraction	Deflection At Hinge Inch
1	2.436	0.500	

MAXIMUM LIVE LOAD DEFLECTION per Span

Live load = FATG  
(Distribution Factor for Equal Girder Loading: 0.667 Axles)

Span	Max Deflection Inch	Location from Left End of Span Fraction	Deflection At Hinge Inch
1	2.465	0.500	

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

Only behavior constraints above a performance ratio of 0.500 are listed.

Unless Noted, the 7th Edition (2014) of the AASHTO LRFD Specification is used.  
No Interims are evaluated.

AASHTO Year Article	Perf Ratio	Description
------------------------	---------------	-------------

SPAN 1

---SECTION at Span 1, -0.5 Percent (-1.00 Feet)-----[no plate change]

Unfactored Moments (Kip-Ft) -	DL1 (beam):	-30.99	DL1 (other):	-158.24
	DL2:	-158.24	DW:	-13.55
	+LL:	+0.00	-LL:	+0.00
	+ftg:	-34.49	-ftg:	+0.00
Unfactored Shears (Kips) -	DL1 (beam):	+31.11	DL1 (other):	+158.99
	DL2:	+158.99	DW:	+13.64
	+LL:	+155.32	-LL:	+0.00
	+ftg:	+82.16	-ftg:	+0.18

Property	Unit	Plate	Plate+nSlab	Plate+3nSlab	Plate+Rebar
Plate+nSlab	Plate+3nSlab				



(Strength LS)	(Strength LS)	(Other LS)	(Other LS)	(Other LS)	(Other LS)
Mom of Iner	Inch <sup>4</sup>	110965.	264487.	192757.	139729.
N/A	N/A				
YB	Inch	42.56	73.13	58.87	48.09
N/A	N/A				
S tTopFl	Inch <sup>3</sup>	-2230.47	-13793.04	-5764.98	-3160.04
N/A	N/A				
S bBotFl	Inch <sup>3</sup>	2607.24	3616.43	3274.04	2905.43
N/A	N/A				
S TopDeck	Inch <sup>3</sup>		-9549.85	-4594.28	N/A
N/A	N/A				
S CGrebar	Inch <sup>3</sup>				-2743.15
Long Stf, Kg	Inch <sup>4</sup>	3065204.			

## Factored Stresses (ksi) -

	DC	DW	Top	Bottom	Slab	Reinf	Flexure
	LF	LF	Flange	Flange			
Strength-I	1.25	1.50	+2.10	-1.99	+0.0343	+0.9542	Negative
Service-II	1.00	1.00	+1.38	-1.50	+0.0270	+0.4295	Negative
Construction	1.40	0.00	+1.43	-1.22	+0.0000	+0.0000	Negative
Const/DeckPr	Lateral		+0.00	+0.00	N/A	N/A	Negative

## Fatigue Stresses (ksi) -

	T o p F l a n g e				B o t t o m F l a n g e			
	DL	LL+	LL-	Range	DL	LL+	LL-	Range
Fatigue-I	+1.38	+0.05	0.00	+0.05	-1.50	-0.17	+0.00	+0.17
Fatigue-II	+1.38	+0.02	0.00	+0.02	-1.50	-0.09	+0.00	+0.09

## Legend:

DL = Total unfactored dead load stress  
LL+ = Factored positive live load stress  
LL- = Factored negative live load stress  
Range = Total factored live load stress range  
Negative stresses are compressive

## Detailed Information -

	Rh	Rb	Cb	Dc	My	Mu	Vu, max
				(in)	(kip-ft)	(kip-ft)	(kips)
Vu, min							
(kips)							
Strength-I (NEG)	1.000	0.983	1.000	47.1	12133.02	-454.67	728.64
323.05							
Service-II (NEG)	1.000	N/A	N/A	47.2	N/A	-361.03	N/A
N/A							
Fatigue-I (NEG)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	0.00	485.97*
363.01*							
Fatigue-I (POS)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	-51.73	485.97*
363.01*							
Fatigue-II (NEG)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	0.00	N/A
N/A							
Fatigue-II (POS)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	-25.87	N/A
N/A							
Construction (NEG)	1.000	N/A	1.000	41.6	12136.27	-264.92	266.14
171.09							

## Legend:

Rh = Hybrid factor  
Rb = Web load-shedding factor  
Cb = Moment gradient 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)

\* = This value includes unfactored permanent dead load shear

14	6.10.2.2-1	0.946	Top flange b/(2*t) <= 12.0
14	6.10.2.2-2	0.852	Top flange b >= D/6
14	6.10.2.2-3	0.888	Top flange t >= 1.1*tw
14	6.10.2.2-1	0.920	Bottom flange b/(2*t) <= 12.0
14	6.10.2.2-2	0.697	Bottom flange b >= D/6
14	6.10.2.2-3	0.707	Bottom flange t >= 1.1*tw

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

Unfactored Shears (Kips) -	DL1 (beam):	+30.80	DL1 (other):	+157.40
	DL2:	+157.40	DW:	+13.50
	+LL:	+154.20	-LL:	+0.00
	+ftg:	+81.70	-ftg:	+0.00

---SECTION at Span 1, 20.0 Percent (39.37 Feet)-----[left side checked]

Unfactored Moments (Kip-Ft) -	DL1 (beam):	+970.80	DL1 (other):	+4957.50
	DL2:	+4957.50	DW:	+424.50
	+LL:	+3132.70	-LL:	+0.00
	+ftg:	+1052.50	-ftg:	+0.00

Unfactored Shears (Kips) -	DL1 (beam):	+18.50	DL1 (other):	+94.50
	DL2:	+94.50	DW:	+8.10
	+LL:	+112.40	-LL:	-17.10
	+ftg:	+63.70	-ftg:	-9.90

Property	Unit	Plate	Plate+nSlab	Plate+3nSlab	Plate+Rebar
Plate+nSlab	Plate+3nSlab		(Other LS)	(Other LS)	
(Strength LS)	(Strength LS)				

Mom of Iner	Inch^4	110965.	264487.	192757.	139729.
264487.	192757.				
YB	Inch	42.56	73.13	58.87	48.09
73.13	58.87				
S tTopFl	Inch^3	-2230.47	-13793.04	-5764.98	-3160.04
-13793.04	-5764.98				
S bBotFl	Inch^3	2607.24	3616.43	3274.04	2905.43
3616.43	3274.04				
S TopDeck	Inch^3		-9549.85	-4594.28	N/A
-9549.85	-4594.28				
S CGrebar	Inch^3				-2743.15
Long Stf, Kg	Inch^4	3065204.			

Factored Stresses (ksi) -	DC	DW	Top	Bottom			
	LF	LF	Flange	Flange	Slab	Reinf	Flexure
Strength-I	1.25	1.50	-58.86	+77.34	-1.9345	-23.5243	Positive
Service-II	1.00	1.00	-46.64	+60.52	-1.4850	-18.2392	Positive
Construction	1.40	0.00	-44.65	+38.20	+0.0000	+0.0000	Positive
Const/DeckPr	Lateral		+0.00	+0.00	N/A	N/A	Positive

Fatigue Stresses (ksi) -	T o p F l a n g e				B o t t o m F l a n g e			
	DL	LL+	LL-	Range	DL	LL+	LL-	Range
Fatigue-I	-43.10	-1.37	0.00	+1.37	+47.01	+5.24	+0.00	+5.24
Fatigue-II	-43.10	-0.69	0.00	+0.69	+47.01	+2.62	+0.00	+2.62

Legend:  
 DL = Total unfactored dead load stress  
 LL+ = Factored positive live load stress  
 LL- = Factored negative live load stress  
 Range = Total factored live load stress range

Negative stresses are compressive

Detailed Information -

Vu, min	Rh	Rb	Cb	Dc	My	Mu	Vu, max
(kips)				(in)	(kip-ft)	(kip-ft)	(kips)
Strength-I (POS)	1.000	1.000	N/A	39.1	9540.05	19726.22	468.22
162.09							
Service-II (POS)	1.000	N/A	N/A	39.4	N/A	15382.81	N/A
N/A							
Fatigue-I (NEG)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	0.00	311.15*
200.75*							
Fatigue-I (POS)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	1578.75	311.15*
200.75*							
Fatigue-II (NEG)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	0.00	N/A
N/A							
Fatigue-II (POS)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	789.38	N/A
N/A							
Construction (POS)	1.000	N/A	1.110	49.0	11855.90	8299.62	158.20
101.70							

Legend:

- Rh = Hybrid factor
- Rb = Web load-shedding factor
- Cb = Moment gradient 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)
- \* = This value includes unfactored permanent dead load shear

14	6.10.3.2.1	1.149	Web bend-buckling (Constructibility)
14	6.10.3.2.1	0.987	Compression Flange Local Buckling (Constructibility)
14	6.10.3.2.1	0.966	Compression Flange Lateral Torsional Buckling (Constructibility)
14	6.10.3.2.2	0.764	Tension Flange Nominal Yielding (Constructibility)
14	6.10.4.2.2	0.982	Top Flange Service Limit State Permanent Deflections, Positive Flexure
14	6.10.4.2.2	1.274	Bottom Flange Service Limit State Permanent Deflections, Positive Flexure
14	6.10.7.1.2	0.973	Flexure - Compact, Composite, Positive Flexure
14	6.10.2.2-1	0.946	Top flange $b/(2*t) \leq 12.0$
14	6.10.2.2-2	0.852	Top flange $b \geq D/6$
14	6.10.2.2-3	0.888	Top flange $t \geq 1.1*tw$
14	6.10.2.2-1	0.920	Bottom flange $b/(2*t) \leq 12.0$
14	6.10.2.2-2	0.697	Bottom flange $b \geq D/6$
14	6.10.2.2-3	0.707	Bottom flange $t \geq 1.1*tw$

---SECTION at Span 1, 40.0 Percent (78.74 Feet)-----[left side checked]

Unfactored Moments (Kip-Ft) -	DL1 (beam):	+1456.20	DL1 (other):	+7436.20
	DL2:	+7436.20	DW:	+636.70
	+LL:	+4660.30	-LL:	+0.00
	+ftg:	+1548.50	-ftg:	+0.00

Unfactored Shears (Kips) -	DL1 (beam):	+6.20	DL1 (other):	+31.50
	DL2:	+31.50	DW:	+2.70
	+LL:	+75.60	-LL:	-43.80
	+ftg:	+45.70	-ftg:	-27.70

Property	Unit	Plate	Plate+nSlab	Plate+3nSlab	Plate+Rebar
Plate+nSlab	Plate+3nSlab		(Other LS)	(Other LS)	
(Strength LS)	(Strength LS)				

```

-----
-----
Mom of Iner  Inch^4      110965.      264487.      192757.      139729.
264487.      192757.
YB          Inch          42.56        73.13        58.87        48.09
73.13      58.87
S tTopFl    Inch^3      -2230.47     -13793.04    -5764.98     -3160.04
-13793.04   -5764.98
S bBotFl    Inch^3      2607.24      3616.43      3274.04      2905.43
3616.43     3274.04
S TopDeck   Inch^3      -9549.85     -4594.28     -4594.28     N/A
-9549.85    -4594.28
S CGrebar   Inch^3      -2743.15
S CGrebar   Inch^3      -2743.15
Long Stf, Kg Inch^4      3065204.
    
```

Factored Stresses (ksi) -

	DC	DW	Top	Bottom	Slab	Reinf	Flexure
	LF	LF	Flange	Flange			
Strength-I	1.25	1.50	-88.23	+115.79	-2.8910	-35.2065	Positive
Service-II	1.00	1.00	-69.92	+90.62	-2.2196	-27.2993	Positive
Construction	1.40	0.00	-66.98	+57.30	+0.0000	+0.0000	Positive
Const/DeckPr	Lateral		+0.00	+0.00	N/A	N/A	Positive

Fatigue Stresses (ksi) -

	T o p F l a n g e				B o t t o m F l a n g e			
	DL	LL+	LL-	Range	DL	LL+	LL-	Range
Fatigue-I	-64.65	-2.02	0.00	+2.02	+70.52	+7.71	+0.00	+7.71
Fatigue-II	-64.65	-1.01	0.00	+1.01	+70.52	+3.85	+0.00	+3.85

Legend:

- DL = Total unfactored dead load stress
- LL+ = Factored positive live load stress
- LL- = Factored negative live load stress
- Range = Total factored live load stress range
- Negative stresses are compressive

Detailed Information -

	Rh	Rb	Cb	Dc	My	Mu	Vu, max	
Vu, min				(in)	(kip-ft)	(kip-ft)	(kips)	
(kips)								
Strength-I (POS)	1.000	1.000	N/A	39.1	-14424.93	29521.32	222.85	-
12.62								
Service-II (POS)	1.000	N/A	N/A	39.4	N/A	23023.69	N/A	
N/A								
Fatigue-I (NEG)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	0.00	140.45*	
30.35*								
Fatigue-I (POS)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	2322.75	140.45*	
30.35*								
Fatigue-II (NEG)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	0.00	N/A	
N/A								
Fatigue-II (POS)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	1161.38	N/A	
N/A								
Construction (POS)	1.000	N/A	1.009	49.0	-7065.41	12449.36	52.78	
33.93								

Legend:

- Rh = Hybrid factor
- Rb = Web load-shedding factor
- Cb = Moment gradient 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)
- \* = This value includes unfactored permanent dead load shear

14	6.10.3.2.1	1.723	Web bend-buckling (Constructibility)
14	6.10.3.2.1	1.480	Compression Flange Local Buckling (Constructibility)
14	6.10.3.2.1	1.594	Compression Flange Lateral Torsional Buckling (Constructibility)
14	6.10.3.2.2	1.146	Tension Flange Nominal Yielding (Constructibility)
14	6.10.4.2.2	1.472	Top Flange Service Limit State Permanent Deflections, Positive Flexure
14	6.10.4.2.2	1.908	Bottom Flange Service Limit State Permanent Deflections, Positive Flexure
14	6.10.7.1.2	1.457	Flexure - Compact, Composite, Positive Flexure
14	6.10.2.2-1	0.946	Top flange $b/(2*t) \leq 12.0$
14	6.10.2.2-2	0.852	Top flange $b \geq D/6$
14	6.10.2.2-3	0.888	Top flange $t \geq 1.1*tw$
14	6.10.2.2-1	0.920	Bottom flange $b/(2*t) \leq 12.0$
14	6.10.2.2-2	0.697	Bottom flange $b \geq D/6$
14	6.10.2.2-3	0.707	Bottom flange $t \geq 1.1*tw$
14	6.6.1.2	0.605	Fatigue-I: Trans Stiff Weld near Bottom Flange - Cat C'
14	6.6.1.2	0.634	Fatigue-I: Conn Pl at Bot Flange (Welded) - Cat C'

---SECTION at Span 1, 50.0 Percent (98.40 Feet)-----[no plate change]

Unfactored Moments (Kip-Ft) -	DL1 (beam):	+1516.90	DL1 (other):	+7746.00
	DL2:	+7746.00	DW:	+663.30
	+LL:	+4834.30	-LL:	+0.00
	+ftg:	+1578.40	-ftg:	+0.00

Unfactored Shears (Kips) -	DL1 (beam):	0.00	DL1 (other):	0.00
	DL2:	0.00	DW:	+0.00
	+LL:	+59.10	-LL:	-59.10
	+ftg:	+36.70	-ftg:	-36.70

Property	Unit	Plate	Plate+nSlab	Plate+3nSlab	Plate+Rebar
Plate+nSlab	Plate+3nSlab		(Other LS)	(Other LS)	
(Strength LS)	(Strength LS)				
Mom of Iner	Inch^4	110965.	264487.	192757.	139729.
264487.	192757.				
YB	Inch	42.56	73.13	58.87	48.09
73.13	58.87				
S tTopFl	Inch^3	-2230.47	-13793.04	-5764.98	-3160.04
-13793.04	-5764.98				
S bBotFl	Inch^3	2607.24	3616.43	3274.04	2905.43
3616.43	3274.04				
S TopDeck	Inch^3		-9549.85	-4594.28	N/A
-9549.85	-4594.28				
S CGrebar	Inch^3				-2743.15
Long Stf, Kg	Inch^4	3065204.			

Factored Stresses (ksi) -	DC	DW	Top	Bottom	Slab	Reinf	Flexure
	LF	LF	Flange	Flange			
Strength-I	1.25	1.50	-91.88	+120.50	-3.0059	-36.6321	Positive
Service-II	1.00	1.00	-72.81	+94.31	-2.3080	-28.4060	Positive
Construction	1.40	0.00	-69.77	+59.69	+0.0000	+0.0000	Positive
Const/DeckPr	Lateral		+0.00	+0.00	N/A	N/A	Positive

Fatigue Stresses (ksi) -	T o p F l a n g e				B o t t o m F l a n g e			
	DL	LL+	LL-	Range	DL	LL+	LL-	Range
Fatigue-I	-67.34	-2.06	0.00	+2.06	+73.45	+7.86	+0.00	+7.86
Fatigue-II	-67.34	-1.03	0.00	+1.03	+73.45	+3.93	+0.00	+3.93

Legend:

DL = Total unfactored dead load stress  
 LL+ = Factored positive live load stress  
 LL- = Factored negative live load stress  
 Range = Total factored live load stress range  
 Negative stresses are compressive

## Detailed Information -

Vu, min	Rh	Rb	Cb	Dc	My	Mu	Vu, max	
(kips)				(in)	(kip-ft)	(kip-ft)	(kips)	
103.42	1.000	1.000	N/A	39.2	-17420.56	30716.10	103.42	-
N/A	1.000	N/A	N/A	39.4	N/A	23956.79	N/A	
55.05*	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	0.00	55.05*	-
55.05*	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	2367.60	55.05*	-
N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	0.00	N/A	
N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	1183.80	N/A	
0.00	1.000	N/A	1.009	49.0	-9754.30	12968.06	0.00	

## Legend:

Rh = Hybrid factor  
 Rb = Web load-shedding factor  
 Cb = Moment gradient 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)  
 \* = This value includes unfactored permanent dead load shear

14	6.10.3.2.1	1.795	Web bend-buckling (Constructibility)	
14	6.10.3.2.1	1.541	Compression Flange Local Buckling (Constructibility)	
14	6.10.3.2.1	1.660	Compression Flange Lateral Torsional Buckling (Constructibility)	
14	6.10.3.2.2	1.194	Tension Flange Nominal Yielding (Constructibility)	
14	6.10.4.2.2	1.533	Top Flange Service Limit State Permanent Deflections, Positive Flexure	
14	6.10.4.2.2	1.985	Bottom Flange Service Limit State Permanent Deflections, Positive Flexure	
14	6.10.7.1.2	1.516	Flexure - Compact, Composite, Positive Flexure	
14	6.10.2.2-1	0.946	Top flange $b/(2*t) \leq 12.0$	
14	6.10.2.2-2	0.852	Top flange $b \geq D/6$	
14	6.10.2.2-3	0.888	Top flange $t \geq 1.1*tw$	
14	6.10.2.2-1	0.920	Bottom flange $b/(2*t) \leq 12.0$	
14	6.10.2.2-2	0.697	Bottom flange $b \geq D/6$	
14	6.10.2.2-3	0.707	Bottom flange $t \geq 1.1*tw$	
14	6.6.1.2	0.617	Fatigue-I: Trans Stiff Weld near Bottom Flange - Cat C'	
14	6.6.1.2	0.646	Fatigue-I: Conn Pl at Bot Flange (Welded) - Cat C'	

---SECTION at Span 1, 60.0 Percent (118.11 Feet)-----[right side checked]

Unfactored Moments (Kip-Ft) -	DL1 (beam):	+1456.20	DL1 (other):	+7436.20
	DL2:	+7436.20	DW:	+636.70
	+LL:	+4660.30	-LL:	+0.00
	+ftg:	+1548.50	-ftg:	+0.00
Unfactored Shears (Kips) -	DL1 (beam):	-6.20	DL1 (other):	-31.50
	DL2:	-31.50	DW:	-2.70

+LL: +43.80 -LL: -75.60  
 +ftg: +27.70 -ftg: -45.70

Property	Unit	Plate	Plate+nSlab	Plate+3nSlab	Plate+Rebar
Plate+nSlab	Plate+3nSlab		(Other LS)	(Other LS)	
(Strength LS)	(Strength LS)				
Mom of Iner	Inch^4	110965.	264487.	192757.	139729.
264487.	192757.				
YB	Inch	42.56	73.13	58.87	48.09
73.13	58.87				
S tTopFl	Inch^3	-2230.47	-13793.04	-5764.98	-3160.04
-13793.04	-5764.98				
S bBotFl	Inch^3	2607.24	3616.43	3274.04	2905.43
3616.43	3274.04				
S TopDeck	Inch^3		-9549.85	-4594.28	N/A
-9549.85	-4594.28				
S CGrebar	Inch^3				-2743.15
Long Stf, Kg	Inch^4	3065204.			

Factored Stresses (ksi) -

	DC	DW	Top	Bottom	Slab	Reinf	Flexure
	LF	LF	Flange	Flange			
Strength-I	1.25	1.50	-88.23	+115.79	-2.8910	-35.2065	Positive
Service-II	1.00	1.00	-69.92	+90.62	-2.2196	-27.2993	Positive
Construction	1.40	0.00	-66.98	+57.30	+0.0000	+0.0000	Positive
Const/DeckPr	Lateral		+0.00	+0.00	N/A	N/A	Positive

Fatigue Stresses (ksi) -

	T o p F l a n g e				B o t t o m F l a n g e			
	DL	LL+	LL-	Range	DL	LL+	LL-	Range
Fatigue-I	-64.65	-2.02	0.00	+2.02	+70.52	+7.71	+0.00	+7.71
Fatigue-II	-64.65	-1.01	0.00	+1.01	+70.52	+3.85	+0.00	+3.85

Legend:

DL = Total unfactored dead load stress  
 LL+ = Factored positive live load stress  
 LL- = Factored negative live load stress  
 Range = Total factored live load stress range  
 Negative stresses are compressive

Detailed Information -

	Rh	Rb	Cb	Dc	My	Mu	Vu, max	
				(in)	(kip-ft)	(kip-ft)	(kips)	
Vu, min								
(kips)								
Strength-I (POS)	1.000	1.000	N/A	39.1	-14424.93	29521.32	12.62	-
222.85								
Service-II (POS)	1.000	N/A	N/A	39.4	N/A	23023.69	N/A	
N/A								
Fatigue-I (NEG)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	0.00	-30.35*	-
140.45*								
Fatigue-I (POS)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	2322.75	-30.35*	-
140.45*								
Fatigue-II (NEG)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	0.00	N/A	
N/A								
Fatigue-II (POS)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	1161.38	N/A	
N/A								
Construction (POS)	1.000	N/A	1.050	49.0	-7065.41	12449.36	-33.93	-
52.78								

Legend:

Rh = Hybrid factor  
 Rb = Web load-shedding factor

Cb = Moment gradient 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)  
 \* = This value includes unfactored permanent dead load shear

14	6.10.3.2.1	1.723	Web bend-buckling (Constructibility)
14	6.10.3.2.1	1.480	Compression Flange Local Buckling (Constructibility)
14	6.10.3.2.1	1.531	Compression Flange Lateral Torsional Buckling (Constructibility)
14	6.10.3.2.2	1.146	Tension Flange Nominal Yielding (Constructibility)
14	6.10.4.2.2	1.472	Top Flange Service Limit State Permanent Deflections, Positive Flexure
14	6.10.4.2.2	1.908	Bottom Flange Service Limit State Permanent Deflections, Positive Flexure
14	6.10.7.1.2	1.457	Flexure - Compact, Composite, Positive Flexure
14	6.10.2.2-1	0.946	Top flange $b/(2*t) \leq 12.0$
14	6.10.2.2-2	0.852	Top flange $b \geq D/6$
14	6.10.2.2-3	0.888	Top flange $t \geq 1.1*tw$
14	6.10.2.2-1	0.920	Bottom flange $b/(2*t) \leq 12.0$
14	6.10.2.2-2	0.697	Bottom flange $b \geq D/6$
14	6.10.2.2-3	0.707	Bottom flange $t \geq 1.1*tw$
14	6.6.1.2	0.605	Fatigue-I: Trans Stiff Weld near Bottom Flange - Cat C'
14	6.6.1.2	0.634	Fatigue-I: Conn Pl at Bot Flange (Welded) - Cat C'

---SECTION at Span 1, 80.0 Percent (157.48 Feet)-----[right side checked]

Unfactored Moments (Kip-Ft) -	DL1 (beam):	+970.80	DL1 (other):	+4957.50
	DL2:	+4957.50	DW:	+424.50
	+LL:	+3132.70	-LL:	+0.00
	+ftg:	+1052.50	-ftg:	+0.00

Unfactored Shears (Kips) -	DL1 (beam):	-18.50	DL1 (other):	-94.50
	DL2:	-94.50	DW:	-8.10
	+LL:	+17.10	-LL:	-112.40
	+ftg:	+9.90	-ftg:	-63.70

Property	Unit	Plate	Plate+nSlab	Plate+3nSlab	Plate+Rebar
Plate+nSlab	Plate+3nSlab		(Other LS)	(Other LS)	
(Strength LS)	(Strength LS)				
Mom of Iner	Inch^4	110965.	264487.	192757.	139729.
264487.	192757.				
YB	Inch	42.56	73.13	58.87	48.09
73.13	58.87				
S tTopFl	Inch^3	-2230.47	-13793.04	-5764.98	-3160.04
-13793.04	-5764.98				
S bBotFl	Inch^3	2607.24	3616.43	3274.04	2905.43
3616.43	3274.04				
S TopDeck	Inch^3		-9549.85	-4594.28	N/A
-9549.85	-4594.28				
S CGrebar	Inch^3				-2743.15
Long Stf, Kg	Inch^4	3065204.			

Factored Stresses (ksi) -	DC	DW	Top	Bottom	Slab	Reinf	Flexure
	LF	LF	Flange	Flange			
Strength-I	1.25	1.50	-58.86	+77.34	-1.9345	-23.5243	Positive
Service-II	1.00	1.00	-46.64	+60.52	-1.4850	-18.2392	Positive
Construction	1.40	0.00	-44.65	+38.20	+0.0000	+0.0000	Positive
Const/DeckPr	Lateral		+0.00	+0.00	N/A	N/A	Positive



Fatigue Stresses (ksi) -

	T o p F l a n g e				B o t t o m F l a n g e			
	DL	LL+	LL-	Range	DL	LL+	LL-	Range
Fatigue-I	-43.10	-1.37	0.00	+1.37	+47.01	+5.24	+0.00	+5.24
Fatigue-II	-43.10	-0.69	0.00	+0.69	+47.01	+2.62	+0.00	+2.62

Legend:

- DL = Total unfactored dead load stress
- LL+ = Factored positive live load stress
- LL- = Factored negative live load stress
- Range = Total factored live load stress range
- Negative stresses are compressive

Detailed Information -

	Rh	Rb	Cb	Dc	My	Mu	Vu, max	
Vu, min				(in)	(kip-ft)	(kip-ft)	(kips)	
(kips)								
Strength-I (POS)	1.000	1.000	N/A	39.1	9540.05	19726.22	-162.09	-
468.22								
Service-II (POS)	1.000	N/A	N/A	39.4	N/A	15382.81	N/A	
N/A								
Fatigue-I (NEG)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	0.00	-200.75*	-
311.15*								
Fatigue-I (POS)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	1578.75	-200.75*	-
311.15*								
Fatigue-II (NEG)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	0.00	N/A	
N/A								
Fatigue-II (POS)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	789.38	N/A	
N/A								
Construction (POS)	1.000	N/A	1.232	49.0	11855.90	8299.62	-101.70	-
158.20								

Legend:

- Rh = Hybrid factor
- Rb = Web load-shedding factor
- Cb = Moment gradient 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)
- \* = This value includes unfactored permanent dead load shear

14	6.10.3.2.1	1.149	Web bend-buckling (Constructibility)
14	6.10.3.2.1	0.987	Compression Flange Local Buckling (Constructibility)
14	6.10.3.2.1	0.893	Compression Flange Lateral Torsional Buckling (Constructibility)
14	6.10.3.2.2	0.764	Tension Flange Nominal Yielding (Constructibility)
14	6.10.4.2.2	0.982	Top Flange Service Limit State Permanent Deflections, Positive Flexure
14	6.10.4.2.2	1.274	Bottom Flange Service Limit State Permanent Deflections, Positive Flexure
14	6.10.7.1.2	0.973	Flexure - Compact, Composite, Positive Flexure
14	6.10.2.2-1	0.946	Top flange $b/(2*t) \leq 12.0$
14	6.10.2.2-2	0.852	Top flange $b \geq D/6$
14	6.10.2.2-3	0.888	Top flange $t \geq 1.1*tw$
14	6.10.2.2-1	0.920	Bottom flange $b/(2*t) \leq 12.0$
14	6.10.2.2-2	0.697	Bottom flange $b \geq D/6$
14	6.10.2.2-3	0.707	Bottom flange $t \geq 1.1*tw$

---SECTION at Span 1, 99.5 Percent (195.80 Feet)-----[no plate change]

Unfactored Moments (Kip-Ft) -	DL1 (beam):	+30.68	DL1 (other):	+156.64
	DL2:	+156.64	DW:	+13.41
	+LL:	+99.70	-LL:	+0.00



## Legend:

Rh = Hybrid factor

Rb = Web load-shedding factor

Cb = Moment gradient 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)

\* = This value includes unfactored permanent dead load shear

14	6.10.2.2-1	0.946	Top flange $b/(2*t) \leq 12.0$
14	6.10.2.2-2	0.852	Top flange $b \geq D/6$
14	6.10.2.2-3	0.888	Top flange $t \geq 1.1*t_w$
14	6.10.2.2-1	0.920	Bottom flange $b/(2*t) \leq 12.0$
14	6.10.2.2-2	0.697	Bottom flange $b \geq D/6$
14	6.10.2.2-3	0.707	Bottom flange $t \geq 1.1*t_w$