



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL TABLERO DE  
UN PUENTE DE TRABES PRESFORZADAS DURANTE SU  
CONSTRUCCIÓN Y EN SERVICIO

T E S I N A

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:  
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS

P R E S E N T A :

ING. EDUARDO DANIEL ZUÑIGA TREJO

DIRECTOR DE TESINA:  
DR. ROBERTO GÓMEZ MARTÍNEZ

MÉXICO, D.F. MAYO 2015



# ÍNDICE

|   |           |
|---|-----------|
| <b>Capítulo 1.- Introducción.....</b>   | <b>1</b>  |
| 1.1.- Objetivo.....   | 1         |
| 1.2.- Alcances.....   | 2         |
| 1.3.- Antecedentes.....   | 2         |
| 1.4.- Concreto Presforzado.....   | 3         |
| <br>  |           |
| <b>Capítulo 2.- Criterios de diseño.....</b>  | <b>6</b>  |
| 2.1.- Diseño por esfuerzos permisibles (ASD) y Diseño por factores de carga y resistencia (LRFD)..... | 6         |
| 2.2.- Diseño por factor de carga (LFD).....   | 8         |
| <br>  |           |
| <b>Capítulo 3.- Cargas.....</b>   | <b>9</b>  |
| 3.1.- Cargas muertas.....   | 9         |
| 3.2.- Cargas vivas vehiculares.....   | 9         |
| 3.3.- Cargas debidas al impacto.....  | 10        |
| <br>  |           |
| <b>Capítulo 4.- Análisis de la superestructura.....</b>   | <b>11</b> |
| 4.1.- Resumen de las propiedades geométricas.....   | 13        |
| 4.2.- Bajada de cargas.....   | 14        |
| 4.3.- Elementos mecánicos por carga muerta.....   | 14        |
| 4.4.- Análisis transversal de la carga viva vehicular.....  | 15        |
| 4.5.- Análisis longitudinal de la carga viva vehicular.....   | 19        |

|  |    |
|--|----|
| <b>Capítulo 5.- Presfuerzo</b> .....                                   | 27 |
| 5.1.- Pérdidas.....  | 28 |
| 5.2.- Pérdidas inmediatas.....   | 29 |
| 5.3.- Pérdidas dependientes del tiempo o diferidas.....                | 34 |
| <br>   |    |
| <b>Capítulo 6.- Revisión de resistencias</b> .....                     | 40 |
| 6.1.- Revisión por capacidad a la flexión última.....                  | 40 |
| 6.2.- Revisión por cortante.....                                       | 41 |
| <br>   |    |
| <b>Capítulo 7.- Enductado de torones</b> .....                         | 51 |
| 7.1.- Revisión de las secciones de enductado.....                      | 52 |
| <br>   |    |
| <b>Capítulo 8.- Cálculo de Deformaciones al centro del claro</b> ..... | 59 |
| <b>Conclusiones</b> .....  | 60 |
| <br>   |    |
| <b>Bibliografía</b> .....  | 61 |

## 1.- INTRODUCCIÓN

El concreto es un material formado por cemento, arena, grava u otro agregado, y agua, que al mezclarse el cemento y el agua actúan químicamente uniendo las partículas de agregados y conformar una masa sólida. Existen varias ventajas del uso del concreto por ejemplo su alta resistencia al fuego como al clima, a la compresión lo que hace ideal para elementos sometidos a carga axial como columnas y marcos. Asimismo el concreto tiene baja resistencia a la tensión comparada con la de compresión.

Para solucionar el problema que representa los esfuerzos de tensión bajos en el concreto se consideró buena idea utilizar acero debido a su alta resistencia a la tensión en las zonas donde el concreto limitaría la capacidad del elemento. A la combinación del acero y el concreto se le conoce como concreto reforzado que presenta muchas ventajas algunas de ellas son su alta resistencia al fuego, al clima y a la compresión del concreto y la mayor ductilidad, tenacidad y alta resistencia a la tensión del acero.

Se ha encontrado una manera de combinar aceros y concretos de alta resistencia lo que permite la reducción de sus secciones transversales a lo que conocemos con el nombre de concreto presforzado. El concreto presforzado es aquel al que se le someten esfuerzos de compresión para mejorar el comportamiento del concreto en las zonas donde tiene esfuerzos de tensión bajos provocados por las cargas aplicadas incluyendo el peso propio del elemento. Para introducir estos esfuerzos en el concreto se utiliza acero de presfuerzo mediante cordones, barras o alambres, sometiéndolo a altas tensiones antes de colocar el concreto, y la fuerza de presfuerzo se transmite al concreto principalmente por medio de la adherencia. El presfuerzo reduce significativamente las grietas de flexión y las deflexiones para cargas normales, permitiendo así la utilización efectiva de materiales de alta resistencia.

### 1.1.-Objetivo

El presente trabajo se desarrolla con la finalidad de mostrar el análisis y diseño estructural de la superestructura de un puente carretero, en la etapa de servicio así como también en sus diferentes etapas constructivas, conformado a base de traveses de concreto presforzado tipo IV AASHTO, teniendo una particularidad; para llevar a cabo la colocación de las traveses se hizo apoyar una grúa sobre la superestructura del tramo anterior del puente.

## 1.2.-Alcances

El alcance será mostrar el proceso de análisis y diseño de la superestructura del puente con un claro de 29.63 metros en etapa de construcción y en servicio, el cual cuenta con 3 carriles de circulación, utilizando para el análisis por carga viva vehicular el camión IMT 66.5 (Ton).

## 1.3.- Antecedentes

Indudablemente observamos avances notorios en el desarrollo tecnológico y en las comunicaciones que nos sorprenden en el día a día en diversos países, incluido México, esto genera cambios en todos los aspectos de la vida humana, siendo uno de ellos la Ingeniería Civil.

Estos cambios en el desarrollo tecnológico y en las comunicaciones, específicamente en el área de carreteras y puentes, han generado un importante avance en el análisis y diseño de puentes aquí en México, utilizando diferentes materiales como acero, concreto y concreto presforzado, siendo este último del que hablaremos más a detalle.

Se reconoce que el concepto del presfuerzo fue desarrollado de manera notable por Eugene Freyssinet quien entre 1926 y 1928, en Francia, propuso superar las pérdidas del esfuerzo en el acero mediante el empleo de aceros de alta resistencia y ductilidad, y en 1940 introduce el sistema Freyssinet que emplea una cuña de forma cónica que anclaba 12 alambres.

Después de la Segunda Guerra Mundial, el desarrollo del presfuerzo y la prefabricación tuvieron mayor auge debido principalmente a la necesidad de reconstruir muchos puentes destruidos en el desarrollo de la guerra. Es en este escenario que G. Magnel, en Bélgica, Y. Guyon, en Francia, desarrollaron y emplearon de manera importante el concepto del presfuerzo para la reconstrucción de varios puentes en Europa. Otros aportes importantes fueron los correspondientes a P.W. Abeles, en Inglaterra, quien introdujo y desarrollo el concepto del presfuerzo parcial; F. Leonhart, en Alemania; V. Mikhailov, en Rusia, y T. Y. Lin, en los Estados Unidos. Actualmente, el concreto presforzado se emplea no solo en puentes sino en edificios, torres de televisión e innumerables aplicaciones.

En México, el concepto de presforzado se empleó en 1951 cuando se construye en Monterrey el puente Zaragoza, el cual tiene 5 tramos de 34 m cada uno habilitado para la circulación a través del río Santa Catarina. Otros ejemplos de los primeros empleos del presforzado en nuestro país es la construcción en 1958 del puente Tuxpan

(carretera México-Tuxpan) con una longitud de 425 m y, posteriormente, en 1962, el puente Coatzacoalcos de longitud 996 m.

#### 1.4.- Concreto presforzado

El presfuerzo significa la creación intencional de esfuerzos permanentes en una estructura o conjunto de piezas, con el propósito de mejorar su comportamiento y resistencia bajo condiciones de servicio y de resistencia. Los principios y técnicas del presforzado se han aplicado a estructuras de muchos tipos y materiales, la aplicación más común ha tenido lugar en el diseño del concreto estructural.

#### Métodos del presforzado

En el concreto presforzado existen dos categorías: pretensado y postensado. Los miembros del concreto pretensado se producen tensando los alambres entre anclajes externos antes de vaciar el concreto y al endurecerse el concreto fresco, se adhiere al acero. Cuando el concreto alcanza la resistencia requerida, se retira la fuerza presforzante aplicada por gatos, y esa misma fuerza es transmitida por adherencia, del acero al concreto.

#### Características:

1. Pieza prefabricada
2. El presfuerzo se aplica antes que las cargas
3. El anclaje se da por adherencia
4. La acción del presfuerzo es interna
5. El acero tiene trayectorias rectas
6. Las piezas son generalmente simplemente apoyadas (elemento isostático)

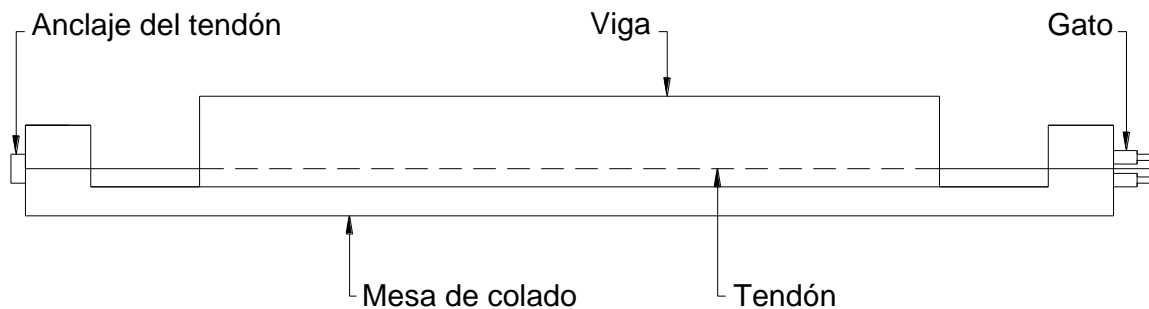


Fig. 1 Estructura pretensada

En el caso de los miembros de concreto postensado, se esfuerzan los alambres después de que se ha endurecido el concreto y de que se haya alcanzado suficiente resistencia, aplicando la acción de los gatos contra el miembro de concreto mismo.

Características:

1. Piezas prefabricadas o coladas en sitio.
2. Se aplica el presfuerzo después del colado.
3. El anclaje requiere de dispositivos mecánicos.
4. La acción del presfuerzo es externa.
5. La trayectoria de los cables puede ser recta o curva.
6. La pieza permite continuidad en los apoyos (elemento hiperestático).

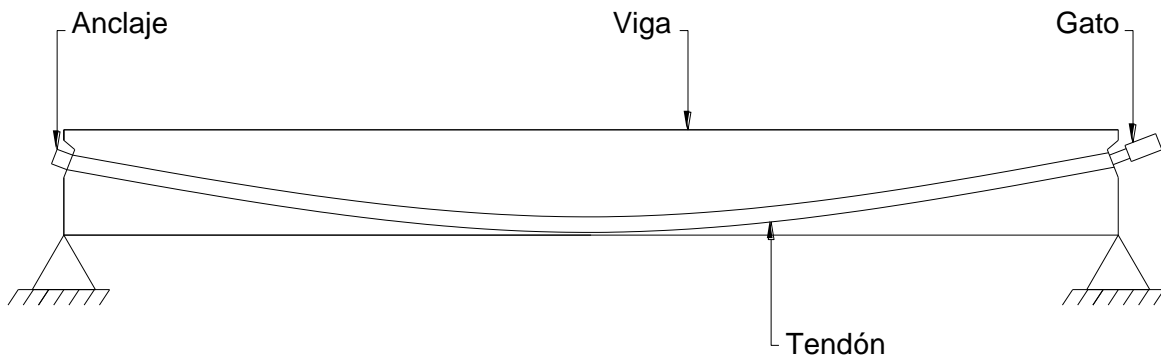


Fig. 2 Estructura postensada

Ventajas del concreto presforzado

-Resistentes al deterioro por los fenómenos meteorológicos extremos, ataques químicos, incendios y daños accidentales por lo que ofrecen un rendimiento fiable a largo plazo.

-Pueden ser diseñados y fabricados para cualquier aplicación, que van en tamaño de puentes de claros cortos a algunos de mayor longitud.

-Los puentes de concreto presforzado no se dañan fácilmente por el fuego y tienen alta resistencia a la corrosión.

-Las unidades prefabricadas se pueden entregar en el lugar de trabajo y se instalan en el momento que se necesitan en cualquier clima.

-Control del agrietamiento y la deflexión antes cargas de servicio

-Elementos ligeros y de menores dimensiones transversales.

### Desventajas

-El costo de los materiales de alta resistencia que se utiliza es superior a los empleados de menor resistencia.

-El presfuerzo es antieconómico para claros cortos y cargas ligeras.

-Los costos adicionales de transporte y debidos al uso de equipos de presfuerzo y su instalación.

-Requiere de un proceso constructivo más cuidadoso.

### Materiales

En la construcción de elementos de concreto presforzado se utilizan materiales de alta resistencia debido a que si se empleará acero de refuerzo ordinario para aplicar la fuerza de presfuerzo, en vez de acero usual, las pérdidas en la fuerza de presfuerzo serían de tal magnitud que podrían llegar a anularlo. Por lo que se tiene que utilizar un acero de presfuerzo que va a provocar momentos y esfuerzos que contrarresten a los causados por las cargas. Existen tres formas comunes de emplear el acero de presfuerzo: alambres, varillas de acero de aleación y torones, más adelante hablaremos más a detalle de este último.

El torón se usa casi siempre en miembros pretensados, y a menudo se usa también en construcción postensada. El torón es fabricado con siete alambres, 6 firmemente torcidos alrededor de un séptimo de diámetro ligeramente mayor. El paso de la espiral de torcido es de 12 a 16 veces el diámetro nominal del cable, teniendo una resistencia a la ruptura garantizada de  $17\,590 \text{ kg/cm}^2$  conocido como grado 250K. Se ha estado produciendo un acero más resistente conocido como 270 K, con una resistencia mínima a la ruptura de  $270,000 \text{ lb/pulg}^2$  ( $18,990 \text{ kg/cm}^2$ )

Para los torones se usa el mismo tipo de alambres relevados de esfuerzo y estirados en frío que los que se usan para los alambres individuales de presfuerzo. Sin embargo, las propiedades mecánicas se evidencian ligeramente diferentes debido a la tendencia de los alambres torcidos a enderezarse cuando se les sujeta a tensión, debido a que el eje de los alambres no coincide con la dirección de la tensión. Al torón se le releva de esfuerzos mediante tratamiento térmico después del trenzado. Los torones de bajo relajamiento se pueden conseguir mediante pedido especial.



Los torones pueden obtenerse entre un rango de tamaños que va desde 0.25 pulgadas hasta 0.6 pulgadas de diámetro.



Fig. 3 Torón de acero para concreto presforzado

Con el concreto de alta resistencia se obtienen elementos más esbeltos y con mayor módulo de elasticidad, reduciendo la deflexión del elemento. Adicionalmente se tiene una disminución de grietas de flexión y de tensión porque con el concreto de alta resistencia a compresión también se tiene una mayor resistencia a tensión. Los valores comunes de la resistencia a compresión  $f'_c$  del concreto oscilan entre 350 y 500  $\text{kg}/\text{cm}^2$ , siendo el valor estándar 350  $\text{kg}/\text{cm}^2$ . La calidad y resistencia hace posible el empleo de secciones de menores dimensiones, lo que generalmente conlleva a costos menores.

## 2.- Criterios de diseño

2.1.- Diseño por esfuerzos permisibles (ASD) y Diseño por factores de carga y resistencia (LRFD)

El diseño, análisis y construcción de puentes está regulado por un conjunto de normas técnicas que especifican los lineamientos y las recomendaciones por seguir en su diseño. Tales reglamentos o normas se han basado en dos criterios de diseño, denominados ASD (Allowable Stress Design), diseño por esfuerzos permisibles y LRFD (Load and Resistance Factor Design), diseño por factores de carga y resistencia; por sus siglas en inglés.

Una de las diferencias entre ambos métodos es el hecho de que bajo el ASD se comparan esfuerzos, mientras en el LRFD se revisan fuerzas; los factores de carga y resistencia utilizados en LRFD reflejan el grado de incertidumbre de las diferentes cargas, de sus combinaciones y de la exactitud del tipo de resistencia pronosticada; en cambio el método ASD utiliza un factor único de seguridad aplicado a la resistencia nominal, y debido a la gran variabilidad de las cargas no resulta posible mediante este

método obtener una confiabilidad uniforme para toda la estructura. Con ambos criterios, la resistencia nominal de cada elemento analizado es modificada por el factor establecido por cada método, para compararla posteriormente con su resistencia admisible o de diseño. Estos criterios aparecen en las siguientes ecuaciones:

Método LRFD

$$R_u \leq \phi R_n$$

donde:

$R_u$  = Resistencia requerida (LRFD)

$R_n$  = Resistencia nominal

$\phi$  = Factor de resistencia

$\phi R_n$  = Resistencia de diseño

Método ASD

$$R_a \leq \frac{R_n}{\Omega}$$

donde:

$R_a$  = Resistencia requerida (ASD)

$R_n$  = Resistencia nominal

$\Omega$  = Factor de resistencia

$R_n / \Omega$  = Resistencia admisible

Por otro lado, la diferencia principal entre ambos métodos consiste en el rango de comportamiento en que trabaja cada uno, en ASD en el rango elástico lineal, mientras para LRFD el rango inelástico. Las especificaciones LRFD consideran la variabilidad de las cargas a través de factores de carga, definidos para distintos estados límites de servicio y resistencia; mientras la influencia de la incertidumbre en las características de los materiales constructivos es incluida por medio de factores de resistencia. En cambio, las especificaciones ASD combinan ambos valores en un solo factor de seguridad.

A través de los factores separados para carga y resistencia, el método LRFD busca diseños más consistentes con las probabilidades asociadas a ambas características; al asignar niveles de seguridad uniformes. De este modo, cuando las estructuras tienen cargas altamente predecibles el factor de seguridad generado por el criterio LRFD es más bajo que el del ASD ( $\Omega$ ). En cambio, si la estructura es sujeta a cargas altamente variables, el factor resultante del LRFD es mayor que el del ASD. Es decir, para

estructuras con cargas muy predecibles el criterio ASD resulta conservador; mientras para estructuras con cargas muy variables produce miembros más esbeltos que el LRFD.

Hoy, la gran mayoría de reglamentos de diseño de puentes y otras estructuras están basados en el criterio LRFD; sin embargo, el criterio ASD alcanzó una gran popularidad, al grado que actualmente sigue siendo usado para el diseño de determinadas estructuras en algunos países. Los actuales reglamentos de diseño de puentes ya están basados en el criterio LRFD.

## 2.2.- Diseño por factor de carga (LFD)

Se trata de un procedimiento probabilista, que considera aleatorias las diversas magnitudes que sirven de partida para el cálculo, por lo que se admite que los valores con que se maneja tienen una determinada probabilidad de ser o no alcanzados en la realidad.

En este procedimiento se determina la resistencia que debe ser mayor que la suma de las acciones internas máximas factoradas, para el evento de diseño con cargas factoradas, generalmente la estructura ya se encuentra más allá del rango elástico, en consecuencia, para aplicar correctamente LFD, el cálculo de esfuerzos internos debe ser realizado considerando el comportamiento inelástico de la estructura; sin embargo, para facilitar el proceso de diseño, AASHTO simplifica el procedimiento y permite aplicar el método LFD utilizando el cálculo elástico de esfuerzos y deformaciones.

En el Diseño para factor de carga, en el diseño por el método LFD se debe cumplir:

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n$$

donde:

$R_n$  = Resistencia nominal

$\gamma_i$  = Factor de carga

$\phi$  = Factor de reducción de resistencia

$Q_i$  = Fuerza interna en el elemento por efecto de la carga

Para llevar a cabo el análisis de la superestructura utilizaremos las especificaciones AASTHO 2002, que emplean el criterio de Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD).

### 3.- Cargas

Se deben considerar todas las cargas que se espera que sean aplicables al puente durante su vida de servicio. Tales cargas se pueden dividir en tres categorías: cargas permanentes, eventuales y variables. Las cargas permanentes permanecen en el puente durante un período prolongado, por lo general para todo el servicio de vida. Tales cargas incluyen el peso propio de las vigas y el tablero, la superficie de rodamiento, empuje de tierras y empujes hidrostáticos. Las cargas eventuales suelen incluir cargas debidos al agua y el viento, los témpanos de hielo, colisiones con barcos, contracción por fraguado, flujo plástico y los terremotos. Adicionalmente, todos los puentes experimentan fluctuaciones de temperatura y tales efectos deben ser considerados. Las cargas variables, como su nombre lo indica, cambian con el tiempo y pueden ser aplicados desde varias direcciones y/o ubicaciones. Por lo general, este tipo de cargas tienen una variación importante durante la vida de la estructura y son las cargas vivas, el impacto y la fuerza centrífuga.

Las cargas analizadas en la superestructura del puente para este trabajo son cargas permanentes debidas a las cargas muertas y cargas variables provocadas por la carga viva vehicular y el impacto dinámico.

#### 3.1.- Cargas muertas

La carga muerta está constituida por el peso de la estructura ya terminada, incluyendo la carpeta, banquetas, vías, tuberías, conductos, cables y demás instalaciones para servicios públicos.

Cuando al construir el puente, se coloque sobre la carpeta una capa adicional para desgaste o cuando se piense ponerla en el futuro, debe tomarse en cuenta al calcular la carga muerta.

#### 3.2.- Cargas vivas vehiculares

Las cargas vivas son las debidas al peso de las cargas móviles aplicadas que corresponden a camiones, autobuses, automóviles, equipos para construcción y trabajos agrícolas, ciclistas, peatones, ganado y, en pasos inferiores de ferrocarril (PIF), al tren. En casos especiales, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes podrá ordenar que la estructura se diseñe para cargas vivas diferentes a las mencionadas, por ejemplo, para los casos de puentes ubicados en los accesos a instalaciones militares o industriales. La carga viva vehicular aplicada para el análisis en la superestructura es el IMT de 66.5 toneladas para un claro menor de 30 metros, mostrando a continuación las cargas y las distancias entre ellas.

En la siguiente figura se muestra el tren de cargas del camión IMT 66.5 utilizado en el análisis de la superestructura:

$$P1 = 49 \text{ kN (5 Ton)}$$

$$P2 = 235 \text{ kN (24 Ton)}$$

$$P3 = 368 \text{ kN (37.5 Ton)}$$

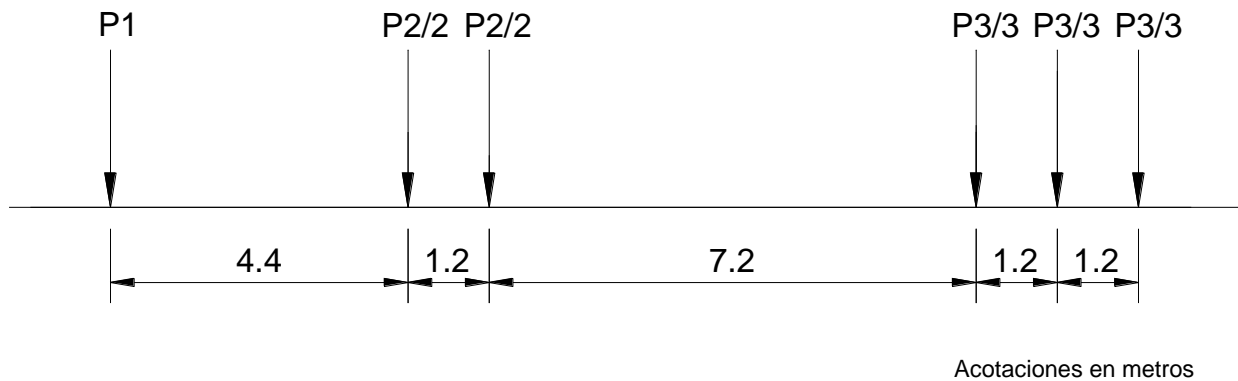


Fig.4 Modelo de cargas vivas vehiculares IMT 66.5, para el análisis longitudinal de puentes y estructuras similares, con claros menores de 30 m.

### 3.3.- Carga debida al impacto dinámico

Se denomina “impacto” a un incremento en porcentaje que se aplica a las cargas vivas vehiculares sobre la calzada, para tomar en cuenta los efectos de la vibración de la estructura, que es causada por su respuesta dinámica como un conjunto, a la excitación producida por las ruedas, la suspensión de los vehículos y el golpeteo de las primeras al pasar sobre irregularidades en la superficie de rodamiento, tales como juntas de dilatación, grietas, pequeños baches o despostillamientos. Pueden existir efectos resonantes cuando el periodo del sistema vehicular es similar a la frecuencia propia del puente. El incremento por impacto no se aplica a las cargas sobre la banqueta.

#### 4.- Análisis de la superestructura

|  |                              |
|--|------------------------------|
| Claro:   | 29.63 m                      |
| Longitud total:  | 30.43 m                      |
| Ancho total:   | 12.95 m                      |
| Ancho de calzada:  | 10.90 m                      |
| Resistencia última a tensión del acero de presfuerzo:      | 19,000 kg/cm <sup>2</sup>    |
| Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo:             | 1,960,000 kg/cm <sup>2</sup> |
| Espesor de carpeta asfáltica:                              | 0.12 m (Diseño)              |
| Número de carriles:  | 2                            |
| Número de trabes:  | 8                            |
| Separación de trabes:                                      | 1.5 m                        |
| Espesor de losa:   | 0.20 m                       |
| Resistencia del concreto de la losa:                       | 250 kg/cm <sup>2</sup>       |
| Resistencia del concreto de la trabe:                      | 400 kg/cm <sup>2</sup>       |
| Módulo de elasticidad del concreto en trabes:              | 280,000.0 kg/cm <sup>2</sup> |
| Módulo de elasticidad del concreto en la losa:             | 221,359.4 kg/cm <sup>2</sup> |
| Relación de módulos del concreto de la losa y de la trabe: | 0.7906 kg/cm <sup>2</sup>    |
| Peso volumétrico del concreto:                             | 2,400 kg/m <sup>3</sup>      |
| Peso volumétrico de la carpeta asfáltica:                  | 2,200 kg/m <sup>3</sup>      |
| Carga móvil:   | IMT 66. 5                    |

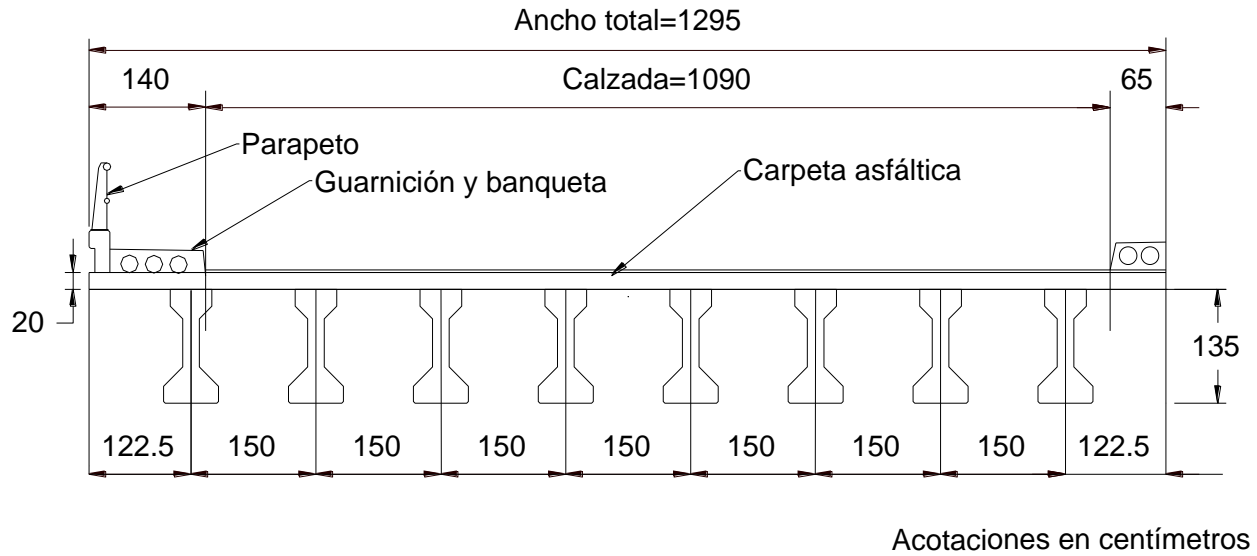


Fig. 5 Sección transversal de la superestructura

La trabe a usar es la "AASHTO tipo IV".

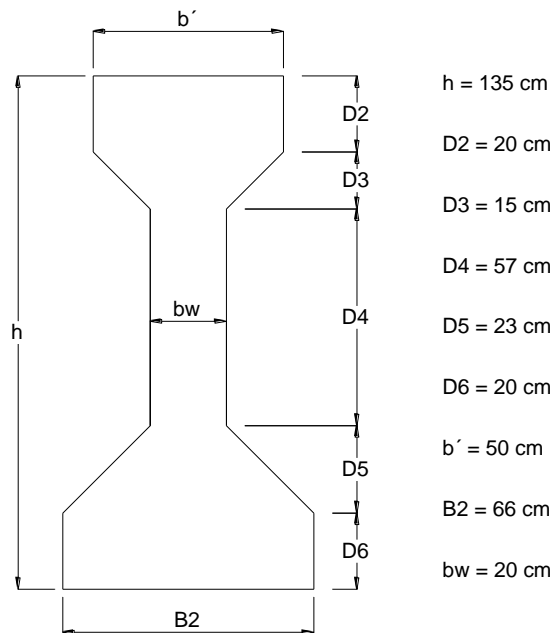


Fig.6 Sección transversal simple de la trabe AASTHO IV

En la siguiente figura se muestra la trabe AASHTO tipo IV, junto con la losa con un ancho equivalente obtenido a partir de la relación entre la resistencia del concreto de la trabe y el de la losa que en conjunto conforman a la sección compuesta:

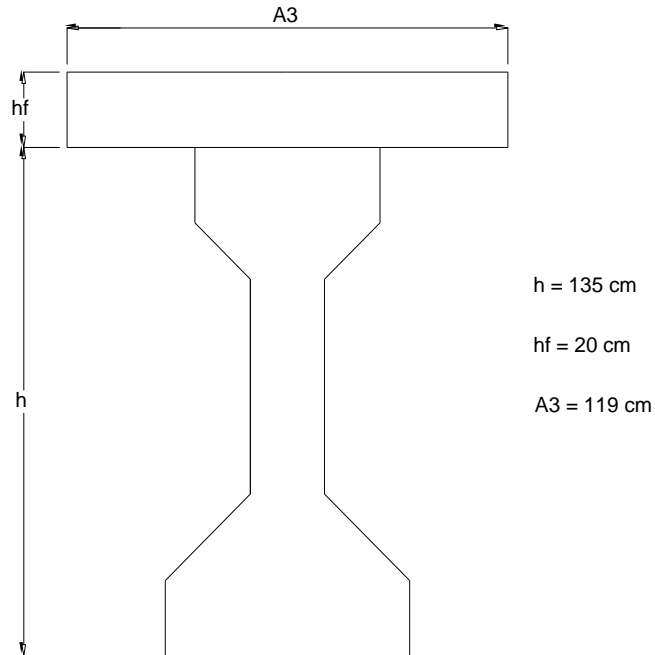


Fig.7 Sección transversal compuesta

#### 4.1.- Resumen de propiedades geométricas

| Concepto             | S. Simple     | S. Comp.      | Unidades        |
|----------------------|---------------|---------------|-----------------|
| Peralte              | 135.00        | 155.00        | cm              |
| Área                 | 4,974.00      | 7,354.00      | cm <sup>2</sup> |
| Yi                   | 61.49         | 88.51         | cm              |
| Ys                   | 73.51         | 66.49         | cm              |
| ys_losa-trabe        |               | 46.49         | cm              |
| Inercia (I)          | 10,261,069.64 | 21,567,531.29 | cm <sup>4</sup> |
| Si = I/Yi            | 166,882.30    | 243,660.98    | cm <sup>3</sup> |
| Ss' = I/Ys           | 139,581.45    | 324,394.53    | cm <sup>3</sup> |
| Si losa-trabe = I/ys |               | 463,962.60    | cm <sup>3</sup> |



#### 4.2.- Bajada de cargas

| Elemento               | Peso        |        | Unidades |
|------------------------|-------------|--------|----------|
| Trabe                  | w trabe     | 1.194  | ton/m    |
| Losa                   | w losa      | 0.7200 | ton/m    |
| Pavimento              | w pav       | 0.3597 | ton/m    |
| Guarnición y Parapetos | w GyP       | 0.1028 | ton/m    |
| Diafragma              | w diafragma | 0.9789 | ton/m    |

#### 4.3.- Elementos mecánicos por carga muerta.

| Concepto       | V (Ton) | M (Ton-m) |
|----------------|---------|-----------|
| Peso propio    | 17.689  | 131.006   |
| Peso losa      | 10.667  | 79.014    |
| Peso diafragma | 0.489   | 7.251     |
| C.M. Adicional | 6.851   | 50.75     |

Para poder obtener los esfuerzos de cada concepto es necesario conocer si es sección simple o compuesta, en la siguiente figura se muestran la sección en la cual se requiere su análisis:

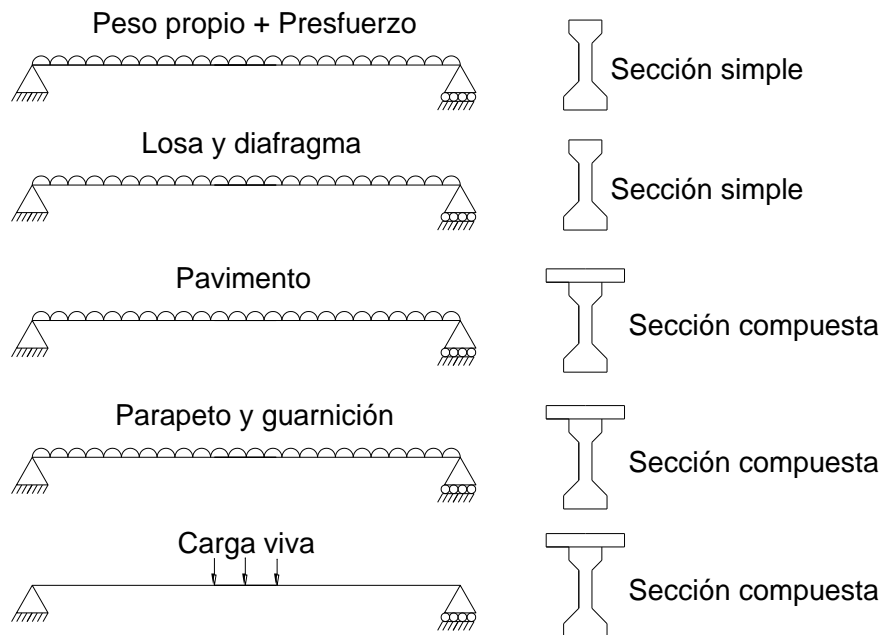


Fig.8 Etapas de carga a las que está sometido el puente.

Cálculo de esfuerzos generados por la carga muerta

Peso propio:

$$f_s = \frac{M}{S_s} = \frac{131.006(10)^5}{139,882.45} = 93.86 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = -\frac{M}{S_i} = \frac{131.006(10)^5}{166,882.3} = -78.5 \text{ kg/cm}^2$$

Losa y diafragma:

$$f_s = \frac{M}{S_s} = \frac{86.265(10)^5}{139,882.45} = 61.80 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = -\frac{M}{S_i} = \frac{86.265(10)^5}{166,882.3} = -51.69 \text{ kg/cm}^2$$

Carga muerta adicional:

$$f_s = \frac{M}{S_s} = \frac{50.75(10)^5}{463,962.60} = 10.94 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = -\frac{M}{S_i} = \frac{50.75(10)^5}{243,660.98} = -20.83 \text{ kg/cm}^2$$

#### 4.4.- Análisis transversal de la carga viva vehicular

Efecto transversal de la carga viva

Además de los efectos longitudinales ocasionados por las cargas vivas aplicadas a los puentes, es muy importante su reparto transversal; particularmente en las estructuras soportadas por vigas, ya que identifica los efectos que debe soportar cada una de ellas de acuerdo con su posición y es posible revisar su condición con respecto a los estados límite de servicio y resistencia correspondientes. Para determinar estas proporciones existen métodos denominados simplificados o rigurosos.

Los métodos simplificados se derivan y son usados para puentes rectos o con ángulos de esviaje menores a 20°, algunos de ellos son:

- Método de Leonhardt-Andre
- Método de Courbon
- Método de Hendry-Jaeger

- Método de Morice-Little
- Método de Cusen-Pama
- Método AASHTO
- Método de Ontario

Por otro lado, algunos de los métodos rigurosos son:

- Método de la placa ortotrópica
- Método de elemento finito
- Método de la analogía de mallado
- Método de diferencias finitas
- Método de franjas finitas
- Método semi-contínuo

Método de Courbon de reparto transversal de cargas

El método de Courbon supone que existe una variación lineal de la deflexión de la estructura en su dirección transversal; es decir, su rigidez transversal es infinita, de modo que la deformada en este mismo sentido, ante la aplicación de una carga, permanece siempre recta y la deflexión será máxima en la viga exterior del lado de la carga excéntrica aplicada y mínima en el otro extremo (Sanmartin Q., 1983 y Mahadevan, 2005).

El método mencionado supone que el tablero es simétrico y la carga actuante se descompone en simétrica y antisimétrica (Sanmartin, 1983); de modo que la primera parte de la carga se reparte de manera proporcional entre las inercias de las vigas.

Si las  $N$  vigas que componen la superestructura del puente son iguales, el coeficiente de reparto para cada viga es:

$$c = \left( \frac{1}{N} + \frac{edi}{\Sigma di} \right)$$

Sin embargo, la consideración de una rigidez transversal infinita de la superestructura constituye únicamente una aproximación, la cual puede tener un importante grado de error que podría variar de acuerdo a la longitud del claro del puente.

Para puentes carreteros el factor de distribución de las cargas por especificación son 2 pies o 61 centímetros del paño de la guarnición.

## Carriles de tránsito

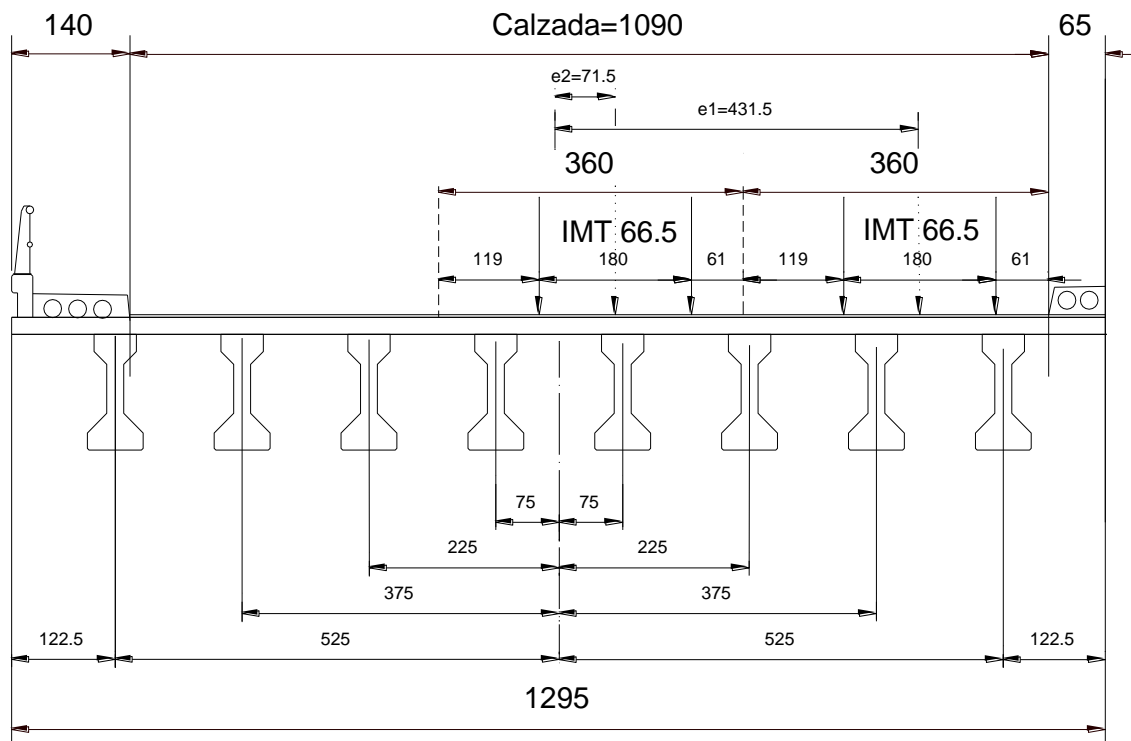
Se supondrá que la carga por carril o la del camión tipo, ocupa un ancho mínimo de 3.05 metros, estas cargas se colocarán sobre los carriles de tránsito espaciados en todo el ancho de la calzada del puente en el número de posiciones requeridas para producir el máximo esfuerzo en el elemento considerado.

## Reducción de cargas en puentes carreteros

Debido a que existe muy poca posibilidad que se presenten simultáneamente en cada uno de los carriles de circulación los máximos esfuerzos debe considerarse una reducción en la intensidad de las cargas, de acuerdo a la siguiente tabla.

| Número de carriles | Porcentaje de esfuerzos |
|--------------------|-------------------------|
| 2                  | 100                     |
| 3                  | 90                      |
| Más de 4           | 75                      |

## Análisis transversal por el Método de Courbon



Acotaciones en centímetros

Fig.9 Posición de la carga móvil para obtener el máximo esfuerzo

Se consideró para el análisis solamente dos carriles porque al considerar el tercer carril en lugar de afectar a la viga más esforzada, contrarrestaba el esfuerzo generado por la carga vehicular por lo que se decidió emplear dos cargas vehiculares.

$$\Sigma di^2 = 2(5.25^2 + 3.75^2 + 2.25^2 + 0.75^2) = 94.5m$$

Carril 1

$$e1 = 4.315m$$

$$C1 = \left(\frac{1}{8} + \frac{4.315 * 5.25}{94.5}\right) = 0.3647$$

$$C2 = \left(\frac{1}{8} + \frac{4.315 * 3.75}{94.5}\right) = 0.2962$$

$$C3 = \left(\frac{1}{8} + \frac{4.315 * 2.25}{94.5}\right) = 0.2277$$

$$C4 = \left(\frac{1}{8} + \frac{4.315 * 0.75}{94.5}\right) = 0.1592$$

$$C5 = \left(\frac{1}{8} - \frac{4.315 * 0.75}{94.5}\right) = 0.0908$$

$$C6 = \left(\frac{1}{8} - \frac{4.315 * 2.25}{94.5}\right) = 0.0223$$

$$C7 = \left(\frac{1}{8} - \frac{4.315 * 3.75}{94.5}\right) = -0.0462$$

$$C8 = \left(\frac{1}{8} - \frac{4.315 * 5.25}{94.5}\right) = -0.1147$$

Carril 2

$$e2 = 0.715m$$

$$C1 = \left(\frac{1}{8} + \frac{0.715 * 5.25}{94.5}\right) = 0.1647$$

$$C2 = \left(\frac{1}{8} + \frac{0.715 * 3.75}{94.5}\right) = 0.1534$$

$$C3 = \left(\frac{1}{8} + \frac{0.715 * 2.25}{94.5}\right) = 0.1420$$

$$C4 = \left(\frac{1}{8} + \frac{0.715 * 0.75}{94.5}\right) = 0.1307$$

$$C5 = \left(\frac{1}{8} - \frac{0.715 * 0.75}{94.5}\right) = 0.1193$$

$$C6 = \left(\frac{1}{8} - \frac{0.715 * 2.25}{94.5}\right) = 0.1080$$

$$C7 = \left(\frac{1}{8} - \frac{0.715 * 3.75}{94.5}\right) = 0.0966$$

$$C8 = \left(\frac{1}{8} - \frac{0.715 * 5.25}{94.5}\right) = 0.0853$$

Máximo factor de concentración encontrado en la viga 1 como se muestra en la siguiente tabla:

| <b>Carril 1 y2</b> |                                |
|--------------------|--------------------------------|
| <b>Viga</b>        | <b>Factor de concentración</b> |
| 1                  | 0.5294                         |
| 2                  | 0.4496                         |
| 3                  | 0.3697                         |
| 4                  | 0.2899                         |
| 5                  | 0.2101                         |
| 6                  | 0.1303                         |
| 7                  | 0.0504                         |
| 8                  | -0.0294                        |

Análisis transversal por el Método AASHTO

Para dos carriles o más la norma específica que el factor de distribución debe calcularse como sigue:

$$FC = \frac{S}{1.6764}, \quad \text{cuando } s < 4.27 \text{ m}$$

La separación entre viga y viga es de 1.5 m, y cumple con la condición que debe ser menor que 4.27, por lo que utilizaremos la fórmula mostrada.

$$FC = \frac{1.5}{1.6764} = 0.8948$$

Nuestro factor de distribución lo encontramos dividiendo el valor de FC encontrado entre dos, como se muestra:

$$FC = \frac{0.8948}{2} = 0.4474$$

#### 4.5.- Análisis longitudinal de la carga viva vehicular

##### Líneas de influencia

Todo elemento estructural debe diseñarse para resistir la condición más severa de las cargas a las que está sometido. En el caso de la carga muerta, por su carácter permanente y su ubicación espacial precisa no presenta mayor problema en determinar

su efecto máximo, sin embargo la carga viva puede variar espacialmente su ubicación, por lo que resulta que la posición de la carga viva que produce el mayor efecto en un elemento dado de una estructura, no es la misma para todos los otros elementos. Por ejemplo en un edificio, las cargas vivas que producen los efectos máximos (cortantes, momentos, deflexiones) en vigas y columnas, ocurren cuando éstas se concentren en ciertas partes del edificio. En una armadura de puente, la carga máxima en una barra de la armadura puede ocurrir cuando se tenga una línea de camiones de extremo a extremo del puente, mientras que la fuerza máxima en alguna otra barra puede ocurrir, cuando los camiones se encuentran situados en sola una parte del puente.

En algunos casos simples es posible por inspección determinar la posición de la carga que produce el mayor efecto, pero en otras ocasiones hay que utilizar otras herramientas y criterios para encontrar la posición de la carga más crítica, como las líneas de influencia.

Una línea de influencia se puede definir como un diagrama cuyas ordenadas representan la variación de la fuerza cortante, momento flexionante, o una reacción en un punto dado de un elemento, cuando una carga unitaria se mueve a lo largo de la longitud del elemento. Cada ordenada del diagrama da el valor, cuando la carga está situada en el lugar asociado a esa ordenada en particular.

Las líneas de influencia se usan para determinar en donde colocar las cargas vivas para que causen las mayores fuerzas internas. El procedimiento para dibujar tales diagramas consiste en graficar los valores de la función (cortante, momento, etc.) en estudio como ordenadas para varias posiciones de la carga unitaria a lo largo de la longitud del elemento y luego se conectan esas ordenadas con una línea recta continua.

La diferencia principal entre los diagramas de cortante y de momento comparados con las líneas de influencia es que los primeros muestran la variación de esas cantidades a lo largo de toda la viga o estructura, mientras que las líneas de influencia muestran la variación de esas mismas cantidades (cortante, momento) en una sección particular de la estructura causadas por la variación de la posición de la carga viva a lo largo del elemento.

Para encontrar el valor máximo de cortante en una viga simplemente apoyada de una carga móvil se debe colocar la carga puntual en el punto de máxima ordenada en este caso en el cualquiera de los dos apoyos.

A continuación mostraré como obtener el valor de cortante máximo para nuestro camión de análisis que es el IMT 66.5 analizado en un claro de 29.63 metros.

Para obtener el momento máximo absoluto en una viga simplemente apoyada para una carga móvil es necesario equidistar la resultante de cargas y la carga más cercana al centro del claro.

Línea de Influencia de Momento

Distancia a la que se encuentra la resultante:

$$\bar{x} = \frac{5(0) + 12(4.4) + 12(5.6) + 12.5(12.8) + 12.5(14) + 12.5(15.2)}{66.5} = 9.7 \text{ m}$$

Se debe ubicar la resultante a la carga más cercana, y la carga más cercana es la cuarta de 12.5 toneladas, ubicada a 12.8 metros:

$$x = 12.8 - 9.7 = 3.1 \text{ m}$$

Distancia a:

$$a = \frac{29.63}{2} + \frac{3.1}{2} = 16.365 \text{ m}$$

Distancia b:

$$b = 29.63 - 16.365 = 13.265 \text{ m}$$

Ordenada de la cuarta carga de 12.5 toneladas (ordenada máxima):

$$Y_{max} = \frac{ab}{L} = \frac{16.365(13.265)}{29.63} = 7.326$$

Ordenada de la primera carga de 5 toneladas:

$$Y = Y_{max} \frac{x}{a} = 7.326 \frac{3.565}{16.365} = 1.596$$

Ordenada de la segunda carga de 12 toneladas:

$$Y = Y_{max} \frac{x}{a} = 7.326 \frac{7.965}{16.365} = 3.566$$

Ordenada de la tercera carga de 12 toneladas:

$$Y = Y_{max} \frac{x}{a} = 7.326 \frac{9.165}{16.365} = 4.103$$



Ordenada de la quinta carga de 12.5 toneladas:

$$Y = Y_{max} \frac{x}{b} = 7.326 \frac{12.065}{13.265} = 6.664$$

Ordenada de la sexta carga de 12.5 toneladas:

$$Y = Y_{max} \frac{x}{b} = 7.326 \frac{10.865}{13.265} = 6.001$$

Producto de la primera carga y ordenada:

$$P(Y) = 5(1.596) = 7.98 \text{ Ton} - m$$

Producto de la segunda carga y ordenada:

$$P(Y) = 12(3.566) = 42.79 \text{ Ton} - m$$

Producto de la tercera carga y ordenada:

$$P(Y) = 12(4.103) = 49.24 \text{ Ton} - m$$

Producto de la cuarta carga y ordenada:

$$P(Y) = 12.5(7.326) = 91.58 \text{ Ton} - m$$

Producto de la quinta carga y ordenada:

$$P(Y) = 12.5(6.664) = 83.30 \text{ Ton} - m$$

Producto de la sexta carga y ordenada:

$$P(Y) = 12.5(6.001) = 75.01 \text{ Ton} - m$$

La sumatoria de todos los productos es el nuestro momento máximo absoluto:

$$M_{\max \text{ abs}} = 349.89 \text{ Ton} - m$$

En la siguiente figura se muestra el tren de cargas de la carga vehicular IMT 66.5 para un claro de 29.63 metros, donde el máximo momento absoluto no se encuentra en el centro del claro, sino un poco recargado hacia la derecha del mismo.

Pero después se supondrá que éste valor es obtenido al centro del claro para hacerlo coincidir con los momentos por cargas muertas, esto porque los momentos máximos de estas cargas son al centro del claro.

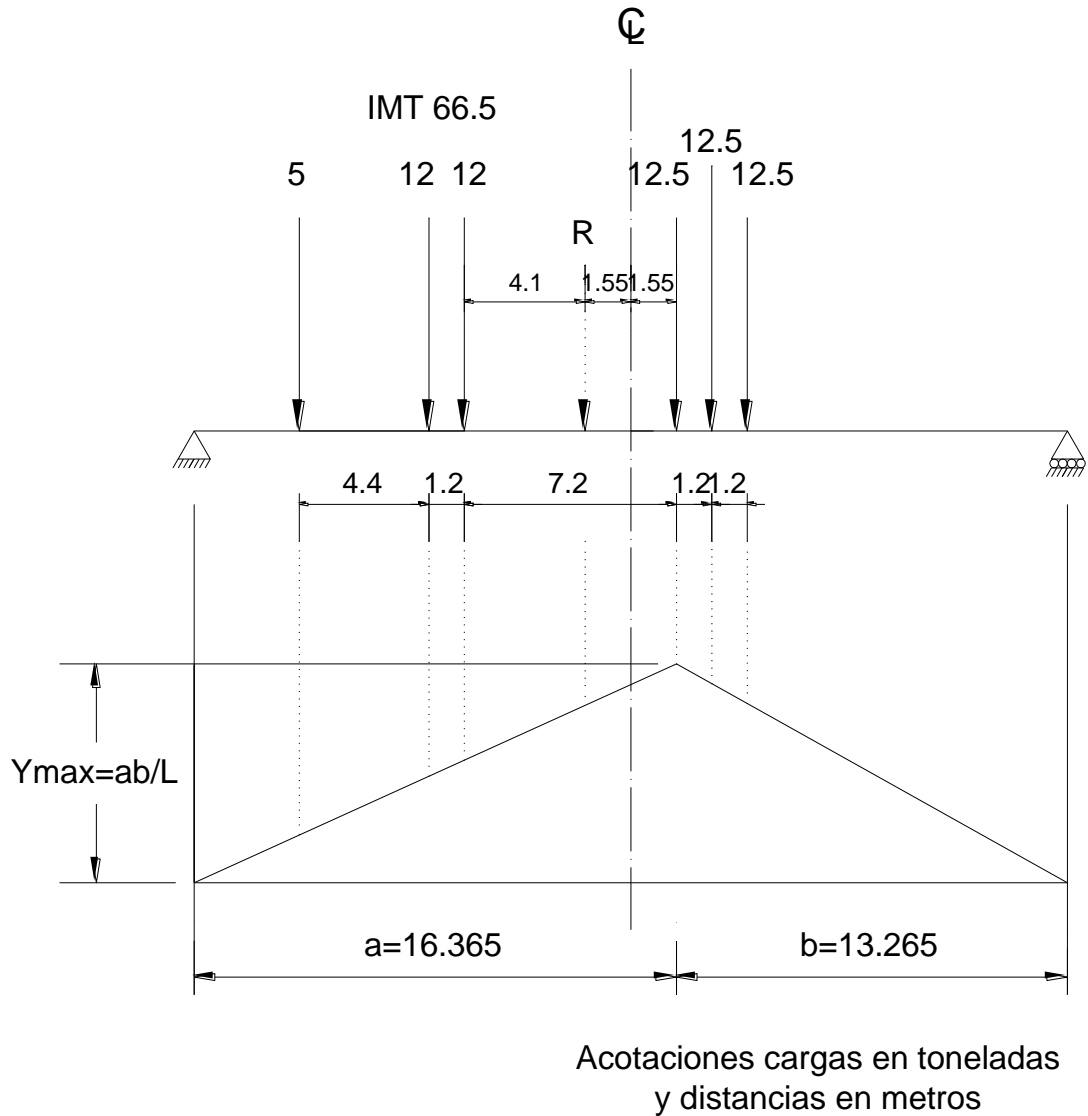


Fig. 10 Línea de influencia de Momento Máximo Absoluto

### Línea de Influencia de Cortante

Es necesario posicionar la primera carga del camión IMT 66.5 toneladas en el apoyo de la estructura, en este caso colocamos la carga mayor en el apoyo para obtener el máximo cortante. A continuación se muestra en la figura como se colocaron las cargas del camión IMT 66.5 para la obtención del cortante máximo:

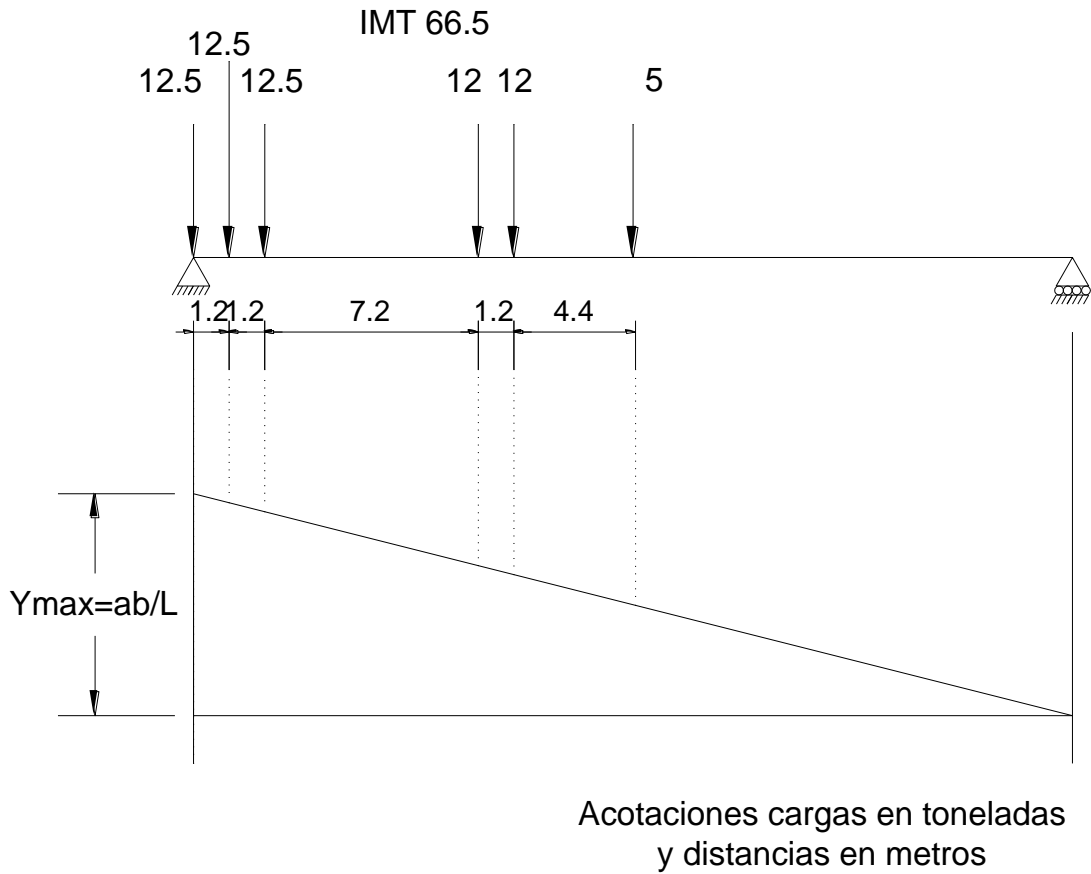


Fig.11 Línea de Influencia de Cortante

Ordenada de la primer carga de 12.5 toneladas:

$$Y = \frac{x}{L} = \frac{29.63}{29.63} = 1$$

Ordenada de la segunda carga de 12.5 toneladas:

$$Y = \frac{x}{L} = \frac{28.43}{29.63} = 0.966$$

Ordenada de la tercer carga de 12.5 toneladas:

$$Y = \frac{x}{L} = \frac{27.23}{29.63} = 0.919$$

Ordenada de la cuarta carga de 12 toneladas:

$$Y = \frac{x}{L} = \frac{20.03}{29.63} = 0.676$$

Ordenada de la quinta carga de 12 toneladas:

$$Y = \frac{x}{L} = \frac{18.83}{29.63} = 0.636$$

Ordenada de la sexta carga de 5 toneladas:

$$Y = \frac{x}{L} = \frac{14.43}{29.63} = 0.487$$

Producto de la primera carga y ordenada:

$$P(Y) = 12.5(1) = 12.5 \text{ Ton}$$

Producto de la segunda carga y ordenada:

$$P(Y) = 12.5(.966) = 12.079 \text{ Ton}$$

Producto de la tercera carga y ordenada:

$$P(Y) = 12.5(0.919) = 11.488 \text{ Ton}$$

Producto de la cuarta carga y ordenada:

$$P(Y) = 12(0.676) = 8.112 \text{ Ton}$$

Producto de la quinta carga y ordenada:

$$P(Y) = 12(0.636) = 7.626 \text{ Ton}$$

Producto de la sexta carga y ordenada:

$$P(Y) = 5(0.487) = 2.435 \text{ Ton}$$

La sumatoria de todos los productos es el nuestro momento máximo absoluto:

$$V_{max} = 54.24 \text{ Ton}$$

Factor de Impacto

Para tener en cuenta los esfuerzos adicionales producidos por cargas móviles debidos a efectos dinámicos, vibratorios o la aplicación súbita de cargas deben multiplicarse por un factor mayor que la unidad para considerar el incremento debido a la vibración, al efecto dinámico o a la aplicación súbita de carga.

Las fuerzas provocadas por el incremento de la carga viva deben calcularse de la siguiente forma:

$$I = \frac{15.24}{38.1 + L} \leq 30\%$$

donde:

L: Representa la longitud del claro

$$I = \frac{15.24}{38.1 + 29.63} = 0.225$$

Elementos mecánicos por carril por el Método de Courbon

Momento flexionante:

$$M_{cv FC + I} = 226.91 \text{ Ton} - m$$

Fuerza cortante:

$$V_{cv FC + I} = 35.18 \text{ Ton}$$

Esfuerzos por carga móvil:

$$f_s = \frac{M}{S_s} = \frac{226.91(10)^5}{463,962.60} = 48.91 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = -\frac{M}{S_i} = \frac{226.91(10)^5}{243,660.98} = -93.13 \text{ kg/cm}^2$$

Elementos mecánicos por carril por el método AASHTO

Momento flexionante:

$$M_{cv FC + I} = 191.76 \text{ Ton} - m$$

Fuerza cortante:

$$V_{cv FC + I} = 29.73 \text{ Ton}$$

Esfuerzos por carga móvil:

$$f_s = 41.33 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = -78.70 \text{ kg/cm}^2$$

## 5.- Presfuerzo

En la construcción de este tablero se utilizaron 35 torones para cada una de las 8 trabes con las siguientes características:

Se usaron 35 torones de 1.524 cm de diámetro de baja relajación.

Esfuerzo de ruptura: 19,000 kg/cm<sup>2</sup>

Esfuerzo de gateo (fpi): 14,250 kg/cm<sup>2</sup>

Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo: 1,960,000 kg/cm<sup>2</sup>

Área de torón: 1.4 cm<sup>2</sup>

Área de presfuerzo (Asr): 49 cm<sup>2</sup>

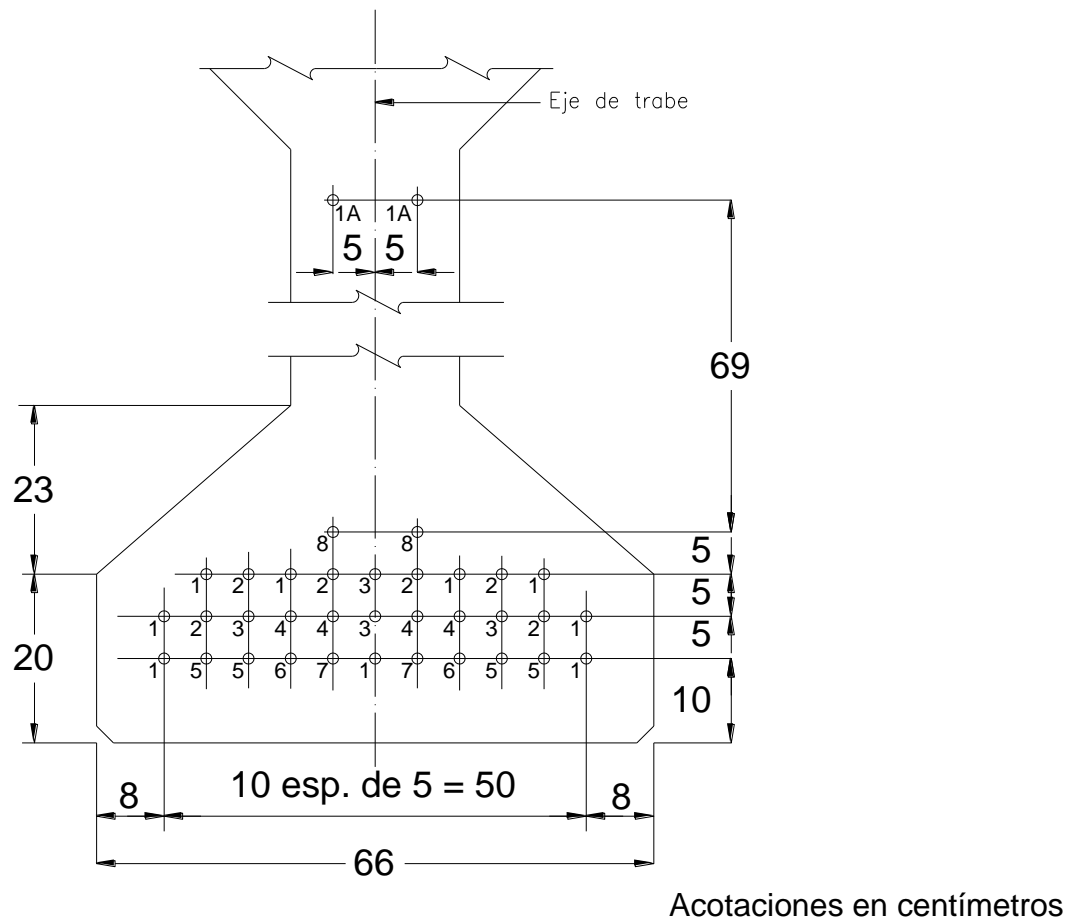


Fig.12 Acomodo de torones en la trabe

Calculando la ordenada del centroide del área del acero de presfuerzo:

$$\bar{y} = \frac{11(10) + 11(15) + 9(20) + 2(25) + 2(94)}{35} = 19.8 \text{ cm}$$

La excentricidad del acero de presfuerzo se obtiene restando la posición del eje neutro ( $Y_i$ ) a la posición de la ordenada del centroide del área de presfuerzo.

$$e = Y_{ci} - \bar{y}$$

$$e = 61.49 - 19.8 = 41.69 \text{ cm}$$

Fuerza inicial de presfuerzo:

$$P_i = A_s r (f_{pi}) = 698,250 \text{ kg}$$

Momento generado por la excentricidad del presfuerzo:

$$M = P(e) = 291.1 \text{ Ton} - m$$

Esfuerzo superior debido al presfuerzo sin considerar ninguna pérdida:

$$f_s = \frac{P}{A} - \frac{M}{S_s} = \frac{698,250}{4974} - \frac{291.10(10)^5}{139,581.45}$$
$$f_s = -68.17 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo inferior debido al presfuerzo sin considerar ninguna pérdida:

$$f_i = \frac{P}{A} + \frac{M}{S_i} = \frac{698,250}{4974} + \frac{291.10(10)^5}{166,882.3}$$
$$f_s = 314.81 \text{ kg/cm}^2$$

### 5.1.- Pérdidas

A partir de la fuerza de tensado original en un elemento de concreto presforzado se presentarán pérdidas que deben considerarse para calcular la fuerza de presfuerzo de diseño efectiva que deberá existir cuando se aplique la carga.

De cualquier modo, la fuerza efectiva no puede medirse fácilmente; sólo se puede determinar convencionalmente la fuerza total en los tendones en el momento de presforzarlos (presfuerzo inicial). El presfuerzo efectivo es menor que el presfuerzo inicial y a la diferencia entre estos dos valores se le llama pérdida de la fuerza de presforzado.

Las pérdidas en la fuerza de presfuerzo se pueden agrupar en dos categorías: aquellas que ocurren inmediatamente durante la construcción del elemento, llamadas pérdidas instantáneas y aquellas que ocurren a través de un extenso periodo de tiempo, llamadas pérdidas diferidas o dependientes del tiempo. La fuerza de presfuerzo o fuerza de tensado del gato, puede reducirse inmediatamente a una fuerza inicial debido a las pérdidas por deslizamiento del anclaje, fricción, relajación instantánea del acero, y el acortamiento elástico del concreto comprimido.

A medida que transcurre el tiempo, la fuerza se reduce gradualmente, primero rápidamente y luego lentamente, debido a los cambios de longitud provenientes de la contracción y el flujo plástico del concreto y debido a la relajación diferida del acero altamente esforzado. Después de un periodo de muchos meses, o aún años, los cambios posteriores en los esfuerzos llegan a ser insignificantes, y se alcanza una fuerza pretensora constante definida como la fuerza pretensora efectiva o final. La suma de las pérdidas inmediatas y dependientes del tiempo, pueden llegar a ser del 20 al 30% de la fuerza aplicada por el gato.

## 5.2.- Pérdidas inmediatas

### Relajación instantánea del acero

Cuando el acero de presfuerzo se tensa hasta los niveles usuales experimenta relajamiento. El relajamiento se define como la pérdida de esfuerzo en un material esforzado manteniendo con longitud constante. Existen dos etapas para el cálculo de esta pérdida, la que corresponde al momento de hacer el tensado, y la que se presenta a lo largo del tiempo.

Para torones de baja relajación se emplea la siguiente fórmula:

$$REi = f_{st} \left( \left[ \frac{\log(t)}{45} \right] \right) \left( \frac{f_{st}}{f_{py}} - 0.55 \right)$$

donde:

$$\frac{f_{st}}{f_{py}} - 0.55 \geq 0.05$$

$t$  =Tiempo estimado en horas desde el tensado a la transferencia



Esfuerzo de ruptura:

$$f_{pu} = 19,000 \frac{kg}{cm^2}$$

Esfuerzo de fluencia:

$$f_{py} = 0.9(f_{pu}) = 17,100 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo de gateo:

$$f_{st} = 0.75(f_{pu}) = 14,250 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{14,250}{17,100} - 0.55 = 0.28 \geq 0.05$$

Pérdida por relajación instantánea del acero:

$$REi = 14,250 \left( \left[ \frac{\log(48)}{45} \right] \right) \left( \frac{14,250}{17,100} - 0.55 \right)$$

$$REi = 150.84 \text{ kg/cm}^2$$

Acortamiento elástico

Para el cálculo de acortamiento elástico se utilizó la sección de propiedades transformadas:

$$AE = \frac{\frac{P}{Ac} + \frac{Pe^2}{I} - \frac{M_{sw} * e}{I}}{\frac{E_{ci}}{Es} + \frac{As}{Ac} + \frac{As * e^2}{I}}$$

Módulo de elasticidad del concreto en la transferencia considerando  $f'_{ci}$ , la resistencia del concreto en ese instante:

$$E_{ci} = \frac{\gamma c^{\frac{3}{2}}}{7.3} \sqrt{f'_{ci}} = 305,594.30 \text{ kg/cm}^2$$

Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo:

$$Es = 1,960,000 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia inicial del concreto:

$$f'_{ci} = 0.9f'_c = 360 \text{ kg/cm}^2$$

Área del acero de presfuerzo:

$$A_s = 35(1.4) = 49 \text{ cm}^2$$

Área de la trabe AASHTO IV:

$$A_c = 4,974 \text{ cm}^2$$

Momento por peso propio:

$$M_{sw} = 127.86 \text{ Ton} - m$$

Fuerza de presfuerzo menos la relajación instantánea del acero:

$$P = 49(14,250 - 150.84) = 690,858.61 \text{ kg}$$

Pérdida por acortamiento elástico:

$$AE = \frac{\frac{690,858.61}{4,974} + \frac{690,858.61(41.69)^2}{10,261,069.64} - \frac{127.86(10)^5(41.69)}{10,261,069.64}}{\frac{305,594.30}{1,960,000} + \frac{49}{4,974} + \frac{49(41.69)^2}{10,261,069.64}}$$
$$AE = 1,171.69 \text{ kg/cm}^2$$

Suma de pérdidas inmediatas al centro del claro:

$$\text{Pérdidas} = 1,322.54 \text{ kg/cm}^2$$

$$\% \text{ Pérdidas} = 9.28$$

Revisión de esfuerzos temporales al aplicar el presfuerzo

Para llevar a cabo la revisión en esta etapa, se llevó a cabo el análisis de la grúa cuando está colocando la trabe en el siguiente tramo, esto modifica nuestro análisis porque no tan solo debemos considerar los esfuerzos generados por el peso propio, sino también la losa, el diafragma, y el de la grúa, además de considerar la pérdida por relajación del acero a 48 hrs cuando ya se colaron losa y diafragmas.

Esfuerzos generados por la grúa

Datos:

|         |                    |        |     |
|---------|--------------------|--------|-----|
| (Pgrúa) | Grúa AC-500-1:     | 96.00  | Ton |
| (Pc)    | Contrapesos:       | 160.00 | Ton |
| (Ppa)   | 4 Platos de acero: | 12.00  | Ton |
| (Pg)    | Gancho:            | 1.80   | Ton |
| (Pe)    | Estrobos:          | 0.65   | Ton |
| (Pgr)   | Grilletes:         | 0.04   | Ton |
|         | wgrúa:             | 270.49 | Ton |

El peso de la trabe es:

$$wt = 35.37 \text{ ton}$$

Se cuentan con 4 placas de reparto ubicadas sobre la losa de la superestructura.

Se considera un Factor de impacto de 1.3.

Distancia entre placas longitudinalmente:

$$b = 9.63 \text{ m}$$

La fuerza de compresión generada en dos de las placas se calcula como sigue:

$$C = \frac{w_{grúa} + wt}{4} + \frac{((wt + Pg + Pe + Pgr)L)(F.I)}{2b}$$

Fuerza de compresión repartida en tres de la trabe:

$$C = 135.66 \text{ Ton}$$

Fuerza de compresión de una sola trabe:

$$C = 45.221 \text{ Ton/trabe}$$

Elementos mecánicos generados por los esfuerzos de compresión:

$$M_{max} = 402.57 \text{ Ton} - m$$

Esfuerzos generados por la carga de la grúa:

$$f_s = 86.77 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = 165.22 \text{ kg/cm}^2$$

En la siguiente figura se muestra la ubicación de la grúa para el acomodo de la trabe

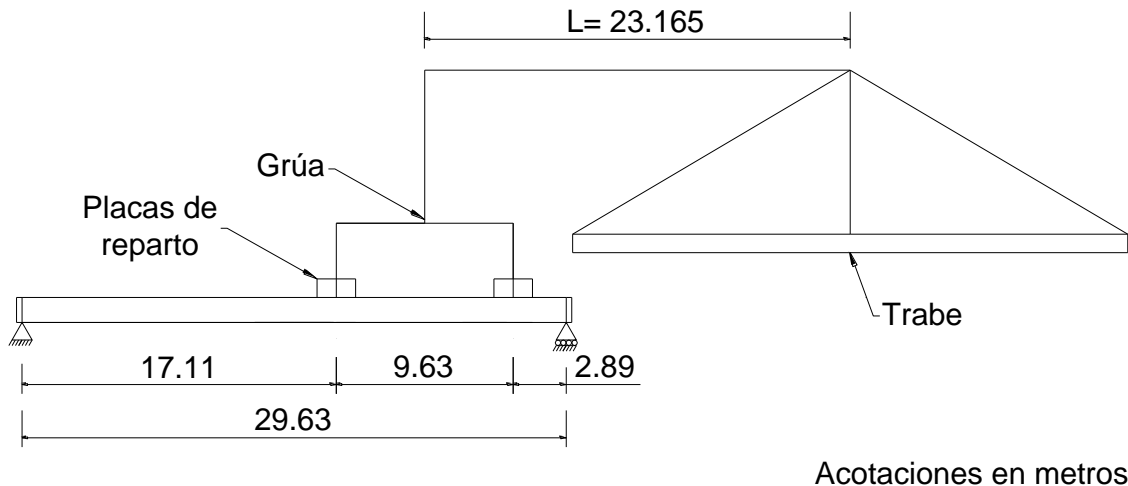


Fig.13 Colocación de la grúa sobre el tablero conformado por traveses AASTHO IV.

Esfuerzo generado por las pérdidas inmediatas en el punto donde se genera el máximo momento de la grúa:

$$f_i = 14,250 - 1,322.54 = 12,927.46 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_i = 633,445.68 \text{ kg}$$

$$f_s = 176.18 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 0.6f'_c = 240 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_i = -6.13 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < -0.8\sqrt{f'_c} = -16 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

La colocación de la grúa solo es temporal y revisando los esfuerzos generados quedan por debajo de los permisibles.

### 5.3.- Pérdidas dependientes del tiempo o diferidas

#### Contracción

Las mezclas para concreto normal contienen mayor cantidad de agua que la que se requiere para la hidratación del cemento. Esta agua libre se evapora con el tiempo, la velocidad y la terminación del secado dependen de la humedad, la temperatura ambiente y del tamaño y la forma del espécimen de concreto. El secado del concreto viene aparejado con una disminución en su volumen, ocurriendo este cambio con mayor velocidad al principio que al final, en que asintóticamente se alcanzan las dimensiones límite.

La contracción por secado del concreto provoca una reducción en la deformación del acero del presfuerzo igual a la deformación por contracción del concreto. La reducción de esfuerzo resultante en el acero constituye una componente importante de la pérdida del presfuerzo para todos los tipos de vigas de concreto presforzado.

La contracción del concreto se conoce como resultado de la pérdida de humedad. También se ha demostrado que el concreto se expandirá si, después de haberse secado o parcialmente secado, es sometido a humedad o si es sumergido en el agua. Se sabe que la contracción es afectada por las siguientes variables:

1. Agregados. Los agregados actúan para restringir la contracción de la pasta de cemento; de aquí que el concreto con un alto contenido de agregados es menos vulnerable a la contracción. Además, el grado de restricción de un concreto está determinado por las propiedades de los agregados: aquellos con alto módulo de elasticidad o con superficies ásperas son más resistentes al proceso de contracción.
2. Relación agua-cemento. Cuanto mayor es la relación agua-cemento, mayores son los efectos de la contracción.
3. Tamaño del elemento de concreto. Tanto el valor como la magnitud de la contracción disminuyen con un incremento en el volumen del elemento de concreto. Sin embargo, la duración de la contracción de mayor para elementos más grandes debido a que se necesita más tiempo para secarse hasta las regiones internas. Es posible que se necesite un año para que el proceso de secado inicie a una profundidad de 25 cm, y 10 años para iniciar a 60 cm más allá de la superficie externa.
4. Condiciones del medio ambiente. La humedad relativa del medio afecta notablemente la magnitud de la contracción; el valor de la contracción es más bajo en donde la humedad relativa es alta.

5. Cantidad de refuerzo. El concreto reforzado se contrae menos que el concreto simple; la diferencia relativa es función del porcentaje de refuerzo.

6. Aditivos. Este efecto varía dependiendo del tipo de aditivo. Un acelerador tal como cloruro de calcio, usado para acelerar el endurecimiento y la colocación del concreto, aumenta la contracción.

También hay aditivos que impiden la contracción.

7. Tipo de cemento. El cemento Portland tipo III de resistencia rápida normalmente se contrae 10% más que un cemento Portland normal (tipo I) o cemento Portland modificado (tipo II).

Para miembros pretensados se utiliza la siguiente fórmula:

$$C_c = 1,193 - 10.5H$$

Promedio anual de la humedad relativa del ambiente:

$$H = 75 \%$$

Pérdida por contracción:

$$C_c = 1,193 - 10.5(75)$$

$$C_c = 405.5 \text{ kg/cm}^2$$

Si se desconoce la humedad relativa del lugar puede estimarse con la siguiente tabla:

| Tipo de clima      | H (%) |
|--------------------|-------|
| Muy húmedo         | 90    |
| Humedad intermedia | 70    |
| Seco               | 40    |

Flujo plástico

El flujo plástico es la propiedad de muchos materiales mediante la cual ellos continúan deformándose a través de lapsos considerables bajo un estado constante de esfuerzo o carga. La velocidad del incremento de la deformación es grande al principio, pero disminuye con el tiempo, hasta que después de muchos meses alcanza asintóticamente un valor constante.

En los miembros de concreto presforzado, el esfuerzo de compresión al nivel del acero es sostenido, y el flujo plástico resultante en el concreto es una fuente importante de pérdida de fuerza pretensora. Existe una interdependencia entre las pérdidas dependientes del tiempo. En los miembros presforzados, la fuerza de compresión que produce el flujo plástico del concreto no es constante, sino que disminuye con el paso del tiempo, debido al relajamiento del acero y a la contracción del concreto, así como también debido a los cambios en longitud asociados con el flujo plástico en sí mismo.

Así la deformación resultante está en función de la magnitud de la carga aplicada, su duración, las propiedades del concreto incluyendo la proporción de la mezcla, las condiciones de curado, la edad a la que el elemento es cargado por primera vez y las condiciones del medio ambiente.

La pérdida por flujo plástico deberá calcularse con la siguiente fórmula:

$$FP = 12 f_{cir} - 7 f_{c ds}$$

Esfuerzo en el concreto en el centro de gravedad del acero de presfuerzo debido a la fuerza de presfuerzo y la carga muerta de la viga inmediatamente después de la transferencia; es decir debe ser calculado en la sección o secciones de máximo momento en esta etapa el esfuerzo inicial en el torón ha sido reducido por el acortamiento elástico del concreto y la relajación del torón durante el colado y curado del concreto para elemento presforzados:

$$f_{cir} = \frac{P}{A} + \frac{P(e)^2}{I} - \frac{M_{sw}(e)}{I}$$

Momento por peso propio:

$$M_{sw} = 131.01 \text{ Ton} - m$$

Esfuerzo del concreto en el centro de gravedad del acero de presfuerzo debido a toda la carga muerta exceptuando la carga muerta presente en el momento en que es aplicada la fuerza de presfuerzo:

$$f_{c ds} = \frac{M_{lyd}}{I} + \frac{M_{cma}(e)}{I}$$

Momento por losa y diafragma:

$$M_{lyd} = 86.27 \text{ Ton} - m$$

Momento por carga muerta adicional:

$$M_{cma} = 50.75 \text{ Ton} - m$$

Los valores de  $f_{cfs}$  deberán calcularse en la misma sección o secciones para las cuales  $f_{cfr}$  es calculada.

$$f_{cfr} = \frac{635,482.01}{4,974} + \frac{635,482.01(41.69)^2}{10,261,069.64} - \frac{131.006(10)^5(41.69)}{10,261,069.64} = 182.16 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{cfs} = \frac{86.26(10)^5}{10,261,069.64} + \frac{50.75(10)^5(68.72)}{21,567,531.01} = 51.22 \frac{kg}{cm^2}$$

Pérdida por flujo plástico:

$$FP = 12(182.16) - 7(51.22) = 1,827.44 \frac{kg}{cm^2}$$

Relajación diferida del acero

Cuando al acero del presfuerzo se le esfuerza hasta los niveles que son usuales durante el tensado inicial y al actuar las cargas de servicio, se presenta una propiedad que se conoce como relajamiento. El relajamiento se define como la pérdida de esfuerzo en un material esforzado mantenido con longitud constante.

En los miembros de concreto presforzado, el flujo plástico y la contracción del concreto así como las fluctuaciones de las cargas aplicadas producen cambios en la longitud del tendón. Sin embargo, cuando se calcula la pérdida en el esfuerzo del acero debida al relajamiento, se puede considerar la longitud constante. El relajamiento continúa indefinidamente, aunque a una velocidad decreciente. Debe de tomarse en cuenta en el diseño ya que produce una pérdida significativa en la fuerza pretensora.

La magnitud del relajamiento varía dependiendo del tipo y del grado del acero, pero los parámetros más significativos son el tiempo y la intensidad del esfuerzo inicial.

Para torones de baja relajación se emplea la fórmula siguiente.

Pérdida por relajación diferida del acero:

$$REd = 351.44 - .10AE - 0.05(Cc + FP)$$

$$REd = 351.44 - .10(1,168.34) - 0.05(405.5 + 1827.44) = 122.96 \text{ kg/cm}^2$$



Pérdidas totales:

$$Pt = AE + Cc + FP + REd$$

$$Pt = 3,524.24 \text{ kg/cm}^2$$

$$\% \text{ Pérdidas totales} = 24.73$$

La suma de pérdidas totales se llevó a cabo en el centro del claro.

Esfuerzo final:

$$f = 10,725.76 \text{ kg/cm}^2$$

Porcentaje de esfuerzo contando las pérdidas diferidas:

$$\% \text{ Esfuerzo} = \frac{10,725.76}{19,000} (100) = 56.45$$

Revisión de esfuerzos en operación en el centro del claro con los esfuerzos obtenidos por carga móvil con el Método de Courbon.

| Concepto       | Esfuerzos<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) |        | Combinación<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) |        |
|----------------|------------------------------------|--------|--------------------------------------|--------|
|                | fs                                 | Fi     | fs                                   | fi     |
| Presfuerzo     | -51.30                             | 236.95 |                                      |        |
| Peso propio    | 93.86                              | -78.50 | 42.56                                | 158.44 |
| Peso losa + D. | 61.80                              | -51.69 | 104.36                               | 106.75 |
| C.M. Adicional | 10.94                              | -20.83 | 115.30                               | 85.92  |
| Carga móvil    | 48.91                              | -93.13 | 164.20                               | -7.21  |

Los momentos obtenidos a partir del Método de Courbon son mucho más conservadores que el Método de AASTHO para nuestra carga viva vehicular y aunque es mínimo lo excedido del esfuerzo permisible por el primer Método, emplearemos el AASTHO para llevar a cabo nuestros siguientes análisis.

Revisión de esfuerzos en operación en el centro del claro con los esfuerzos obtenidos por carga móvil con el Método AASHTO.

| Concepto       | Esfuerzos<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) |        | Combinación<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) |        |
|----------------|------------------------------------|--------|--------------------------------------|--------|
|                | fs                                 | Fi     | fs                                   | fi     |
| Presfuerzo     | -51.30                             | 236.95 |                                      |        |
| Peso propio    | 93.86                              | -78.50 | 42.56                                | 158.44 |
| Peso losa + D. | 61.80                              | -51.69 | 104.36                               | 106.75 |
| C.M. Adicional | 10.94                              | -20.83 | 115.30                               | 85.92  |
| Carga móvil    | 41.33                              | -78.70 | 156.63                               | 7.22   |

Haciendo una comparativa entre los esfuerzos obtenidos para determinar los factores de distribución transversal encontramos que los valores por el Método de Courbon exceden un 15.5% a los obtenidos por el Método AASHTO, tal como se muestra en la siguiente tabla:

|                          | Courbon | AASHTO | % Excedido por Courbon |
|--------------------------|---------|--------|------------------------|
| fs (Kg/cm <sup>2</sup> ) | 48.91   | 41.33  | 15.5                   |

Los esfuerzos permisibles para la fibra superior e inferior en etapa de servicio comparados con los esfuerzos obtenidos con la suma de esfuerzos generados por cargas muertas y la carga móvil se muestran a continuación:

$$f_s = 156.63 \frac{kg}{cm^2} < 0.4f'_c = 160 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_i = 7.22 \frac{kg}{cm^2} < -0.8\sqrt{f'_c} = -16 \frac{kg}{cm^2}$$

Los esfuerzos son aceptables tanto para la fibra en compresión y en tensión.

## 6.- Revisión de resistencias

### 6.1.- Revisión por capacidad a la flexión última

Momento último:

$$Mu = 1.3(M_{CM} + 1.67(M_{CV} + i))$$

$$Mu = 1.3(268.02 + 1.67(191.76)) = 764.74 \text{ ton/m}$$

Momento resistente debido al acero de presfuerzo:

$$Mr = \phi \left( Asr f^* su d \left( 1 - 0.6 \left( \frac{Asr f^* su}{b' d f'c} \right) \right) + 0.85 f'c (b - b')(t)(d - 0.5t) \right)$$

Espesor del patín a compresión:

$$t = 20 \text{ cm}$$

Peralte efectivo:

$$d = 135.2 \text{ cm}$$

Ancho de la losa equivalente:

$$b = 119 \text{ cm}$$

Ancho superior de trabe:

$$b' = 50 \text{ cm}$$

Área del acero de presfuerzo:

$$Asr = 49 \text{ cm}^2$$

Esfuerzo debido al Área de acero de presfuerzo:

$$f^* su = f's \left( 1 - \left( \frac{Y^*}{\beta_1} \right) \left( \rho^* \frac{f's}{f'c} \right) \right) = 17,994.66 \text{ kg/cm}^2$$

Cuantía del acero de presfuerzo:

$$\rho^* = \frac{As^*}{bd} = 0.00305$$

Peralte del bloque equivalente de esfuerzos:

$$a = \frac{A_s r f^* s_u}{b d f' c} = 21.79 \text{ cm}$$

$$a = 21.79 > t = 20 \text{ cm} \quad \therefore \text{ Se considera como sección patín}$$

$$M_r = 1,391.68 \text{ Ton} - m > M_u = 764.74 \text{ Ton/m}$$

6.2.- Revisión por cortante

Cálculo del refuerzo transversal

Suponiendo el ancho de los apoyos:

$$B = 40 \text{ cm}$$

Distancia del eje del apoyo a la sección por diseñar por cortante:

$$x = \frac{B}{2} + \frac{h + hf}{2} = 0.98 \text{ m}$$

Cortante último en la sección 0.98 m:

$$V_u = 105.22 \text{ Ton}$$

Componente vertical de la fuerza efectiva de presfuerzo para tendones horizontales:

$$V_p = 0$$

En el cálculo de la fuerza nominal por cortante el peralte efectivo no debe tomarse menor que 0.8 del peralte:

$$0.8 = h + hf = 1.24 \text{ m}$$

Número de torones:

$$11 \text{ torones}$$

Área del acero efectivo de presfuerzo:

$$A'_{ps} = 15.4 \text{ cm}^2$$

Ordenada del centroide del área de acero:

$$y'_{ps} = 29.82 \text{ cm}$$

Excentricidad de los tendones efectivos:

$$e' = 31.67 \text{ cm}$$

Distancia de la fibra extrema en compresión con respecto al centroide del acero de presfuerzo:

$$d1 = 125.18 \text{ cm}$$

La fuerza cortante proporcionada por el concreto a las grietas por cortante en el alma:

$$V_{cw} = (0.93\sqrt{f'c} + 0.3f_{cc1})bw d1 + V_p$$

Fuerza inicial de presfuerzo:

$$P'i = A'_{ps}(f_{pi}) = 219.45 \text{ Ton}$$

$$P'e = P'i(\% \text{ Pérdidas a largo plazo}) = 165.15 \text{ Ton}$$

Esfuerzo de compresión en el centroide del concreto debido a la fuerza de presfuerzo efectivo:

$$f_{cc1} = \frac{P'e}{A} = 33.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cw} = 71.51 \text{ Ton}$$

Factor de reducción para cortante:

$$\phi = 0.9$$

Separación de los estribos de refuerzo del alma en la sección 0.98 m

Área transversal de los estribos de refuerzo:

$$A_v = 2.53 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{\phi Av fy d1}{Vu - \phi Vc} = 29.33 \text{ cm}$$

$$s = \frac{Av fy}{3.52 bw} = 143.95 \text{ cm}$$

$$s = 0.75(h + hf) = 116.25 \text{ cm}$$

$$s = 24 \text{ in} = 60.96 \text{ cm}$$

$$s = 29.33 \text{ cm}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el acero de refuerzo:

$$Vs = \frac{Av fy d1}{s} = 45.41 \text{ Ton}$$

El valor de Vs está limitado a no ser mayor de:

$$Vsmax = 2.12\sqrt{f'c} bw d1 = 106.15 \text{ Ton}$$

Cuando Vs excede de la mitad del siguiente valor límite, se reducen a la mitad las condiciones 0.5 (h+hf) y 60.96 cm en el cálculo de la separación del acero:

$$Vs = 1.06\sqrt{f'c} bw d1 = 53.08 \text{ Ton}$$

Fuerza cortante horizontal última en la sección 0.98 m:

$$Vu = 105.22 \text{ Ton}$$

Fuerza horizontal nominal en la sección cuando no se proporcionan ligaduras (llaves de corte o estribos) en las superficies de contacto, pero estas superficies se encuentran limpias, libres de lechada, e intencionalmente rugosas:

Ancho superior del patín:

$$b' = 50 \text{ cm}$$

$$Vnh = 5.6 b' d1 = 35.05 \text{ Ton}$$

$$\phi Vnh = 31.55 \text{ Ton}$$

Fuerza cortante nominal en la sección cuando se cumplen con los requerimientos mínimos de ligaduras en las superficies de contacto y estas superficies se encuentran limpias, libres de lechada, e intencionalmente rugosas:

$$Vnh = 24.6 b'd1 = 153.97 \text{ Ton}$$

$$\phi Vnh = 138.58 \text{ Ton}$$

Separación máxima de ligaduras en las superficies de contacto en la sección 0.98 m

$$s' = \frac{Av fy}{3.52 b'} = 57.58 \text{ cm}$$

$$s' = 4 hf = 80 \text{ cm}$$

$$s' = 4 bw = 80 \text{ cm}$$

$$s' = 24 \text{ in} = 60.96 \text{ cm}$$

$$s' = 57.58 \text{ cm}$$

Refuerzo del alma a un cuarto del claro:

Distancia del eje de apoyo a la sección por diseñar por cortante:

$$x = \frac{L}{4} = 7.41 \text{ m}$$

Cortante último en la sección 7.41 m:

$$Vu = 68.17 \text{ Ton}$$

Componente vertical de la fuerza efectiva de presfuerzo para tendones horizontales:

$$Vp = 0$$

Fuerza de cortante por cargas muerta y móvil sin contar el peso propio en la sección 7.41 m:

$$Vi = 44.01 \text{ Ton}$$

Fuerza cortante debido a la carga muerta en la sección 7.41 m:

$$Vo = 18.09 \text{ Ton}$$

Momento flexionante por cargas muertas y móviles sin contar el peso propio en la sección 7.41 m:

$$Mmax = 364.92 \text{ Ton} - m$$

Momento flexionante por cargas muertas y móviles sin contar el peso propio en la sección 7.41 m:

$$M_o = 253.31 \text{ Ton} - m$$

Esfuerzo de flexión en el concreto en la cara inferior de la trabe debido al peso propio:

$$f_o = \frac{M_o}{S_i} = 151.79 \text{ kg/cm}^2$$

En el cálculo de la fuerza nominal por cortante el peralte efectivo no debe tomarse menor que 0.8 del peralte:

$$0.8 = h + hf = 1.24 \text{ m}$$

Número de torones:

$$29 \text{ torones}$$

Área del acero efectivo de presfuerzo:

$$A'ps = 40.6 \text{ cm}^2$$

Ordenada del centroide del área de acero:

$$y'ps = 20.79 \text{ cm}$$

Excentricidad de los tendones efectivos:

$$e' = 40.69 \text{ cm}$$

Distancia de la fibra extrema en compresión con respecto al centroide del acero de presfuerzo:

$$d_2 = 134.21 \text{ cm}$$

La fuerza cortante proporcionada por el concreto a las grietas por cortante en el alma:

$$V_{cw} = (0.93\sqrt{f'_c} + 0.3f_{cc})bw d_2 + V_p$$

Fuerza inicial de presfuerzo:

$$P'i = A'ps(f_{pi}) = 578.55 \text{ Ton}$$

$$P'e = P'i(\% \text{ Pérdidas a largo plazo}) = 435.39 \text{ Ton}$$



Esfuerzo de compresión del concreto en la cara inferior debido a la fuerza de presfuerzo efectiva:

$$f2p' = \frac{P'e}{A} + \frac{P'e(e')}{Yci} = 193.7 \text{ kg/cm}^2$$

Momento que causa el agrietamiento por flexión debido a las cargas muertas y móviles sin contar el peso propio:

$$Mcr = \frac{I}{Y} (1.6\sqrt{f'c} + f2p' - fo) = 180.09 \text{ Ton} - m$$

Esfuerzo de compresión en el centroide del concreto debido a la fuerza de presfuerzo efectiva:

$$fcc2 = 87.53 \text{ kg/cm}^2$$

La fuerza cortante proporcionada por el concreto a las grietas por cortante en el alma:

$$Vcw = 120.41 \text{ Ton}$$

Fuerza cortante proporcionada por el concreto a las grietas por flexión-cortante:

$$Vci = 0.16\sqrt{f'c}bw d2 + Vo + Vi \frac{Mcr}{Mmax} = 48.40 \text{ Ton}$$

Pero Vci no necesita ser considerado menor a:

$$Vci \text{ min} = 0.45\sqrt{f'c} bwd2 = 24.16 \text{ Ton}$$

Fuerza cortante proporcionada por el concreto:

$$Vc = 48.40 \text{ Ton}$$

Área transversal de los estribos de refuerzo:

$$Av = 2.53 \text{ cm}^2$$

$$s = 52.21 \text{ cm}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el acero de refuerzo:

$$Vs = 35.70 \text{ Ton}$$

El valor de Vs está limitado a no ser mayor de:

$$Vs \text{ max} = 113.81 \text{ Ton}$$

Cuando  $V_s$  excede de la mitad del siguiente valor límite, se reducen a la mitad las condiciones 0.5 (h+hf) y 60.96 cm en el cálculo de la separación del acero:

$$V_s = 1.06\sqrt{f'c} b_w d_2 = 56.90 \text{ Ton}$$

Fuerza cortante horizontal última en la sección 7.41 m:

$$V_u = 68.17 \text{ Ton}$$

Fuerza horizontal nominal en la sección cuando no se proporcionan ligaduras (llaves de corte o estribos) en las superficies de contacto, pero estas superficies se encuentran limpias, libres de lechada, e intencionalmente rugosas:

$$V_{nh} = 37.58 \text{ Ton}$$

$$\phi V_{nh} = 33.82 \text{ Ton}$$

Fuerza cortante nominal en la sección cuando se cumplen con los requerimientos mínimos de ligaduras en las superficies de contacto y estas superficies se encuentran limpias, libres de lechada, e intencionalmente rugosas:

$$V_{nh} = 165.07 \text{ Ton}$$

$$\phi V_{nh} = 148.57 \text{ Ton}$$

Separación máxima de ligaduras en las superficies de contacto en la sección 7.41 m:

$$s' = 57.58 \text{ cm}$$

Refuerzo del alma al centro del claro:

Distancia del eje de apoyo a la sección por diseñar por cortante:

$$x = \frac{L}{2} = 14.82 \text{ m}$$

Cortante último en la sección 14.82 m:

$$V_u = 25.59 \text{ Ton}$$

Componente vertical de la fuerza efectiva de presfuerzo para tendones horizontales:

$$V_p = 0$$

Fuerza de cortante por cargas muerta y móvil sin contar el peso propio en la sección 14.82 m:

$$V_i = 18.98 \text{ Ton}$$

Fuerza cortante debido a la carga muerta en la sección 14.82 m:

$$V_o = 0 \text{ kg}$$

Momento flexionante por cargas muertas y móviles sin contar el peso propio en la sección 14.82 m:

$$M_{max} = 436.85 \text{ Ton} - m$$

Momento flexionante debido a las cargas muertas y carga viva sin contar el peso propio de la trabe:

$$M_o = 307.28 \text{ Ton} - m$$

Esfuerzo de flexión en el concreto en la cara inferior de la trabe debido al peso propio:

$$f_o = \frac{M_o}{S_i} = 183.13 \text{ kg/cm}^2$$

En el cálculo de la fuerza nominal por cortante el peralte efectivo no debe tomarse menor que 0.8 del peralte:

$$0.8 = h + hf = 1.24$$

Número de torones:

$$35 \text{ torones}$$

Área del acero efectivo de presfuerzo:

$$A'_{ps} = 49 \text{ cm}^2$$

Ordenada del centroide del área de acero:

$$y'_{ps} = 19.8 \text{ cm}$$

Excentricidad de los tendones efectivos:

$$e' = 41.69 \text{ cm}$$

Distancia de la fibra extrema en compresión con respecto al centroide del acero de presfuerzo:

$$d_3 = 135.2 \text{ cm}$$

La fuerza cortante proporcionada por el concreto a las grietas por cortante en el alma:

$$V_{cw} = (0.93\sqrt{f'_c} + 0.3f_{cc3})b_w d_3 + V_p$$

Fuerza inicial de presfuerzo:

$$P'_i = A'_{ps}(f_{pi}) = 698.25 \text{ Ton}$$

$$P'_e = P'_i(\% \text{ Pérdidas a largo plazo}) = 525.47 \text{ Ton}$$

Esfuerzo de compresión del concreto en la cara inferior debido a la fuerza de presfuerzo efectiva:

$$f_{3p'} = \frac{P'_e}{A} + \frac{P'_e(e')}{S_i} = 236.91 \text{ kg/cm}^2$$

Momento que causa el agrietamiento por flexión debido a las cargas muertas y móviles sin contar el peso propio:

$$M_{cr} = \frac{I}{Y} (1.6\sqrt{f'_c} + f_{3p'} - f_o) = 206.60 \text{ Ton} - m$$

Esfuerzo de compresión en el centroide del concreto debido a la fuerza de presfuerzo efectiva:

$$f_{cc3} = 105.64 \text{ kg/cm}^2$$

La fuerza cortante proporcionada por el concreto a las grietas por cortante en el alma

$$V_{cw} = 135.99 \text{ Ton}$$

Fuerza cortante proporcionada por el concreto a las grietas por flexión-cortante:

$$V_{ci} = 0.16\sqrt{f'_c}b_w d_3 + V_o + V_i \frac{M_{cr}}{M_{max}} = 18.12 \text{ Ton}$$

Pero  $V_{ci}$  no necesita ser considerado menor a:

$$V_{ci \text{ min}} = 0.45\sqrt{f'_c}b_w d_3 = 24.34 \text{ Ton}$$

Fuerza cortante proporcionada por el concreto:

$$V_c = 24.34 \text{ Ton}$$

Área transversal de los estribos de refuerzo:

$$A_v = 2.53 \text{ cm}^2$$

$$s = 60.96 \text{ cm}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el acero de refuerzo:

$$V_s = 23.60 \text{ Ton}$$

El valor de  $V_s$  está limitado a no ser mayor de:

$$V_s \text{ max} = 114.65 \text{ Ton}$$

Cuando  $V_s$  excede de la mitad del siguiente valor límite, se reducen a la mitad las condiciones 0.5 (h+hf) y 60.96 cm en el cálculo de la separación del acero:

$$V_s = 1.06\sqrt{f'_c} b_w d_3 = 57.32 \text{ Ton}$$

Fuerza cortante horizontal última en la sección 14.82 m:

$$V_u = 25.59 \text{ Ton}$$

Fuerza horizontal nominal en la sección cuando no se proporcionan ligaduras (llaves de corte o estribos) en las superficies de contacto, pero estas superficies se encuentran limpias, libres de lechada, e intencionalmente rugosas:

$$V_{nh} = 37.86 \text{ Ton}$$

$$\phi V_{nh} = 34.07 \text{ Ton}$$

Fuerza cortante nominal en la sección cuando se cumplen con los requerimientos mínimos de ligaduras en las superficies de contacto y estas superficies se encuentran limpias, libres de lechada, e intencionalmente rugosas:

$$V_{nh} = 166.30 \text{ Ton}$$

$$\phi V_{nh} = 149.67 \text{ Ton}$$

Separación máxima de ligaduras en las superficies de contacto en la sección 0.975 m:

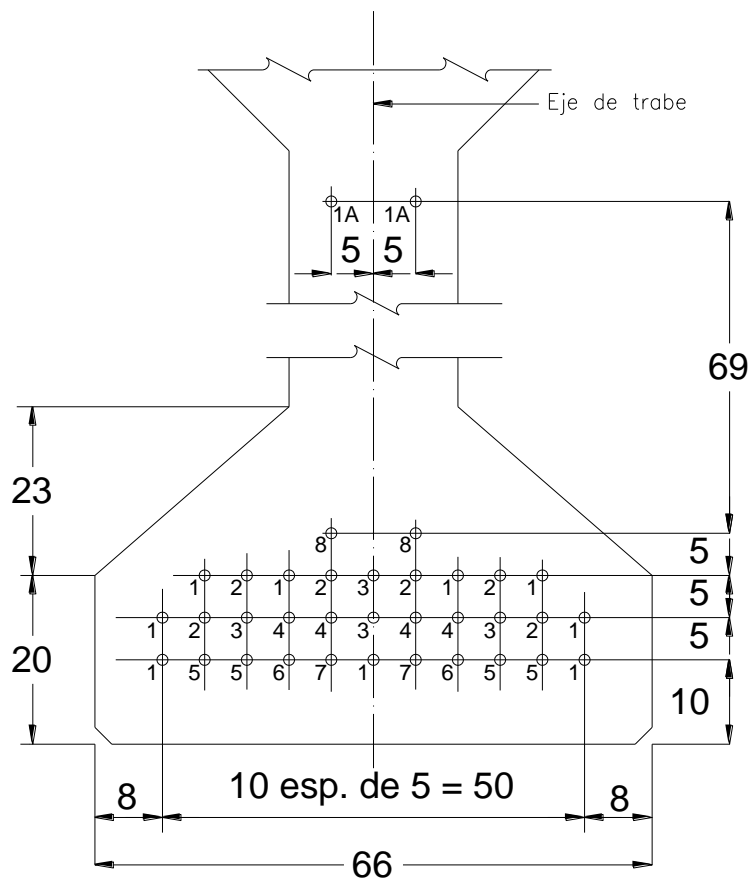
$$s' = 57.58 \text{ cm}$$

## 7.- Enductado de torones

Se enductaron los torones que se muestran en la siguiente tabla:

| Tabla de desadherencia               |        |     |     |     |     |   |     |    |
|--------------------------------------|--------|-----|-----|-----|-----|---|-----|----|
| Sección                              | 8      | 7   | 6   | 5   | 4   | 3 | 2   | 1  |
| # torones desadheridos               | 1 y 1A | 2   | 3   | 4   | 5   | 6 | 7   | 8  |
| Longitud de torones desadheridos (m) | 0      | 2.4 | 3.5 | 4.9 | 6.4 | 8 | 9.3 | 11 |

En la siguiente figura se muestra el acomodo de los 35 torones en la trabe, así como la numeración por torones enductados en cada sección:



Acotaciones en centímetros

Fig.14 Acomodo de torones en la trabe AASHTO IV

## 7.1.- Revisión de la secciones de enductado

Revisar sección No. 1

Claro:

$$L = 29.63 \text{ m}$$

Distancia del paño de la trabe al eje de apoyos:

$$d = 0.40 \text{ m}$$

Longitud de enductado:

$$Ld = 11.00 \text{ m}$$

Distancia de la longitud de enductado menos la distancia del paño al eje de apoyos:

$$x = 10.60 \text{ m}$$

A una distancia de  $50 \phi$  los 2 torones enductados # 8 ya desarrollaron su adherencia:

$$50\phi = 76.2 \text{ cm}, \text{ pero tomaremos distancia de } 75 \text{ cm}$$

Distancia del eje de apoyos hasta donde el presfuerzo desarrollo su adherencia:

$$Xd = 11.35 \text{ m}$$

Fuerza de presfuerzo:

$$P = 525.56 \text{ Ton}$$

Momento producido por la excentricidad de los torones:

$$P(e) = 219.09 \text{ Ton} - \text{m}$$

Esfuerzos debidos al presfuerzo:

$$fs = -51.30 \text{ kg/cm}^2$$

$$fi = 236.95 \text{ kg/cm}^2$$

Los esfuerzos por cargas son el 94.5 % de los del centro del claro.

Revisar sección No. 2

Claro:

$$L = 29.63 \text{ m}$$

Distancia del paño de la trabe al eje de apoyos:

$$d = 0.40 \text{ m}$$

Longitud de enductado:

$$Ld = 9.30 \text{ m}$$

Distancia de la longitud de enductado menos la distancia del paño al eje de apoyos:

$$x = 8.90 \text{ m}$$

A una distancia de  $50 \phi$  los 2 torones enductados # 7 ya desarrollaron su adherencia:

$$50\phi = 76.2 \text{ cm}, \text{ pero tomaremos distancia de } 75 \text{ cm}$$

Distancia del eje de apoyos hasta donde el presfuerzo desarrollo su adherencia:

$$Xd = 9.65 \text{ m}$$

Fuerza de presfuerzo:

$$P = 465.50 \text{ Ton}$$

Momento producido por la excentricidad de los torones:

$$P(e) = 192.67 \text{ Ton} - \text{m}$$

Esfuerzos debidos al presfuerzo:

$$fs = -44.45 \text{ kg/cm}^2$$

$$fi = 209.04 \text{ kg/cm}^2$$

Los esfuerzos por cargas son el 87.8 % de los del centro del claro.



Revisar sección No. 3

Claro:

$$L = 29.63 \text{ m}$$

Distancia del paño de la trabe al eje de apoyos:

$$d = 0.40 \text{ m}$$

Longitud de enductado:

$$Ld = 8.00 \text{ m}$$

Distancia de la longitud de enductado menos la distancia del paño al eje de apoyos:

$$x = 7.60 \text{ m}$$

A una distancia de  $50 \phi$  los 2 torones enductados # 6 ya desarrollaron su adherencia:

$$50\phi = 76.2 \text{ cm}, \text{ pero tomaremos distancia de } 75 \text{ cm}$$

Distancia del eje de apoyos hasta donde el presfuerzo desarrollo su adherencia:

$$Xd = 8.35 \text{ m}$$

Fuerza de presfuerzo:

$$P = 435.46 \text{ Ton}$$

Momento producido por la excentricidad de los torones:

$$P(e) = 177.21 \text{ Ton} - \text{m}$$

Esfuerzos debidos al presfuerzo:

$$fs = -39.41 \text{ kg/cm}^2$$

$$fi = 193.74 \text{ kg/cm}^2$$

Los esfuerzos por cargas son el 81 % de los del centro del claro.

Revisar sección No. 4

Claro:

$$L = 29.63 \text{ m}$$

Distancia del paño de la trabe al eje de apoyos:

$$d = 0.40 \text{ m}$$

Longitud de enductado:

$$Ld = 6.40 \text{ m}$$

Distancia de la longitud de enductado menos la distancia del paño al eje de apoyos:

$$x = 6.00 \text{ m}$$

A una distancia de  $50\phi$  los 4 torones enductados # 5 ya desarrollaron su adherencia:

$$50\phi = 76.2 \text{ cm}, \text{ pero tomaremos distancia de } 75 \text{ cm}$$

Distancia del eje de apoyos hasta donde el presfuerzo desarrollo su adherencia:

$$Xd = 6.75 \text{ m}$$

Fuerza de presfuerzo:

$$P = 375.40 \text{ Ton}$$

Momento producido por la excentricidad de los torones:

$$P(e) = 146.28 \text{ Ton} - \text{m}$$

Esfuerzos debidos al presfuerzo:

$$fs = -29.33 \text{ kg/cm}^2$$

$$fi = 163.13 \text{ kg/cm}^2$$

Los esfuerzos por cargas son el 70.4 % de los del centro del claro.

Revisar sección No. 5

Claro:

$$L = 29.63 \text{ m}$$

Distancia del paño de la trabe al eje de apoyos:

$$d = 0.40 \text{ m}$$

Longitud de enductado:

$$Ld = 4.90 \text{ m}$$

Distancia de la longitud de enductado menos la distancia del paño al eje de apoyos:

$$x = 4.50 \text{ m}$$

A una distancia de  $50 \phi$  los 4 torones enductados # 4 ya desarrollaron su adherencia:

$$50\phi = 76.2 \text{ cm}, \text{ pero tomaremos distancia de } 75 \text{ cm}$$

Distancia del eje de apoyos hasta donde el presfuerzo desarrollo su adherencia:

$$Xd = 5.25 \text{ m}$$

Fuerza de presfuerzo:

$$P = 315.34 \text{ Ton}$$

Momento producido por la excentricidad de los torones:

$$P(e) = 118.36 \text{ Ton} - \text{m}$$

Esfuerzos debidos al presfuerzo:

$$fs = -21.40 \text{ kg/cm}^2$$

$$fi = 134.32 \text{ kg/cm}^2$$

Los esfuerzos por cargas son el 58.3 % de los del centro del claro.

Revisar sección No. 6

Claro:

$$L = 29.63 \text{ m}$$

Distancia del paño de la trabe al eje de apoyos:

$$d = 0.40 \text{ m}$$

Longitud de enductado:

$$Ld = 3.50 \text{ m}$$

Distancia de la longitud de enductado menos la distancia del paño al eje de apoyos:

$$x = 3.10 \text{ m}$$

A una distancia de  $50 \phi$  los 4 torones enductados # 3 ya desarrollaron su adherencia:

$$50\phi = 76.2 \text{ cm}, \text{ pero tomaremos distancia de } 75 \text{ cm}$$

Distancia del eje de apoyos hasta donde el presfuerzo desarrollo su adherencia:

$$Xd = 3.85 \text{ m}$$

Fuerza de presfuerzo:

$$P = 255.27 \text{ Ton}$$

Momento producido por la excentricidad de los torones:

$$P(e) = 91.19 \text{ Ton} - \text{m}$$

Esfuerzos debidos al presfuerzo:

$$fs = -14.01 \text{ kg/cm}^2$$

$$fi = 105.96 \text{ kg/cm}^2$$

Los esfuerzos por cargas son el 45.2 % de los del centro del claro.

Revisar sección No. 7

Claro:

$$L = 29.63 \text{ m}$$

Distancia del paño de la trabe al eje de apoyos:

$$d = 0.40 \text{ m}$$

Longitud de enductado:

$$Ld = 2.40 \text{ m}$$

Distancia de la longitud de enductado menos la distancia del paño al eje de apoyos:

$$x = 2.00 \text{ m}$$

A una distancia de  $50 \phi$  los 6 torones enductados # 2 ya desarrollaron su adherencia:

$$50\phi = 76.2 \text{ cm}, \text{ pero tomaremos distancia de } 75 \text{ cm}$$

Distancia del eje de apoyos hasta donde el presfuerzo desarrollo su adherencia:

$$Xd = 2.75 \text{ m}$$

Fuerza de presfuerzo:

$$P = 165.18 \text{ Ton}$$

Momento producido por la excentricidad de los torones:

$$P(e) = 52.31 \text{ Ton} - \text{m}$$

Esfuerzos debidos al presfuerzo:

$$fs = -4.27 \text{ kg/cm}^2$$

$$fi = 64.55 \text{ kg/cm}^2$$

Los esfuerzos por cargas son el 33.7 % de los del centro del claro.

## 8.- Cálculo de deformaciones al centro del claro

Calculo de la deformación al centro del claro debido a las cargas muertas:

|                       | <b>w (t/m)</b> | <b>E (kg/cm<sup>2</sup>)</b> | <b>I</b>      | <b>Δ (cm)</b> |
|-----------------------|----------------|------------------------------|---------------|---------------|
| Peso propio           | 1.194          | 305,594.30                   | 10,261,069.64 | -3.82         |
| Losa                  | 0.720          | 322,124.68                   | 10,261,069.64 | -2.19         |
| Pavimento             | 0.360          | 322,124.68                   | 21,567,531.29 | -0.52         |
| Banqueta y Guarnición | 0.103          | 322,124.68                   | 21,567,531.29 | -0.15         |
| Diafragma             | 0.979          | 322,124.68                   | 10,261,069.64 | 0.00          |
| Carga muerta total    |                |                              |               | -6.68         |

Deformación debida al presfuerzo sin contar ninguna pérdida:

|                         | <b>E (kg/cm<sup>2</sup>)</b> | <b>I</b>      | <b>Δi (cm)</b> |
|-------------------------|------------------------------|---------------|----------------|
| presfuerzo inicial (Δi) | 305,594.30                   | 10,261,069.64 | 9.27           |
| Contraflecha inicial    |                              |               | 5.45           |

Deformación debida al presfuerzo inicial menos las pérdidas diferidas:

|                          | <b>Pi (kg/cm<sup>2</sup>)</b> | <b>Pe (kg/cm<sup>2</sup>)</b> | <b>Δi (cm)</b> | <b>Δe (cm)</b> |
|--------------------------|-------------------------------|-------------------------------|----------------|----------------|
| presfuerzo efectivo (Δe) | 14,250.00                     | 10,725.74                     | 10.67          | 6.97           |

Contraflecha debida a la carga muerta total y al presfuerzo:

|  |      |
|--|------|
| Deformación por Presfuerzo efectivo + muerta total | 0.30 |
|--|------|

Deformación debida a la carga viva vehicular:

|            | <b>P (kg/cm<sup>2</sup>)</b> | <b>E</b>   | <b>I</b>      | <b>Δ (cm)</b> |
|------------|------------------------------|------------|---------------|---------------|
| carga viva | 36,445.61                    | 322,124.68 | 21,567,531.29 | -2.84         |

Deformación debida al presfuerzo efectivo más la cargas muerta total y la carga viva:

|                   |       |
|-------------------|-------|
| Deformación total | -2.55 |
|-------------------|-------|

Deformaciones permisibles:

|                                | <b>Δ (cm)</b>  |
|--------------------------------|----------------|
| Cuando no exista paso peatonal | L/800<br>3.70  |
| Cuando exista paso peatonal    | L/1000<br>2.96 |

## Conclusiones

El análisis y diseño de puentes tiene diversas metodologías que en base a la experiencia cobran mayor confianza en quienes participan en su desarrollo, los resultados van a depender de la habilidad, la experiencia y el uso de herramientas que facilite la obtención de resultados. El uso de programas en la actualidad se ha vuelto muy popular debido a la gran facilidad de obtenerlos y manejarlos, pero cabe resaltar que es importante tener en cuenta que solo nos sirven para complementar nuestro trabajo, el ingenio y la destreza para resolver problemas siempre será llevado a cabo por una persona y no por un ordenador.

El principal objetivo de este trabajo fue llevar a cabo el análisis de la superestructura de un tablero de traveses presforzados empleando herramientas de cálculo y programas de análisis, y fue gracias al trabajo desarrollado, que tengo una perspectiva diferente que favorece mi aprendizaje, me motiva a seguir descubriendo y aprendiendo más sobre la infinidad de cosas que ofrece la Ingeniería.

Los resultados obtenidos para la revisión de esfuerzos y resistencias basados en las Especificaciones AASHTO, resultaron correctos en nuestro análisis, los esfuerzos generados en la etapa de montaje de las traveses son resistidos de manera aceptable y quedan dentro de los valores permisibles de esta norma, así como los esfuerzos generados por el camión de diseño IMT 66.5 en servicio son aceptables.

En el caso de los factores de distribución para los efectos transversales de la superestructura, los valores arrojados a partir de nuestro análisis con el Método de Courbon fueron mayores en comparación con los de AASHTO.

El empleo de concreto presforzado en puentes ha sido una alternativa que resulta en muchos casos benéfica, existen múltiples razones para su empleo que deben ser analizadas con detenimiento para lograr un diseño eficiente que cumpla con requisitos de seguridad, servicio, durabilidad para que resulte factible su construcción.

A través de los años se han desarrollado un importante número de Ingenieros Civiles preocupados por seguirse preparando y actualizándose para poner en alto el nombre de México dentro de la Ingeniería, se cuenta con Ingenieros de mucha experiencia y prestigio que han desarrollado importantes construcciones que han maravillado a muchos, por otro lado en muchas otras obras se sigue optando por contratar a empresas extranjeras para realizar trabajos en nuestro país que fácilmente podrían ser desarrollados por mexicanos. Existe aún desconfianza hacia el trabajo realizado por nosotros, pero hay personas muy talentosas cerca de nosotros, muchas de ellas laborando como docentes en nuestra institución, que comparten su conocimiento y experiencia motivándonos a seguirnos superando.

## **Bibliografía**

Secretaría de Comunicaciones y Transportes, 2001. Norma N-PRY-CAR-6-01-001. Ejecución de Proyectos de Nuevos Puentes y Estructuras Similares, Capítulo Cargas y Acciones.

Manual de Diseño de Estructuras Prefabricadas y Presforzadas de la Asociación de Industriales del Presfuerzo y la Prefabricación, ANNIPAC.

American Association of State Highway and Transportation Officials AASHTO. Standard Specifications for Highway Bridges. Washington, D.C., 1996.

American Association of State Highway and Transportation Officials AASHTO. Standard Specifications for Highway Bridges. Washington, D.C., 2002.

Nawy, Edward G., Prestressed concrete fundamental approach. Cuarta Edición, Editorial, Prentice Hall, New Jersey, 2003.