

Universidad del Valle de Guatemala
Facultad de Ingeniería



**“REFORZAMIENTO DE PUENTES DE CONCRETO
UTILIZANDO POSTENSADO EXTERNO”**

TRABAJO DE GRADUACIÓN PRESENTADO POR
ERNESTO SALVADOR GUZMÁN ESCOBAR PARA OPTAR AL
GRADO ACADÉMICO DE MASTER EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

Guatemala
2010

**“REFORZAMIENTO DE PUENTES DE CONCRETO
UTILIZANDO POSTENSADO EXTERNO”**

Universidad del Valle de Guatemala
Facultad de Ingeniería



“REFORZAMIENTO DE PUENTES DE CONCRETO UTILIZANDO POSTENSADO EXTERNO”

TRABAJO DE GRADUACIÓN PRESENTADO POR
ERNESTO SALVADOR GUZMÁN ESCOBAR PARA OPTAR AL
GRADO ACADÉMICO DE MASTER EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

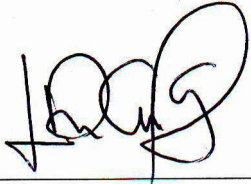
Guatemala
2010

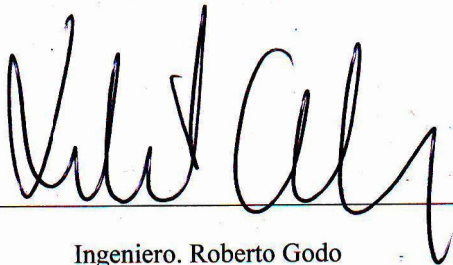
Vo. Bo. :

(f) 
Ingeniero. Foscolo Liano
Asesor

Tribunal Examinador:

(f) 
Ingeniero. Foscolo Liano
Asesor

(f) 
Ingeniero. Diego Castellanos

(f) 
Ingeniero. Roberto Godo

Fecha de aprobación: Guatemala, 05 de octubre de 2010

PREFACIO

El tema de este trabajo de tesis surgió debido a la importancia que tienen las obras de Ingeniería como los puentes en nuestro país, aún cuando es un país pequeño, dada su topografía, tiene constantemente la necesidad de construir puentes para poder salvar ríos, hondonadas y barrancos, lo que ha hecho que muchas instituciones gubernamentales se involucren en un tema tan importante. Aún cuando existen entidades que se involucran en la construcción de puentes y hay normas para el proceso constructivo de dichas estructuras, poco se ha investigado sobre el reforzamiento de estructuras existentes, el poco mantenimiento que reciben ha ocasionado que con el tiempo éstas se vayan deteriorando hasta llegar a extremos de falla muy delicados; cuando se toma la decisión de intervenir las estructuras se encuentra con el problema de que existe en el medio poco conocimiento sobre el uso del postensado externo para el reforzamiento de puentes, debido a ello el autor de esta tesis junto con su asesor el Ingeniero Msc. Foscolo Liano, experto en estructuras y puentes, y bajo la dirección del respetado Ingeniero Msc. Roberto Godo, director de escuela de Ingeniería Civil de la Universidad del Valle de Guatemala, tomamos la decisión de producir un documento que pueda indicar la manera y el procedimiento para el diseño e intervención de puentes a los que se les desea reforzar por medio del postensado externo. Agradezco especialmente a mi asesor de tesis, por ser un gran amigo y un hermano para mí, sin su ayuda, consejos y paciencia no hubiera podido culminar esta importante etapa de mi vida.

ÍNDICE GENERAL

	Página
PREFACIO	v
LISTA DE CUADROS	x
LISTA DE FIGURAS	xi
RESUMEN	xiii
Capítulos	
I. INTRODUCCIÓN	01
A. GENERALIDADES	01
B. PROPÓSITO	02
C. OBJETIVOS	03
D. INGENIERÍA DE PUENTES	03
E. TIPOS DE CARGAS PARA PUENTES	09
a. Cargas generales	09
b. Carga muerta	09
c. Carga viva	09
F. CONCRETO PREESFORZADO	10
1. Introducción	10
2. Preesfuerzo	11
3. Aplicación al concreto	11
G. INGENIERÍA DEL POSTENSADO EXTERNO	13
II. DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA PARA UN PUENTE DE CONCRETO REFORZADO PARA DIFERENTES TIPOS DE CAMIÓN DE CARGA	15
A. DISEÑO DE PUENTE 1 CON CAMIÓN DE CARGA HS-15	15
1. Consideraciones de diseño	15

2.	Predimensionamientos	16
3.	Determinar la viga como “T”	17
4.	Memoria de cálculo para la integración de cargas para el diseño de la viga interior para el PUENTE 1, con camión de carga HS-15.....	18
5.	Determinación del momento último	21
6.	Determinación de la cantidad de acero de refuerzo en vigas principales.....	25
B. DISEÑO DE PUENTE 2 CON CAMIÓN DE CARGA HS-25		26
1.	Consideraciones de diseño	26
2.	Predimensionamientos	27
3.	Determinar la viga como “T”	28
4.	Memoria de cálculo para la integración de cargas para el diseño de la viga interior para el PUENTE 2, con camión de carga HS-25	29
5.	Determinación del momento último	32
6.	Determinación de la cantidad de acero de refuerzo en vigas principales	36
C. COMPARACIÓN DE REFUERZO ENTRE LA SUPERESTRUCTURA DE PUENTE 1 Y PUENTE 2		37
1.	Comparación de momentos máximos positivos entre las dos superestructuras	37
2.	Determinación de la diferencia de momentos máximos	37
3.	Determinación de refuerzo necesario para aumentar la capacidad de carga de la estructura del PUENTE 1 diseñado para un camión de carga HS-15 a un HS-25.....	38

III. MODELO DE ANÁLISIS PARA LA INTERVENCIÓN DE UN PUEBTE DE CONCRETO CON INGENIERÍA DEL POSTENSADO EXTERNO	39
A. ANALIZANDO LA ESTRUCTURA CON POSTENSADO EXTERNO	39
1. Análisis estructural aplicando postensado externo	39
2. Determinación de acero activo que producirá la fuerza que contrarreste la diferencia de momento máximo positivo de la superestructura del PUEBTE 1.....	42
3. Efecto del postensado en la reducción de la fuerza cortante	46
4. Propuesta de reforzamiento	49
5. Descripción de los materiales propuestos para el reforzamiento	52
6. Detalles de reforzamiento	54
B. PROPUESTA DE METODOLOGÍA PARA EL REFORZAMIENTO EN CAMPO CON POSTENSADO EXTERNO.....	55
1. Metodología y proceso para el reforzamiento	55
2. Documentos necesarios en el proceso de tensado de cables	56
3. Revisión de elongaciones de campo versus elongaciones de gabinete	56
4. Recomendaciones durante el proceso de reforzamiento y Previo al tensado de cables	57
5. Recomendaciones durante el proceso de tensado de cables	59
6. Seguridad industrial durante los procesos de aplicación de fuerza en los equipos	63
IV. MODELO DE LOS ESTUDIOS MÍNIMOS REQUERIDOS PARA SER ANALIZADOS EN LA PROPUESTA DE INTERVENCIÓN DE POSTENSADO EN ESTRUCTURAS EXISTENTES DE CONCRETO REFORZADO.....	65

A. ESTUDIOS MÍNIMOS REQUERIDOS	65
1. Ensayos en el concreto	65
2. Ensayos en el acero	65
3. Determinación de concreto existente y capacidad de resistencia al postensado	66
4. Determinación de refuerzo en estructuras existentes	66
5. Ensayos destructivos	66
6. Recomendaciones en el análisis estructural	66
 B. NORMAS A UTILIZAR	 67
1. Códigos que se emplean para hacer una inspección de campo	67
2. Recomendaciones al realizar levantamientos físicos de estructuras existentes	67
3. Riesgos en la mala aplicación del postensado externo en estructuras existentes.....	67
 C. EJEMPLOS DE POSTENSADO EXTERNO EN DIFERENTES ESTRUCTURAS	 68
 D. EJEMPLO DEL PROCESO CONSTRUCTIVO DE LA APLICACIÓN DE POSTENSADO EXTERNO EN UN ELEMENTO DE CONCRETO REFORZADO.....	 72
 V. CONCLUSIONES	 82
VI. RECOMENDACIONES	83
VII. BIBLIOGRAFÍA	84

LISTA DE CUADROS

Cuadro	Página
1. Factores de distribución para vigas interiores puente 1	20
2. Combinaciones de carga para diseño de puente 1.....	24
3. Factores de distribución para vigas intermedias puente 2	31
4. Combinaciones de carga para diseño de puente 2.....	24
5. Comparación de momentos últimos	37
6. Propiedades de viga "T" a reforzar con postensado externo	40

LISTA DE FIGURAS

Figura	Página
1. Camión de carga HS-15	15
2. Superestructura para puente 1	16
3. Viga "T" para el diseño de puente 1	17
4. Diagrama de líneas de influencia para X igual a 10.00 mt puente 1	21
5. Diagrama de líneas de influencia para X igual a 10.71 mt	23
6. Camión de carga HS-25	26
7. Superestructura para puente 2	27
8. Viga "T" para el diseño de puente 2	28
9. Diagrama de líneas de influencia para X igual a 10.00 mt puente 2	32
10. Diagrama de líneas de influencia para X igual a 10.71 mt puente 2	34
11. Viga "T" para analizar con postensado externo	39
12. Anclajes para cuatro cables de 0.60" de diámetro que se utilizarán para aumentar la capacidad de las vigas	49
13. Cuñas que sostienen los cables por detrás de los anclajes que se propone para ser utilizado en el reforzamiento de las vigas del puente	50
14. Gato hidráulico que se debe utilizar para tensar los cuatro cables propuestos para el reforzamiento del puente	50
15. Detalle de anclaje activo a utilizar en el postensado externo	51
16. Central hidráulica que se debe utilizar para accionar los gatos hidráulicos para el reforzamiento de estructuras con postensado externo	51
17. Detalle de instalación de anclajes en viga a reforzar	54
18. Detalle de instalación de rigidizantes	55
19. Postensado externo en edificios	68
20. Postensado externo para losas de parqueos	69
21. Postensado externo para el reforzamiento de un puente de armadura 1.....	69

22.	Postensado externo para el reforzamiento de un puente de armadura 2.....	70
23.	Postensado externo para el reforzamiento de vigas de metal	70
24.	Postensado externo para el reforzamiento de vigas de metal, detalle del anclaje al final de la viga	71
25.	Postensado externo para vigas de concreto	71
26.	Viga de apoyo de las pilas intermedias a las cuales se les aumentó la capacidad de carga por medio de postensado externo	72
27.	Pila intermedia previo a aplicársele postensado externo	73
28.	Elevación de martillo	73
29.	Detalle de propuesta de intervención	74
30.	Detalle de parabólica de cables en la viga de apoyo de la pila	74
31.	Detalle de la instalación de pasadores para la armadura donde se instalarían los ductos con los cables 1.....	75
32.	Detalle de la instalación de pasadores para la armadura donde se instalarían los ductos con los cables 2.....	75
33.	Detalle de la instalación de pasadores para la armadura donde se instalarían los ductos con los cables 3.....	76
34.	Detalles de la armadura y los ductos embebidos dentro de la misma donde se introducirían los cables para postensado	76
35.	Panorámica de los ductos con su parábola dentro de la armadura 1	77
36.	Panorámica de los ductos con su parábola dentro de la armadura 2	77
37.	Detalle del refuerzo en los extremos	78
38.	Detalle de instalación de anclajes en los extremos	78
39.	Detalle de la instalación de dos gatos para tensar la viga simultáneamente a fin de evitar esfuerzos de torsión en la viga y la pila	79
40.	Tensado simultáneo	79
41.	Aplicación de fuerza simultánea en ambos anclajes	80
42.	Vista del poliducto donde se inyecta el mortero	80
43.	Viga de apoyo reforzada con postensado externo	81

RESUMEN

Guatemala tiene una topografía muy irregular, terrenos llanos y montañosos, grandes quebradas y peñascos, ríos que atraviesan grandes extensiones, por lo que la construcción de puentes es indispensable para conectar caminos y carreteras. La construcción de puentes en Guatemala fue surgiendo debido a la necesidad de intercambiar comercio y conectar ciudades, sin embargo muchos de los puentes construidos en épocas anteriores, se hicieron con códigos de diseño de muy diferentes a los que ahora se tiene. Actualmente los códigos han cambiado, incrementando los factores de seguridad en los puentes, así como las cargas que circulan sobre ellos, esto hace necesario reforzar los puentes existentes, muchos de ellos diseñados para cargas livianas.

Este trabajo de graduación consiste en la propuesta de intervención estructural para puentes en servicio con capacidad de carga viva baja a los cuales se les desea aumentar su capacidad basada en los requerimientos actuales y futuros de tráfico, esto es posible por medio del postensado externo, para ello se analizan dos estructuras con capacidad de carga diferente, una diseñada para un camión de carga HS-15, que es la capacidad actual de muchos puentes en Guatemala y otra diseñada con un camión de carga HS-25, que es una de las cargas requeridas por los códigos actuales.

Al diseñar ambas estructuras se puede determinar el momento último de diseño, asumiendo que la diseñada con el camión de carga HS-15 ya está construida, al comparar ambos momentos, se logra determinar un momento adicional para el cual no tiene capacidad la construid para HS-15, por lo que se determinan los esfuerzos adicionales que el camión de carga HS-25 produciría en esta estructura. Esto es muy importante, ya que al saber los esfuerzos adicionales debidos a la sobre carga o la carga viva adicional, se puede determinar la fuerza que es necesario aplicar en la estructura que produciría los esfuerzos que anulan los generados por la carga viva adicional.

Es importante indicar que los valores de la resistencia del concreto se asumen, sin embargo al realizar una intervención, el diseñador deberá determinar por medio de ensayos en laboratorio la capacidad real del concreto de la estructura a la que se le va aplicar postensado externo, para que la fuerza aplicada no sobrepase la capacidad de resistir esfuerzos por el concreto existente.

Al determinar la capacidad real del concreto, será posible determinar el porcentaje de fuerza que se podría aplicar a la estructura y revisar que esta fuerza anule los esfuerzos de tensión producidos por la carga viva adicional, al tener un equilibrio entre todos los factores que intervienen en las estructuras de concreto postensado, se puede reforzar estructuras y aumentar su capacidad de resistir carga. Esto queda demostrado en el análisis que se realizó a las dos estructuras diseñadas en este trabajo de tesis, comprobándose por medio de cálculos matemáticos que la aplicación de fuerza activa por medios mecánicos, sí contrarrestan esfuerzos a tensión en estructuras de concreto reforzado, simplemente apoyadas.

I. INTRODUCCIÓN

A. GENERALIDADES

Guatemala tiene una red vial de aproximadamente 5,000 kilómetros de caminos pavimentados y 20,000 kilómetros de caminos no pavimentados, dentro de los cuales se ubican importantes estructuras como puentes, de los cuales un alto porcentaje fueron diseñados para soportar cargas de camión HS-15. Dicha carga ya no es de uso común, además que la realidad es que sobre estos puentes transitan camiones más pesados.

Este trabajo consiste en la propuesta de una guía para la intervención de puentes de concreto reforzado en servicio con capacidad de carga viva baja o que fueron diseñados para cargas del tipo HS-15 y a las cuales se les desea aumentar su capacidad de carga basada en los requerimientos actuales y futuros de tráfico (vigencia del Tratado de Libre Comercio con México y Estados Unidos). Para alcanzar este propósito se estudiará, analizará y diseñarán dos superestructuras con diferente camión de diseño, una con HS-15 y la otra con HS-25, con el fin de determinar la diferencia de refuerzo entre una y otra, así también para determinar qué cantidad de refuerzo es requerida para la superestructura diseñada con HS-15 para elevar su capacidad a una diseñada con un camión de carga HS-25. Es en este punto la importancia de este trabajo de tesis ya que con postensado externo se rediseñará la superestructura con refuerzo insuficiente, a la cual se le aplicará fuerzas de compresión por medio de cables externos que tendrán la función de aumentar la capacidad de la misma sin necesidad de demolerla y hacerla de nuevo, sin embargo para aplicar dichas fuerzas será necesario determinar la capacidad de la estructura en servicio ya que el refuerzo que se le adicionará no es un refuerzo pasivo sino es una fuerza que la someterá a esfuerzos de compresión, sin embargo se diseñará con el cuidado que dicha fuerza pueda ser soportada por el concreto.

El resultado de esta aplicación de fuerza será que aumentará la capacidad de carga de la estructura diseñada con HS-15 y tendrá un efecto adicional para los puentes en

servicio y es que muchos de estos puentes, al estar expuestos por mucho tiempo a cargas para las que no fueron diseñados, empieza a producirse un incremento de esfuerzos por flexión, que si bien no han hecho colapsar la estructura la han expuesto a sufrir deterioro del concreto e incluso del acero de refuerzo, por lo que la aplicación de los esfuerzos de compresión externos, al aumentar la capacidad de la estructura, también cerrarán completamente toda grieta que se observe en ella.

Este trabajo de tesis incluirá una metodología de intervención física en la estructura, lo que quiere decir que se propondrán los procedimientos y planos de taller con los detalles de los elementos de postensado a ser utilizado para su reforzamiento, ya que en muchos casos las propuestas de reparación se limitan solamente al diseño, sin embargo para este caso, se presentará una propuesta de intervención con el diseño estructural complementado con la intervención en campo.

Cualquier Ingeniero con este trabajo de tesis contará con una herramienta muy útil para aumentar, reforzar o reparar una estructura utilizando postensado externo.

B. PROPÓSITO

El propósito de este trabajo de tesis es poder analizar si, por medio del uso de postensado externo, es posible aumentar la capacidad de una estructura existente sin dañarla, revisando que los esfuerzos inducidos en la misma se mantengan dentro de los esfuerzos permisibles, tanto los de tensión como los de compresión. También dar a aquellos que deseen adentrarse en las técnicas y especificaciones para el reforzamiento de puentes de concreto, por medio del postensado externo, una propuesta de las muchas que existen de cómo realizar el análisis para dicho reforzamiento.

C. OBJETIVOS

1. General

- Promover los fundamentos teóricos de diseño para el reforzamiento de puentes de concreto con postensado externo.

2. Especifico

- Determinar si por medio del postensado externo es posible aumentar la capacidad de carga en estructuras existentes.
- Describir y ejemplificar por medio de cálculos el procedimiento a seguir para la intervención de puentes de concreto con postensado externo.
- Al aliviar los esfuerzos de tensión en la fibra inferior de las vigas, determinar si los esfuerzos de tensión debidos a la aplicación de preesfuerzo en la parte superior no son críticos en las reparaciones con postensado externo.
- Documentar un caso real donde se ha podido aplicar el postensado externo para el reforzamiento de puentes de concreto.

D. INGENIERÍA DE PUENTES

Debido a la necesidad de cruzar ríos, hondonadas, barrancos u obstáculos, el hombre inició así con una de las ramas más hermosas de la Ingeniería, valiéndose del ingenio y la creatividad surgieron ideas para lograr vencer cualquier obstáculo; por la necesidad de desplazamiento del ser humano, éste pudo ir desarrollando técnicas para crear

elementos que pudieran lograr unir caminos y calzadas, inicialmente rudimentarias que con el tiempo fueron perfeccionando hasta llegar a la época moderna logrando integrar la tecnología y los materiales para lograr así implementar LA INGENIERÍA DE LOS PUENTES.

La construcción de puentes se remonta desde la existencia del hombre en la que de manera empírica éste realizaba una obra con el único fin de satisfacer una necesidad, atendiendo únicamente a una serie de principios conocidos por experiencia, inventando o innovando, todo ello sin tener una base científica ni matemática para su creación, los constructores actuaban por reglas empíricas, que se transmitían de generación en generación, conservadas en secreto por los artesanos y rara vez modificadas por nuevos conocimientos; con el tiempo a través de pruebas y descubrimientos de la ciencia, así como con la intervención de grandes científicos tales como Leonardo Da Vinci quien desarrolla conceptos como el momento que producen las fuerzas, el estudio de la flexión de vigas apoyadas en sus extremos y la resistencia de vigas en voladizo; la resistencia de alambres de varias longitudes; realizando investigaciones sobre la resistencia de las columnas, estableciendo que ésta varía inversamente con su longitud y directamente con alguna relación de su sección transversal; o Galileo Galilei, quien fue el primero en estudiar la resistencia de los sólidos a la rotura, creando por así decirlo, la mecánica de los materiales y quien indica la presencia de tensión en vigas y que el momento depende del cuadrado de la luz en que se distribuye la carga, discutió el problema de la viga en voladizo bajo su propio peso y una carga concentrada en el extremo. Consideraba que la viga permanecía rígida, excepto en la sección de la falla, y que la compresión se concentraba en la parte inferior de esta sección, con una tensión constante en el resto de ella; o Robert Hooke, uno de los más importantes científicos de Oxford en el siglo XVII, quien introduce la teoría de los arcos y los resortes, obtuvo lo que se conoce como la ley que lleva su nombre, su expresión *ut tensio sic vis*, (como la tensión, así es la fuerza), aunque poco conocida por los estudiantes e ingenieros actuales, es una de las leyes de la mecánica de los materiales que más influyó en el desarrollo de la Ingeniería estructural

del siglo XIX; o Thomas Young, quien es el primero en indicar la importancia de las cargas dinámicas en los puentes, introdujo por primera vez el concepto de módulo de elasticidad, trató problemas de torsión de ejes y flexión de vigas en voladizo y el problema de la tensión y compresión excéntrica de barras de sección rectangular; con estos primeros aportes la ingeniería de puentes fue evolucionando es así que en el año de 1,821 el Frances Louis Navier, Ingeniero y Matemático, escribe el tratado más extenso que se conozca sobre puentes colgantes, a él le corresponde el honor de desarrollar la primera teoría general de los sólidos elásticos, así como el primer tratamiento sistemático de la teoría de estructuras.

Charles August Coulomb, renombrado físico, junto con Navier, son considerados los creadores de la Resistencia de los materiales, publicó el primer análisis correcto de los esfuerzos en una viga con sección rectangular, aplicó la ley de Hooke a las fibras, situó la superficie neutra en su posición correcta, desarrolló el equilibrio de las fuerzas en la sección con las fuerzas externas y evaluó correctamente los esfuerzos, también consideró la etapa plástica e indicó que en la falla, bajo ciertas condiciones, la superficie neutra debería moverse a otra posición, así mismo, presentó su famosa teoría sobre la presión de tierras sobre muros de contención, base para el análisis y diseño de los estribos para puentes, y enunció su teoría de la torsión de ejes; Lamé, Saint-Venant y Duhamel, fueron en los años de 1,850, los pioneros en el desarrollo de la teoría de la elasticidad, Lamé publicó el primer libro sobre “elasticidad” y, junto con Clapeyron, introdujo el concepto de igualdad del trabajo externo e interno en una estructura deformada.

Barré de Saint-Venant, Ingeniero francés, trabajó sobre la flexión en vigas curvas, las vibraciones y las deformaciones plásticas; Duhamel, realizó grandes investigaciones sobre la teoría de la vibración de los cuerpos elásticos, demostró que los desplazamientos producidos por una fuerza variable pueden ser representados por una integral, subdividiendo los intervalos infinitesimales con el fin de obtener el movimiento forzado como la suma de los movimientos de los intervalos. Esta ecuación, conocida

como la “integral de Duhamel”, es ampliamente usada hoy en día en la dinámica de estructuras para el caso sísmico; en 1,857, Clepeyron, presentó a la academia francesa su obra “Teorema de los tres momentos”, para el análisis de las vigas continuas, iniciando así el desarrollo de una verdadera “Teoría de las estructuras”; en 1,867 el Alemán Winkler, introdujo la “Líneas de Influencia”; así mismo, hizo importantes contribuciones a la Resistencia de Materiales, especialmente en la teoría de flexión de vigas curvas y flexión de vigas apoyadas en medios elásticos; James Clerk Maxwell, de la universidad de Cambridge, en 1,870, publicó el que podríamos llamar el primer método sistemático de análisis para estructuras estáticamente indeterminadas, basado en la igualdad de la energía interna de deformación de una estructura cargada y el trabajo externo realizado por las cargas aplicadas; Otto Mohr, quien hizo grandes aportes a la teoría de estructuras, desarrolló el método para determinar las deflexiones en vigas, conocido como el método de las cargas elásticas o “la viga conjugada”, así mismo presentó una derivación más simple y más extensa del método general de Maxwell para el análisis de estructuras indeterminadas, usando los principios de trabajo virtual. Hizo aportes en el análisis gráfico de deflexiones de armaduras, obteniendo el famoso “círculo de Mohr”, para la representación gráfica de los esfuerzos en un estado biaxial de esfuerzos.

En 1,873, Alberto Castigliano, presentó el principio del trabajo mínimo, y que se conoce como “el primer teorema castigliano”, posteriormente presenta “el segundo teorema castigliano”, para encontrar deflexiones; en 1,886, Heinrich Müller-Breslau, publicó un método básico para el análisis de estructuras indeterminadas, descubrió que la línea de influencia para la reacción, o una fuerza interna de una estructura, era, en alguna escala, la elástica producida por una acción similar a esa reacción o fuerza interna, conocido como el “teorema de Müller-Breslau”, que es la base para otros métodos indirectos de análisis de estructuras y para el análisis de cargas que se mueven permanentemente cuya magnitud no es conocida con precisión, cargas vivas que representan el efecto de los vehículos en los puentes.

Hardy Cross, en 1,930, publica el libro *Método de distribución de momentos*, que, puede decirse, revolucionó el análisis de las estructuras de marcos continuos de concreto reforzado y puede considerarse uno de los mayores aportes al análisis de estructuras indeterminadas. Este método de aproximaciones sucesivas evade la resolución de sistemas de ecuaciones, como las presentadas en los métodos de Mohr y Maxwell, se hicieron populares los métodos de Kani y Takabeya, también de tipo iterativo y hoy en desuso debido a la disponibilidad de computadoras, todos ellos contribuyeron para sentar las bases y dar inicio a la Ingeniería de Puentes en el mundo entero.

Aunque los romanos hicieron poco por la ciencia, comparados con los griegos, sobrepasaron a sus antecesores y contemporáneos en los desarrollos de la Ingeniería; para garantizar el desplazamiento de sus ejércitos, desarrollaron su notable habilidad como constructores de puentes. Es importante indicar que aún de una manera empírica desde la época Romana se construyeron puentes de gran importancia, tal el caso del puente sobre el río Rhin, de longitud superior a los 500 metros en pilotes de madera, y el Trajano sobre el río Danubio, de arcos de madera en Alcántara España que fue construido en el año 104 A.C., por el Emperador Trajano y que aún permanece en pie. Los Romanos desarrollaron el auténtico arco semicircular de mampostería que usaron ampliamente para sus puentes y acueductos, entre éstos deben mencionarse el “Pont du Gard” en Francia y el “acueducto de Segovia” en España, aún existentes y verdaderas estrellas del turismo mundial.

La estructura surge como principio estructural durante el renacimiento, el Arquitecto Andrea Palladio fue el primero en desarrollarlo para la construcción de puentes y techos de edificaciones, aunque sus diseños no tenían como base un análisis racional. El aparecimiento del ferrocarril favorece el estudio de las cargas en los puentes construyéndose para esto el primer puente de hierro en 1779, Puente Darby. Las fallas en los puentes de hierro inducen la introducción del acero, siendo el puente sobre el río Mississippi construido por James Eads el primero en este material. Es al final de la

época de los años de 1,800 cuando se establecen las primeras normas para el diseño de puentes. En el año de 1,801 James Finley, construye el primer puente suspendido con cadenas de hierro forjado y mampostería, el puente Jacob's Creek, si bien el concepto puro de puente colgante no es nuevo (China y Latinoamérica ensayaron versiones con cuerda desde mucho tiempo atrás), este es el puente que introduce la tipología constructiva que en el mismo siglo excedería el medio kilómetro de luz libre. Emplea torres para el desvío de las cadenas, tensores verticales de suspensión y un deck rígido y nivelado. En 1,826, Thomas Telford, diseñó y construyó uno de los primeros puentes colgantes modernos en el mundo, la construcción del puente se comenzó en el año de 1,819 con las torres a los lados del estrecho, éstas se construyeron de piedra caliza y estaban huecas con tabiques cruzados internos, después se colocaron 16 enormes cadenas de cables, cada una hecha de 935 barras de hierro que soportan la longitud de 176 metros. Entre los años de 1,870 y 1,883, se construye el puente más largo de mundo hasta ese entonces, El puente de Brooklyn con 1,835 metros de largo, fue un emblema para la Ingeniería del siglo XIX por lo innovador que fue en aquel entonces el uso de acero como material constructivo a gran escala, diseñado por John Roebling, sin embargo no fue quien lo construyó ya que a murió a inicios de la construcción, sino como algo muy curioso y no visto antes, fue construido por la esposa del hijo de John, Emily Warren, ya que el esposo Washington Roeblin cayó enfermo por una grave enfermedad y fue ella la que se convirtió en su ayudante principal, aprendiendo ingeniería y comunicando las instrucciones de su marido a los ayudantes sobre el terreno. Cuando el puente se abrió al público, ella fue la primera persona en cruzarlo. En 1,875, Joseph Monier, quien años antes había patentado el concreto reforzado, construye el primer puente de concreto armado con una luz de 16.50 metro y 4 de ancho. En 1,890, Ernesto Leslie Ransome y Ward Hyatt, inician el uso de concreto armado a gran escala en los Estados Unidos, logrando que se iniciara el uso de éste material en la construcción de puentes; en 1,896, el francés Francois Hennebique, desarrolla la construcción de vigas "T"; entre los años de 1,900 y 1,940, el suizo Robert Maillart, es el primer Ingeniero que le da a las estructuras de concreto armado una "forma", construyendo 47 puentes de arco en

concreto reforzado, de los cuales a la fecha 44 siguen en servicio; en 1,910, Eugene Freyssinet, logra el desencofrado de arcos por apertura en clave y realiza los primeros concreto pretensados, introdujo importantes novedades en los años sucesivos, bóvedas con nervaduras superiores, encofrados deslizantes y sobre todo un paso decisivo en la introducción de concreto preesforzado, en el que mediante un tensado de los elementos a tracción, estos podrían aguantar más tensiones, evitando así mismo las deformaciones del concreto, escribió el libro titulado *Una revolución en el arte de construir*, es a él a quien se le conoce como el padre del concreto preesforzado. En el año de 1,955 se construye el puente atirantado, el puente Strömsund en Suecia, considerado el primer puente atirantado moderno.

E. TIPOS DE CARGAS PARA PUENTES

1. Cargas generales. Las cargas sobre los puentes se dividen en cargas que actúan sobre la subestructura y cargas que actúan sobre la superestructura, las cargas que nos ocuparán para el análisis en el presente trabajo de tesis serán las que se aplican directamente sobre la superestructura, constituyéndose por:

- **Cargas gravitacionales:** muertas, vivas e impacto.
- **Fuerzas longitudinales:** variaciones de temperatura y fuerzas debidas a la carga viva.
- **Fuerzas laterales:** viento, sismo y fuerzas centrífugas.

2. Carga muerta. La carga muerta que actúa sobre la superestructura está compuesta por el peso de la losa, vigas principales, banquetas, barandales, postes, diafragmas, bordillos y todos aquellos elementos que actúen permanentemente sobre el puente.

3. Carga viva. La carga viva para puentes de carreteras está conformada por camiones estándar o líneas de carga que son equivalentes a trenes de camiones, debido a

que la norma que más rige para el diseño de puentes en Guatemala es AASHTO, será esta misma la que tendremos como base para el análisis y diseño de nuestra superestructura.

a. Camiones estándar: Para el análisis de nuestra estructura se consideraran dos tipos de camión, el HS-15 y el HS-25 cuyos pesos y especificaciones se realizará más adelante.

F. CONCRETO PREESFORZADO

1. INTRODUCCIÓN. El desarrollo de la tecnología del concreto data de muchos años atrás. La historia afirma que desde el año 5,600 A.C. se comenzó a hacer uso de formas similares a lo que hoy conocemos como concreto. Desde aquella época, siempre se construyó con concreto simple (no reforzado), pero este material presentaba deficiencias para soportar esfuerzos a tensión, haciendo que se optara casi siempre por construcciones con grandes espesores o elementos en arco. Observando esta deficiencia, los romanos para el año 500 D.C., intentaron reforzar con franjas o varillas de bronce, pero el ensayo fue fallido, pues no se logró incrementar la resistencia a la tensión del concreto y por el contrario la alta tasa de expansión térmica produjo descascaramientos y fisuras. Para la mitad del siglo XIX, comienza el avance del concreto reforzado con acero, y finalmente, entre los años de 1,920 y 1,945, se presenta uno de los grandes hitos de de la historia de la construcción. Aunque la primera proposición para aplicar el preesforzado al concreto se hizo desde 1,886 en los Estados Unidos, no fue sino hasta los años treinta que, como resultado de los estudios del renombrado Ingeniero francés, Eugéne Freyssinet, el concreto preesforzado llegó a ser una realidad práctica. A Freyssinet debemos la comprensión de los efectos diferidos del concreto, que tanto influyen en la pérdida de fuerza del preesfuerzo durante la vida útil de la estructura. Además de ejecutar obras magníficas que pusieron de manifiesto las enormes posibilidades del concreto preesforzado, este Ingeniero francés llamó la atención sobre

las dos variables que definen al concreto preesforzado: la fuerza de preesfuerzo y la excentricidad de la misma.

Efectivamente, al variar la fuerza de preesfuerzo o su excentricidad es posible diseñar estructuras sin fisuras o controlar las deflexiones producidas por determinados estados de carga. A partir de este punto, inicia a una escala abrumadora el uso de esta tecnología. Esto se ve reflejado en países como Estados Unidos, que tienen un 70% de sus estructuras para puentes, construidas con concreto preesforzado.

2. PREESFUERZO. Preesforzar es generar interna o externamente en una estructura fuerzas con las cuales se pretende balancear o equilibrar, parcial o totalmente, las cargas a las que es sometida, y por ende compensar sus efectos. Estas fuerzas se pueden generar antes, durante o después de la aparición de las cargas sobre la estructura. Es inducir en los elementos de concreto, deformaciones y esfuerzos que contrarresten las deformaciones y los esfuerzos producidos sobre el concreto por las cargas externas. Este proceso se lleva a cabo aplicando una fuerza externa de compresión sobre el concreto antes de que este sea sometido a las cargas de servicio que determinan el uso de la estructura.

Las fuerzas de preesforzado son fuerzas activas, es decir, que actúan sobre la estructura independientemente de la aparición de otras cargas. Por esta razón, la concepción y el cálculo de estas estructuras requieren estudios juiciosos, pues con solo las fuerzas del preesforzado se podrían ocasionar daños y hasta el colapso de la estructura.

3. APLICACIÓN AL CONCRETO. Aunque los principios y las técnicas del preesforzado se han aplicado a estructuras de muchos tipos y materiales, la aplicación más común ha tenido lugar en el diseño del concreto estructural.

En esencia, el concreto es un material que trabaja a compresión. Su resistencia a la tensión es mucho más baja que a la de compresión, y en muchos casos, al diseñar, se deja fuera de consideración aquella. Por tanto, el preesforzado del concreto implica naturalmente la aplicación de una carga compresiva, previa a la aplicación de las cargas anticipadas de diseño, en forma tal que se reduzcan o eliminen los esfuerzos de tensión que de otra forma ocurrirían.

En efecto, el concepto original del concreto preesforzado consistió en introducir en vigas suficiente precompresión axial para que se eliminaran en el miembro cargado todos los posibles esfuerzos de tensión que obraran en el concreto. Sin embargo, a medida que se ha desarrollado el conocimiento de esta forma de construcción, se ha visto claramente que esta concepción es innecesariamente restrictiva, y en la práctica actual de diseño se permite que haya esfuerzos de tensión en el concreto, y hasta cierto agrietamiento limitado. Haciendo variar la magnitud del preesfuerzo compresivo puede limitarse al grado deseado el número y el ancho de las grietas, igualmente puede controlarse la deflexión del miembro. Se pueden diseñar vigas con deflexión nula para una combinación específica de preesfuerzo y cargas externas. Desde el punto de vista de las condiciones de servicio, tal preesforzado parcial presenta una mejoría substancial, no sólo en la construcción convencional del concreto armado, sino también en la forma original del preesforzado completo, el cual, si bien eliminaba el agrietamiento bajo las cargas de servicio, producía a menudo una combadura hacia arriba que causaba problemas.

Pero no es solo por las condiciones de servicio mejoradas que el preesforzado ha alcanzado importancia, por el control del agrietamiento y la deflexión bajo las cargas de servicio, el preesforzado hace posible emplear el económico y eficaz refuerzo de acero de alta resistencia a la tensión, y concreto de alta resistencia.

Los anchos de las grietas, en las vigas convencionales de concreto armado, son toscamente proporcionales al esfuerzo que obra en el refuerzo de tensión, y por esa razón tienen que limitarse los esfuerzos en el acero a valores mucho menores que los que podrían usarse si eso no ocurriera. En las vigas preesforzadas, el alto esfuerzo en el acero no va acompañado por grietas anchas en el concreto, porque se aplica al acero gran parte del esfuerzo antes de ser anclado al concreto, y antes de que se apliquen las cargas al miembro. La deflexión de las vigas ordinarias de concreto armado está ligada también directamente a los esfuerzos. Si se permiten esfuerzos muy grandes, las deformaciones acompañantes, también grandes, que ocurrirían en el concreto y en el acero, producirían inevitablemente grandes rotaciones de las secciones transversales a lo largo del miembro, las cuales se traducirían directamente a grandes deflexiones. Predeformando el refuerzo de alta resistencia a la tensión de las vigas preesforzadas, se evitan las grandes rotaciones y deflexiones que ocurrirían en otras condiciones. Además, el miembro de concreto esencialmente libre de grietas, es más rígido para ciertas dimensiones dadas de la sección, que lo que sería si se permitiera que hubiera agrietamiento hasta el grado típico de la construcción de concreto armado.

En consecuencia, no es solo por la mejoría del comportamiento bajo la carga de servicio, por el control del agrietamiento y la deflexión, por lo que el concreto preesforzado es conveniente, sino también porque permite la utilización de materiales eficientes de alta resistencia. Pueden usarse miembros de menores dimensiones y más ligeros, se reduce la relación de la carga muerta a la carga viva, se aumentan los claros y se amplía considerablemente la gama de aplicaciones posibles del concreto estructural.

G. INGENIERÍA DEL POSTENSADO EXTERNO.

El postensado externo, como su nombre lo indica, se usa cuando los cables no pueden ser alojados dentro del concreto, por lo tanto es necesario adosar los cables a la estructura mediante conectores, diafragmas, desviadores u otros aditamentos que

permita integrar a la estructura de una forma integral los cables de preesfuerzo, de tal manera que cuando se introducen fuerzas de tensión en los cables, los desviadores o conectores se encargan de introducir las fuerzas resultantes al elemento de concreto.

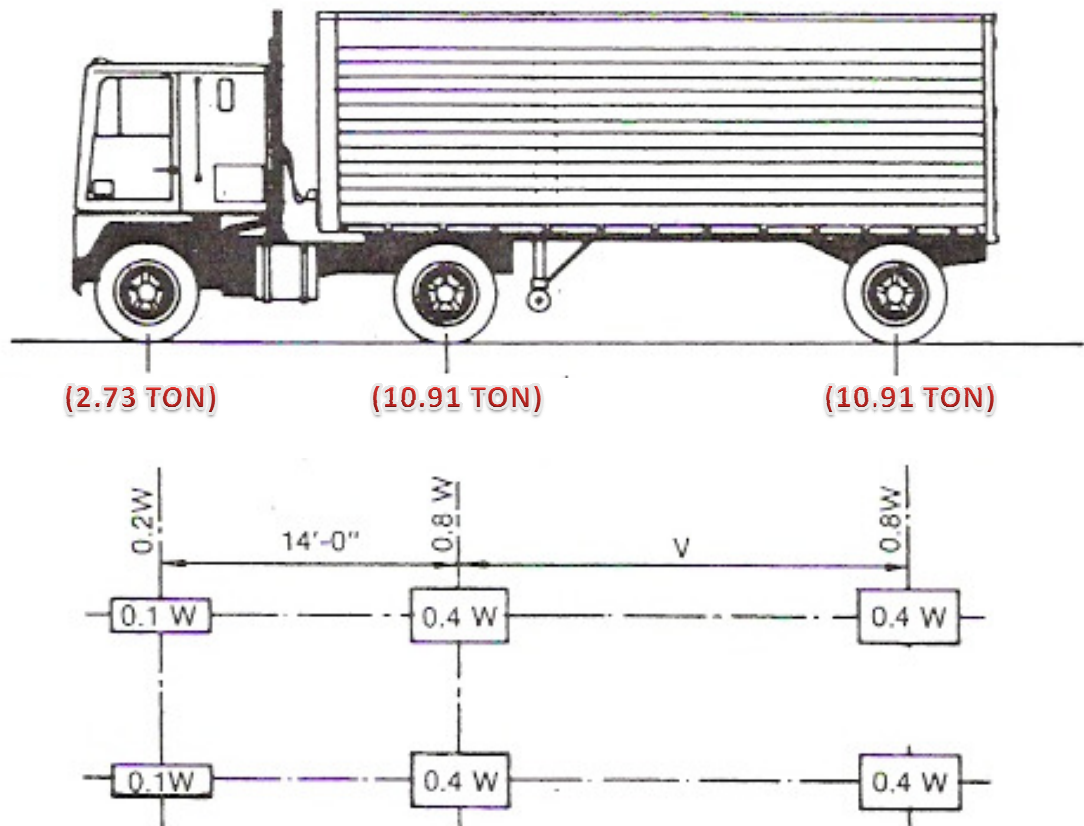
La aparición del postensado externo fue el resultado de la necesidad de reforzar antiguas obras de concreto armado, pues resultaba mucho más económico poner unos cables exteriores en la estructura que demolerla y construirla de nuevo, de tal manera que estas viejas estructuras fueron preesforzadas al introducir compresión con cables exteriores, logrando incrementar la capacidad de carga de la estructura, aumentando la vida útil de la misma.

II. DISEÑO DE LA SUPRESTRUCTURA PARA UN PUENTE DE CONCRETO REFORZADO PARA DIFERENTES TIPOS DE CAMIÓN DE CARGA

A. DISEÑO DE PUENTE 1 CON CAMIÓN DE CARGA HS-15, PESO 24.55 TON.

1. **Consideraciones de diseño.** Se considerará para el diseño el camión HS-15 de acuerdo a las siguientes características:

Figura No.1: camión de carga HS-15



2. Predimensionamientos. Para dimensionar la superestructura consideraremos las siguientes características de acuerdo a los puentes típicos construidos en Guatemala para este tipo de subestructura:

Ancho de pista = 8.00 mts

Ancho de banquetas = 0.80 mts

Cantidad de vigas = 3

Separación entre vigas a ejes = 2.65 mts

Espesor de losa = 0.18 mts

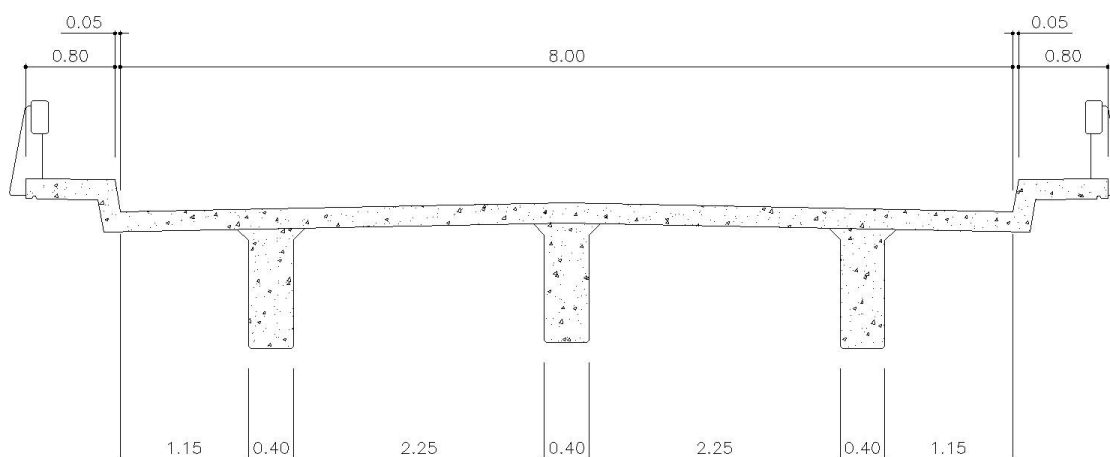
Ancho de viga = 0.40 mts

Altura de viga = 1.25 (la altura es determinada de la recomendación de la relación de largo versus peralte $L/H=16$)¹

Espesor de asfalto = 0.05 cms

Luz del puente = 20.00 mts

Figura No. 2: superestructura para PUENTE 1



¹ “la relación de claro a peralte total para vigas de un solo claro típicas varían desde 16 hasta 22, dependiendo de las condiciones carga y del criterio de diseño” Diseño de Estructuras de Concreto Preeforzado, Arthur . Nilson, pág. 165.

3. **Determinar la viga como "T"**. Se diseñará la viga como una viga "T", para lo cual tomaremos el criterio según AASHTO que dice como calcular la dimensión de bf:

$$bf \leq L/4$$

$$bf \leq bw + 12 \text{ veces el espesor de la losa}$$

$$bf \leq bw + 2 \text{ veces la mitad del ala de viga a viga}$$

Con esta información procedemos a calcular:

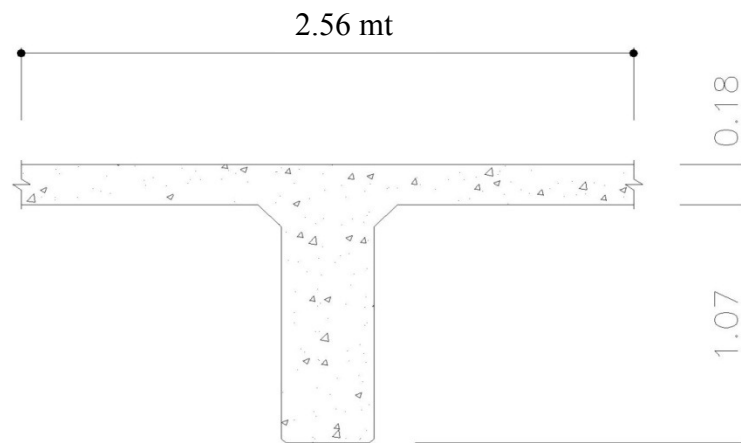
$$bf \leq 20.00 \text{ mt}/4 = 5.00 \text{ mt}$$

$$bf \leq 0.40 \text{ mt} + 12(0.18 \text{ mt}) = 2.56 \text{ mt}$$

$$bf \leq 0.40 \text{ mt} + 2(1.125 \text{ mt}) = 2.65 \text{ mt}$$

Se toma el valor más bajo siendo este $bf = 2.56 \text{ mt}$

Figura No. 3: viga "T" para diseño de PUENTE 1



4. Memoria de cálculo para la integración de cargas para el diseño de la viga interior para el PUENTE 1, con camión de carga, HS-15.

a. Determinación de momento debido a carga muerta

$$W_{losa} = 2.65 \text{ mts} \times 0.18 \text{ mts} \times 2,400 \text{ Kg/m}^3 = 1,144.8 \text{ Kg/m}$$

$$W_{asfalto} = 2.65 \text{ mts} \times 0.05 \text{ mts} \times 2,200 \text{ Kg/m}^3 = 291.5 \text{ Kg/m}$$

$$W_{viga} = 0.40 \text{ m} \times 1.07 \text{ m} \times 2,400 \text{ Kg/m}^3 = 1,027.2 \text{ Kg/m}$$

$$W_{diafragma} = (\frac{3}{4}) \times 0.30 \text{ m} \times 2.25 \text{ m} \times 1.07 \text{ m} \times 2,400 \text{ Kg/m}^3 = 1,300.05 \text{ Kg/m}$$

$$W_{carga \text{ distribuida}} = 2,463.50 \text{ Kg/m}$$

$$W_{carga \text{ puntual}} = 1,300.05 \text{ Kg/m}$$

$$M(\text{diafragma}) = \frac{PL}{4}$$

$$M(\text{carga distribuida}) = \frac{WL^2}{8}$$

$$M(\text{distribuida}) = \frac{(2,463.50 \text{ Kg/m})(20.00 \text{ m})^2}{8} = 123.17 \text{ ton-m}$$

$$M(\text{diafragma}) = \frac{(1,300.05 \text{ Kg/m})(20.00 \text{ m})}{4} = 6.50 \text{ ton-m}$$

Momento total debido a carga muerta al centro del claro:

$$M_d = 123.17 \text{ ton-m} + 6.50 \text{ ton-m} =$$

$$M_d = 129.67 \text{ ton-m}$$

b. Determinación de momento debido a carga viva. Para poder determinar el momento máximo debido a carga viva debemos recordar que éste no se encuentra exactamente en el centro, sino el momento máximo positivo ocurre cuando la llanta trasera más pesada del camión se localiza a la misma distancia del apoyo "A", como el centro de gravedad del camión del apoyo "B", de acuerdo al siguiente esquema:

Además el momento debido a carga viva deberá estar multiplicado por el factor de impacto y el factor de distribución que especifica AASHTO, por lo que procederemos a calcular dichos factores.

c. Determinación del factor de impacto. De acuerdo a la norma AASHTO el factor de impacto se determina de acuerdo a:

$$Fi = \frac{15.25}{L+38}$$

L = largo de la viga

$$Fi = \frac{15.25}{20+38}$$

$$Fi = 0.2629$$

$$Fi = 1.26$$

d. Determinación del factor de distribución. El factor de distribución se realizará de acuerdo a la norma que establece AASHTO, el cual lo determina basado en el tipo de viga, separación entre vigas y cantidad de carriles para uso vehicular.

En el cuadro número uno de la página veinte, se encuentra un resumen de los factores de distribución permitidos por AASHTO.

Cuadro No. 1: factores de distribución para vigas interiores²

CLASE DE PISTA	Puentes de una vía		Puentes de dos vías	
	<i>F.D.</i>	<i>S</i>	<i>F.D.</i>	<i>S</i>
Concreto sobre vigas de acero o en "I" o de concreto preesforzado	S/2.1	≤ 3.00	S/1.7	≤ 4.00
Concreto sobre vigas en "T" de concreto	S/2.0	≤ 2.00	S/1.8	≤ 3.00
Parrillas de acero con espesor menor de 10 cm	S/1.4	≤ 1.80	S/1.2	≤ 3.20
Parrillas de acero con espesor menor de 10 cm o más	S/1.8	≤ 1.80	S/1.5	≤ 3.20
Placas de acero corrugado con espesor mínimo de 5 cm	S/1.7		S/1.4	

De acuerdo a nuestro caso, un puente de dos vías, con la separación entre vigas menor a 3.00 metros, el factor de distribución a usar para el diseño de nuestra superestructura a diseñar será:

$$Fd = \frac{S}{1.8}$$

$$Fd = \frac{2.70}{1.8}$$

$$Fd = 1.5$$

² "Los momentos flectores debidos a la carga viva para cada viga interior se determinan aplicando a cada una de ellas la Carga de Rueda multiplicadas por los Factores de Rueda" Manual de Puentes de Concreto Reforzado.

5. Determinación de momento último. Como se explicó anteriormente, el momento máximo debido a carga viva no se localiza en el centro de la viga, tal como sucede para carga muerta, por lo tanto procederemos a encontrar por líneas de influencia el momento para carga viva y carga muerta al centro del claro y en el punto donde es máximo para carga viva, posteriormente compararemos ambos resultados para diseñar para el momento más crítico de los encontrados.

Líneas de influencia cuando el camión está en $X= 10.00$ m (máximo momento positivo debido a carga muerta):

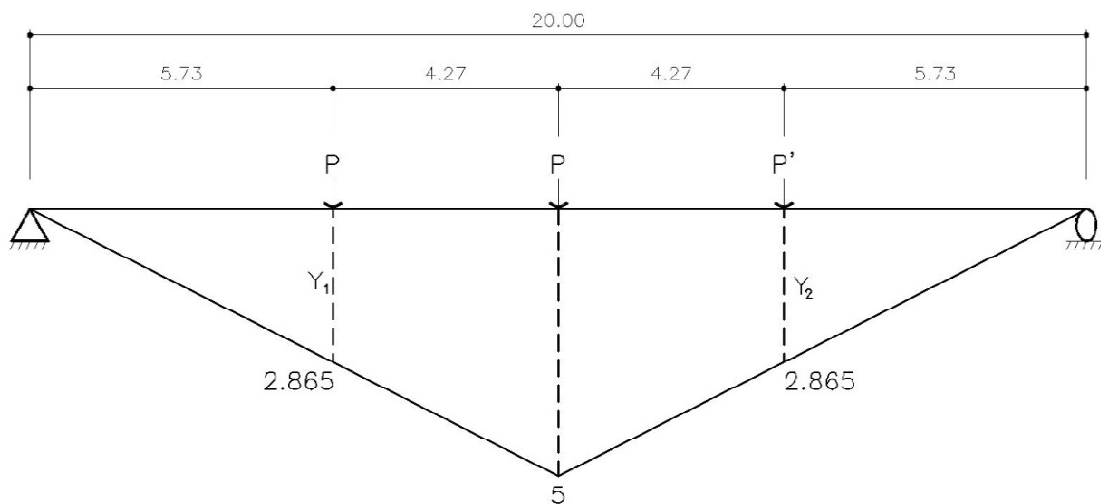
$$Y = \frac{ab}{L}$$

$$Y = \frac{(10.00 \text{ m})(10.00 \text{ m})}{20.00 \text{ m}}$$

$$Y = (5 \text{ m})$$

Por triángulos semejantes obtenemos los valores de Y_1 y Y_2 , por lo tanto tenemos:

Figura No. 4: diagrama de líneas de influencia



Momento debido a carga viva cuando el camión se localiza en $X= 10$ m, por medio de líneas de influencia:

$$P= 5.455 \text{ ton}$$

$$P'= 1.365 \text{ ton}$$

$$Ml= (2.865 \text{ m})(5.455 \text{ ton})+(5 \text{ m})(5.455 \text{ ton})+(2.865 \text{ m})(1.365 \text{ ton}) =$$

$$\mathbf{Ml=46.81 \text{ ton-m}}$$

Momento debido a carga muerta cuando el camión se localiza en $X= 10$ m, por medio de líneas de influencia

$$Md1= \frac{1}{2}(5 \text{ m})(20 \text{ m})(2,463.50 \text{ Kg/m}) \text{ (debido a la carga distribuida)}$$

$$Md1= 123.17 \text{ ton-m}$$

$$Md2= (5 \text{ m}) (1,300.05 \text{ Kg/m}) \text{ (debido a carga puntual del diafragma)}$$

$$Md2=6.50 \text{ ton-m}$$

$$Mdt = Md1 + Md2$$

$$Mdt = 123.17 \text{ ton-m} + 6.50 \text{ ton-m}$$

$$\mathbf{Mdt = 129.67 \text{ ton-m}}$$

Líneas de influencia cuando el camión está en $X= 10.71$ m (máximo momento positivo debido a carga viva):

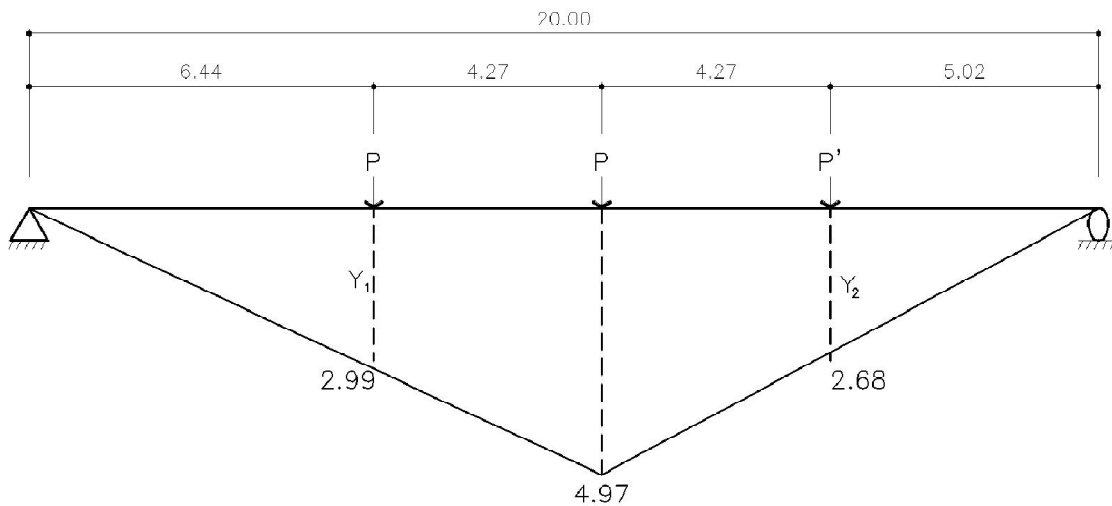
$$M= \frac{ab}{L}$$

$$M= \frac{(10.71 \text{ m})(9.29 \text{ m})}{20.00 \text{ m}}$$

$$M = (4.97 \text{ m})$$

Por triángulos semejantes obtenemos los valores de Y_1 y Y_2 , por lo tanto tenemos:

Figura No. 5: diagrama de líneas de influencia



Momento debido a carga viva cuando el camión se localiza en $X = 10.71$ m, por medio de líneas de influencia:

$$P = 5.455 \text{ ton}$$

$$P' = 1.365 \text{ ton}$$

$$Ml = (2.99 \text{ m})(5.455 \text{ ton}) + (4.97 \text{ m})(5.455 \text{ ton}) + (2.68 \text{ m})(1.365 \text{ ton}) =$$

$$\mathbf{Ml = 47.08 \text{ ton-m}}$$

Momento debido a carga muerta cuando el camión se localiza en $X = 10.71$ m, por medio de líneas de influencia

$$Md1 = \frac{1}{2}(4.97 \text{ m})(20 \text{ m})(2,463.50 \text{ Kg/m}) \text{ (debido a la carga distribuida)}$$

$$Md1 = 122.43 \text{ ton-m}$$

$$Md2 = (4.97 \text{ m})(1,300.05 \text{ Kg/m}) \text{ (debido a carga puntual del diafragma)}$$

$$Md2 = 6.46 \text{ ton-m}$$

$$Md = Md1 + Md2$$

$$Md = 122.43 \text{ ton-m} + 6.46 \text{ ton-m}$$

$$Md = 128.89 \text{ ton-m}$$

Para determinar el momento último nos basaremos en la tabla de AASHTO que considera los grupos de carga de la siguiente manera:

Cuadro No. 2: combinaciones de carga para diseño de puentes³

Col. No.	1	2	3	3A	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
GROUP	γ	β FACTORS													%	
		D	$(L+I)_n$	$(L+I)_p$	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ	ICE		
SERVICE LOAD	I	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	100
	IA	1.0	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	150
	IB	1.0	1	0	1	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	**
	II	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	125
	III	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0	0	125
	IV	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0	0	125
	V	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	1	0	0	140
	VI	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0	0	140
	VII	1.0	1	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	0	133
	VIII	1.0	1	1	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	140
IX	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	1	150	
X	1.0	1	1	0	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0	0	100	
LOAD FACTOR DESIGN	I	1.3	β_D	1.67	0	1.0	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	Not Applicable
	IA	1.3	β_D	2.20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	IB	1.3	β_D	0	1	1.0	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	
	II	1.3	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0	0	
	III	1.3	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0	0	
	IV	1.3	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0	0	
	V	1.25	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	1	0	0	
	VI	1.25	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0	0	
	VII	1.3	β_D	0	0	0	β_E	1	1	0	0	0	0	1	0	
	VIII	1.3	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	1	
IX	1.20	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0	1		
X	1.30	1	1.67	0	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0	0		

³ Fuente: tabla de coeficientes γ y β , de la Standard Specifications for Highway Bridges 17th edition- AASHTO 2002, página 31.

$$Mu = 1.3 [Md + 1.67 (ML+i+fd)]$$

$$Mu = 1.3 [129.67 \text{ ton-m} + 1.67 (46.81 \text{ ton-m} \times 1.26 \times 1.5)]$$

$$Mu = 1.3 [129.67 \text{ ton-m} + 147.75 \text{ ton-m}]$$

$$Mu = 1.3 [277.42 \text{ ton-m}]$$

$$Mu = 360.65 \text{ ton-m (cuando el camión se localiza en } X=10.00 \text{ m)}$$

$$Mu = 1.3 [Md + 1.67 (ML+i+fd)]$$

$$Mu = 1.3 [128.89 \text{ ton-m} + 1.67 (47.07 \text{ ton-m} \times 1.26 \times 1.5)]$$

$$Mu = 1.3 [128.89 \text{ ton-m} + 148.57 \text{ ton-m}]$$

$$Mu = 1.3 [277.46 \text{ ton-m}]$$

$$Mu = 360.70 \text{ ton-m (cuando el camión se localiza en } X=10.71 \text{ m)}$$

De acuerdo al análisis efectuado podemos concluir que la diferencia entre los momentos últimos calculados es mínima, sin embargo utilizaremos el momento máximo cuando el camión se localiza en $X=10.71$ para el diseño del refuerzo de la viga.

6. Determinación de la cantidad de acero de refuerzo en vigas principales.

Determinamos el acero de refuerzo de acuerdo a las siguientes fórmulas:

$$K = \frac{Mu}{bd}$$

$$m = \frac{fy}{0.85f'c}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mk}{\phi fy}} \right)$$

$$m = 15.64$$

$$k = 12.78$$

$$\rho = 0.005255$$

Con estos valores obtenemos el área de acero requerida para el Mu

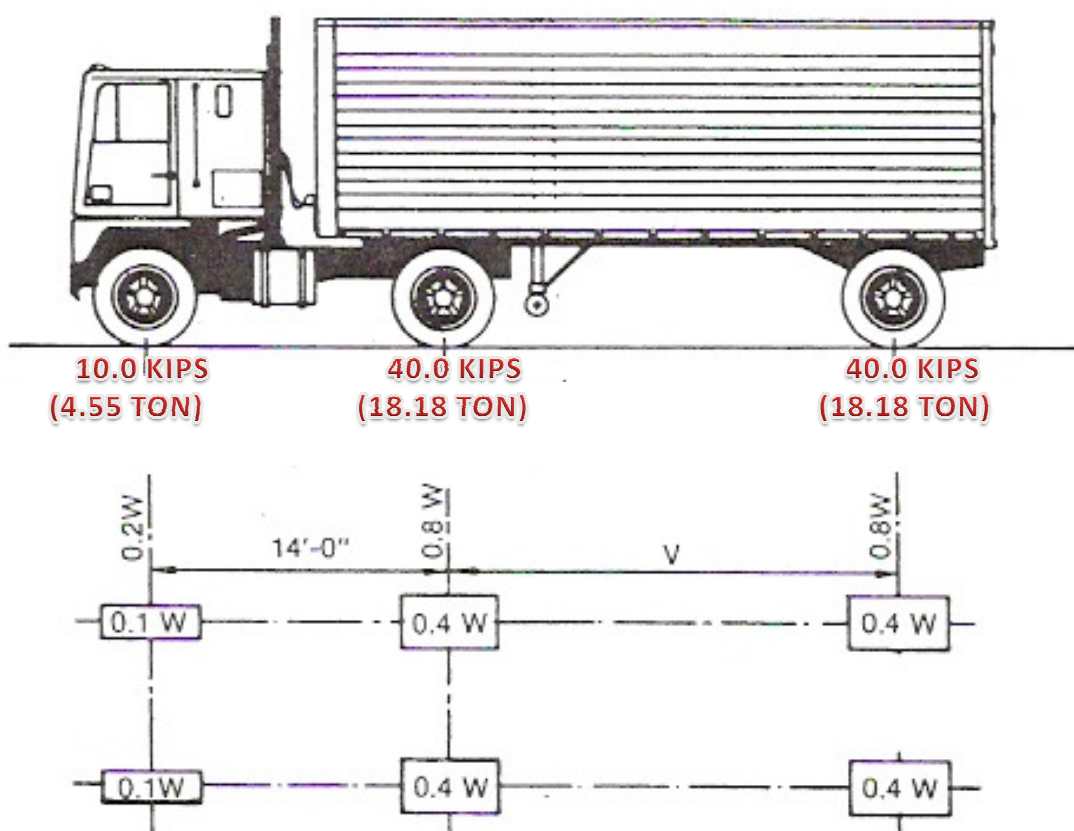
$$A_s = 141.25 \text{ cm}^2$$

Debido a que el análisis lo estamos realizando para determinar la capacidad a flexión de la viga solamente realizaremos el armado de la misma para el refuerzo del momento positivo.

B. DISEÑO DE PUENTE 2 CON CAMIÓN DE CARGA HS-25, PESO 40.91 TON.

1. **Consideraciones de diseño.** Se considerará para el diseño el camión HS-25 de acuerdo a las siguientes características:

Figura No. 6: camión de carga HS-25



2. Predimensionamientos. Para dimensionar la superestructura consideraremos las siguientes características de acuerdo a los puentes típicos construidos en Guatemala para este tipo de subestructura:

Ancho de pista = 8.00 mts

Ancho de banquetas = 0.80 mts

Cantidad de vigas = 3

Separación entre vigas a ejes = 2.65 mts

Espesor de losa = 0.18 mts

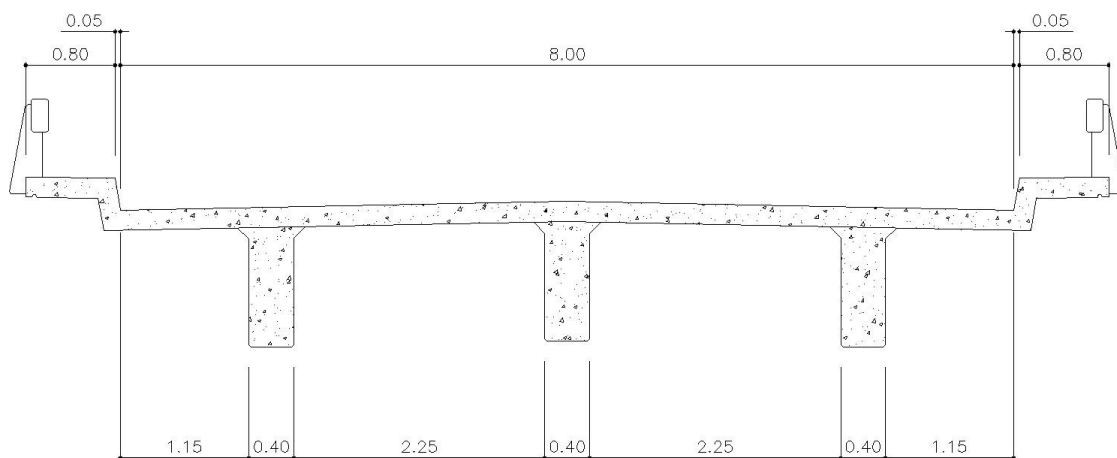
Ancho de viga = 0.40 mts

Altura de viga = 1.25 (incluye espesor de losa)

Espesor de asfalto = 0.05 cms

Luz del puente = 20.00 mts

Figura No. 7: superestructura para PUENTE 2



3. **Determinar la viga como "T"**. Se diseñará la viga como una viga "T", para lo cual tomaremos el criterio según AASHTO que dice como calcular la dimensión de bf:

$$bf \leq L/4$$

$$bf \leq bw + 12 \text{ veces el espesor de la losa}$$

$$bf \leq bw + 2 \text{ veces la mitad del ala de viga a viga}$$

Con esta información procedemos a calcular:

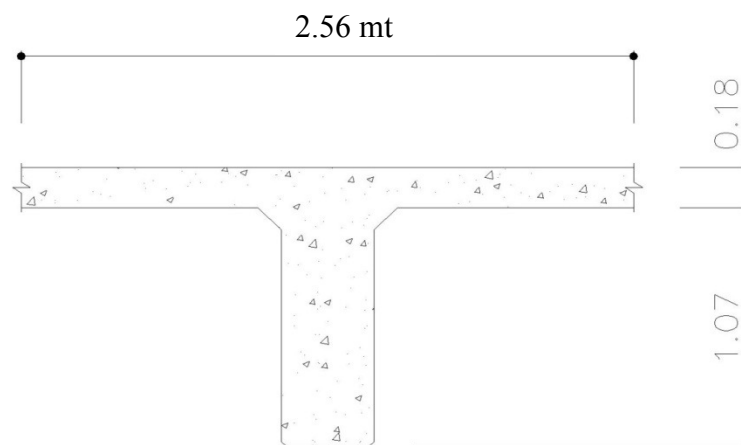
$$bf \leq 20.00 \text{ mt}/4 = 5.00 \text{ mt}$$

$$bf \leq 0.40 \text{ mt} + 12(0.18 \text{ mt}) = 2.56 \text{ mt}$$

$$bf \leq 0.40 \text{ mt} + 2(1.125 \text{ mt}) = 2.65 \text{ mt}$$

Se utiliza la más crítica, esta es: $bf = 2.56 \text{ mt}$

Figura No. 8: Viga "T" para PUENTE 2



4. Memoria de cálculo para la integración de cargas para el diseño de la viga interior para el PUENTE 2, con camión de carga, HS-25.

a. Determinación de momento debido a carga muerta.

$$W_{losa} = 2.65 \text{ mts} \times 0.18 \text{ mts} \times 2,400 \text{ Kg/m}^3 = 1,144.8 \text{ Kg/m}$$

$$W_{asfalto} = 2.65 \text{ mts} \times 0.05 \text{ mts} \times 2,200 \text{ Kg/m}^3 = 291.5 \text{ Kg/m}$$

$$W_{viga} = 0.40 \text{ m} \times 1.07 \text{ m} \times 2,400 \text{ Kg/m}^3 = 1,027.2 \text{ Kg/m}$$

$$W_{diafragma} = \left(\frac{3}{4}\right) \times 0.30 \text{ m} \times 2.25 \text{ m} \times 1.07 \text{ m} \times 2,400 \text{ Kg/m}^3 = 1,300.05 \text{ Kg/m}$$

$$W_{carga \text{ distribuida}} = 2,463.50 \text{ Kg/m}$$

$$W_{carga \text{ puntual}} = 1,300.05 \text{ Kg/m}$$

$$M(\text{diafragma}) = \frac{PL}{4}$$

$$M(\text{carga distribuida}) = \frac{WL^2}{8}$$

$$M(\text{distribuida}) = \frac{(2,463.50 \text{ Kg/m})(20.00 \text{ m})^2}{8} = 123.17 \text{ ton-m}$$

$$M(\text{diafragma}) = \frac{(1,300.05 \text{ Kg/m})(20.00 \text{ m})}{4} = 6.50 \text{ ton-m}$$

Momento total debido a carga muerta al centro del claro:

$$Md = 123.17 \text{ ton-m} + 6.50 \text{ ton-m} =$$

$$Md = 129.67 \text{ ton-m}$$

b. Determinación de momento debido a carga viva. Para poder determinar el momento máximo debido a carga viva debemos recordar que éste no se encuentra exactamente en el centro, sino el momento máximo positivo ocurre cuando la llanta trasera más pesada del camión se localiza a la misma distancia del apoyo "A", como el centro de gravedad del camión del apoyo "B", de acuerdo al siguiente esquema:

Además el momento debido a carga viva deberá estar multiplicado por el factor de impacto y el factor de distribución que especifica AASHTO, por lo que procederemos a calcular dichos factores.

c. Determinación del factor de impacto. De acuerdo a la norma AASHTO el factor de impacto se determina de acuerdo a:

$$Fi = \frac{15.25}{L+38}$$

L = largo de la viga

$$Fi = \frac{15.25}{20+38}$$

$$Fi = 0.2629$$

$$Fi = 1.26$$

d. Determinación del factor de distribución. El factor de distribución se realizará de acuerdo a la norma que establece AASHTO, el cual lo determina basado en el tipo de viga, separación entre vigas y cantidad de carriles para uso vehicular.

En el cuadro número tres de la página treinta y uno, se encuentra un resumen de los factores de distribución permitidos por AASHTO.

Cuadro No. 3: factores de distribución para vigas intermedias⁴

CLASE DE PISTA	Puentes de una vía		Puentes de dos vías	
	<i>F.D.</i>	<i>S</i>	<i>F.D.</i>	<i>S</i>
Concreto sobre vigas de acero o en "I" o de concreto preesforzado	S/2.1	≤ 3.00	S/1.7	≤ 4.00
Concreto sobre vigas en "T" de concreto	S/2.0	≤ 2.00	S/1.8	≤ 3.00
Parrillas de acero con espesor menor de 10 cm	S/1.4	≤ 1.80	S/1.2	≤ 3.20
Parrillas de acero con espesor menor de 10 cm o más	S/1.8	≤ 1.80	S/1.5	≤ 3.20
Placas de acero corrugado con espesor mínimo de 5 cm	S/1.7		S/1.4	

De acuerdo a nuestro caso, un puente de dos vías, con la separación entre vigas menor a 3.00 metros, el factor de distribución a usar para el diseño de nuestra superestructura a diseñar será:

$$Fd = \frac{S}{1.8}$$

$$Fd = \frac{2.70}{1.8}$$

$$Fd = 1.5$$

⁴ "Los momentos flectores debidos a la carga viva para cada viga interior se determinan aplicando a cada una de ellas la Carga de Rueda multiplicadas por los Factores de Rueda" Manual de Puentes de Concreto Reforzado.

5. Determinación de momento último. Como se explicó anteriormente, el momento máximo debido a carga viva no se localiza en el centro de la viga, tal como sucede para carga muerta, por lo tanto procederemos a encontrar por líneas de influencia el momento para carga viva y carga muerta al centro del claro y en el punto donde es máximo para carga viva, posteriormente compararemos ambos resultados para diseñar para el momento más crítico de los encontrados.

Líneas de influencia cuando el camión está en $X= 10.00$ m (máximo momento positivo debido a carga muerta):

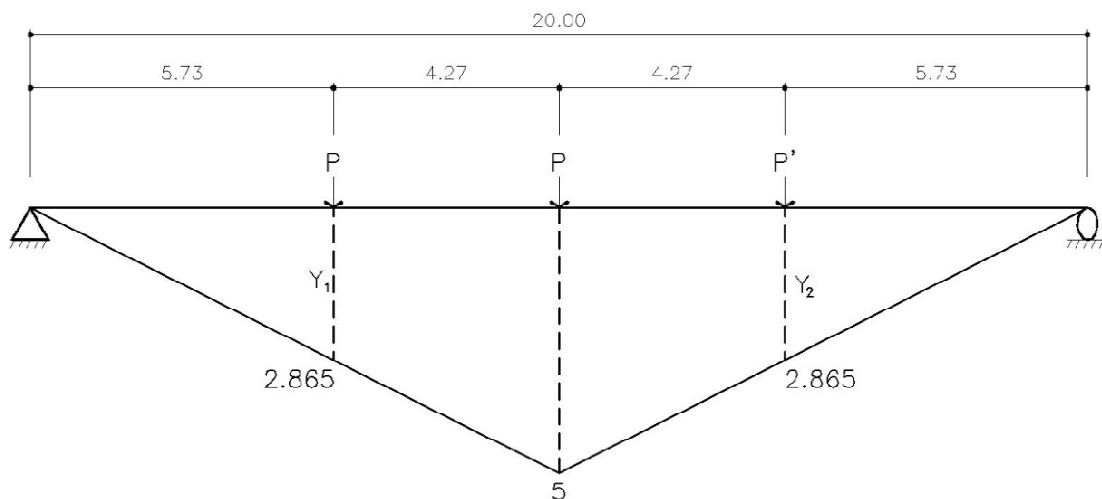
$$Y = \frac{ab}{L}$$

$$Y = \frac{(10.00 \text{ m})(10.00 \text{ m})}{20.00 \text{ m}}$$

$$Y = (5 \text{ m})$$

Por triángulos semejantes obtenemos los valores de Y_1 y Y_2 , por lo tanto tenemos:

Figura No. 9: diagrama de líneas de influencia



Momento debido a carga viva cuando el camión se localiza en $X= 10$ m, por medio de líneas de influencia:

$$P= 5.455 \text{ ton}$$

$$P'= 1.365 \text{ ton}$$

$$Ml= (2.865 \text{ m})(9.09 \text{ ton})+(5 \text{ m})(9.09 \text{ ton})+(2.865 \text{ m})(2.275 \text{ ton}) =$$

$$\mathbf{Ml=78.01 \text{ ton-m}}$$

Momento debido a carga muerta cuando el camión se localiza en $X= 10$ m, por medio de líneas de influencia

$$Md1= \frac{1}{2}(5 \text{ m})(20 \text{ m})(2,463.50 \text{ Kg/m}) \text{ (debido a la carga distribuida)}$$

$$Md1= 123.17 \text{ ton-m}$$

$$Md2= (5\text{m}) (1,300.05 \text{ Kg/m}) \text{ (debido a carga puntual del diafragma)}$$

$$Md2=6.50 \text{ ton-m}$$

$$Mdt = Md1 + Md2$$

$$Mdt = 123.17 \text{ ton-m} + 6.50 \text{ ton-m}$$

$$\mathbf{Mdt = 129.67 \text{ ton-m}}$$

Líneas de influencia cuando el camión está en $X= 10.71$ m (máximo momento positivo debido a carga viva):

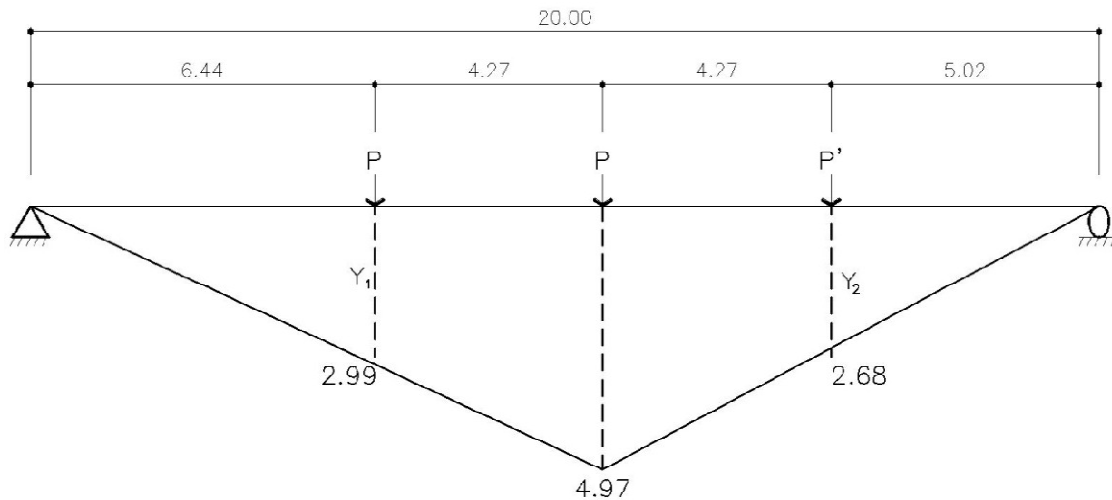
$$Y= \frac{ab}{L}$$

$$Y= \frac{(10.71 \text{ m})(9.29 \text{ m})}{20.00 \text{ m}}$$

$$Y=(4.97 \text{ m})$$

Por triángulos semejantes obtenemos los valores de Y_1 y Y_2 , por lo tanto tenemos:

Figura No. 10: diagrama de líneas de influencia



Momento debido a carga viva cuando el camión se localiza en $X = 10.71$ m, por medio de líneas de influencia:

$$P = 5.455 \text{ ton}$$

$$P' = 1.365 \text{ ton}$$

$$Ml = (2.99 \text{ m})(9.09 \text{ ton}) + (4.97 \text{ m})(9.09 \text{ ton}) + (2.68 \text{ m})(2.275 \text{ ton}) =$$

$$\mathbf{Ml = 78.45 \text{ ton-m}}$$

Momento debido a carga muerta cuando el camión se localiza en $X = 10.71$ m, por medio de líneas de influencia

$$Md1 = \frac{1}{2}(4.97 \text{ m})(20 \text{ m})(2,463.50 \text{ Kg/m}) \text{ (debido a la carga distribuida)}$$

$$Md1 = 122.43 \text{ ton-m}$$

$$Md2 = (4.97 \text{ m})(1,300.05 \text{ Kg/m}) \text{ (debido a carga puntual del diafragma)}$$

$$Md2 = 6.46 \text{ ton-m}$$

$$Md = Md1 + Md2$$

$$Md = 122.43 \text{ ton-m} + 6.46 \text{ ton-m}$$

$$Md = 128.89 \text{ ton-m}$$

Para determinar el momento último nos basaremos en la tabla de AASHTO que considera los grupos de carga de la siguiente manera:

Cuadro No. 4: combinaciones de carga para diseño de puentes⁵

Col. No.	1	2	3	3A	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
GROUP	γ	β FACTORS													%	
		D	$(L+I)_n$	$(L+I)_p$	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ	ICE		
SERVICE LOAD	I	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	100
	IA	1.0	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	150
	IB	1.0	1	0	1	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	**
	II	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	125
	III	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0	0	125
	IV	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0	0	125
	V	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	1	0	0	140
	VI	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0	0	140
	VII	1.0	1	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	0	133
	VIII	1.0	1	1	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	140
IX	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	1	150	
X	1.0	1	1	0	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0	0	100	
LOAD FACTOR DESIGN	I	1.3	β_D	1.67	0	1.0	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	Not Applicable
	IA	1.3	β_D	2.20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	IB	1.3	β_D	0	1	1.0	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	
	II	1.3	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0	0	
	III	1.3	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0	0	
	IV	1.3	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0	0	
	V	1.25	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	1	0	0	
	VI	1.25	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0	0	
	VII	1.3	β_D	0	0	0	β_E	1	1	0	0	0	0	1	0	
	VIII	1.3	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	1	
IX	1.20	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0	1		
X	1.30	1	1.67	0	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0	0		

⁵ Fuente: tabla de coeficientes γ y β , de la Standard Specifications for Highway Bridges 17th edition- AASHTO 2002, página 31.

$$Mu = 1.3 [Md + 1.67 (ML+i+fd)]$$

$$Mu = 1.3 [129.67 \text{ ton-m} + 1.67 (78.01 \text{ ton-m} \times 1.26 \times 1.5)]$$

$$Mu = 1.3 [129.67 \text{ ton-m} + 246.22 \text{ ton-m}]$$

$$Mu = 1.3 [375.89 \text{ ton-m}]$$

$$Mu = 488.66 \text{ ton-m (cuando el camión se localiza en } X=10.00 \text{ m)}$$

$$Mu = 1.3 [Md + 1.67 (ML+i+fd)]$$

$$Mu = 1.3 [128.89 \text{ ton-m} + 1.67 (78.45 \text{ ton-m} \times 1.26 \times 1.5)]$$

$$Mu = 1.3 [128.89 \text{ ton-m} + 247.61 \text{ ton-m}]$$

$$Mu = 1.3 [376.50 \text{ ton-m}]$$

$$Mu = 489.45 \text{ ton-m (cuando el camión se localiza en } X=10.71 \text{ m)}$$

De acuerdo al análisis efectuado podemos concluir que la diferencia entre los momentos últimos calculados es mínima, sin embargo utilizaremos el momento máximo cuando el camión se localiza en $X=10.71$ para el diseño del refuerzo de la viga.

6. Determinación de la cantidad de acero de refuerzo en vigas principales.

Determinamos el acero de refuerzo de acuerdo a las siguientes fórmulas:

$$K = \frac{Mu}{bd}$$

$$m = \frac{fy}{0.85fc}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mk}{\phi fy}} \right)$$

$$m = 15.64$$

$$k = 16.98$$

$$\rho = 0.007088$$

Con estos valores obtenemos el área de acero requerida para el M_u

$$A_s = 194.84 \text{ cm}^2$$

Debido a que el análisis lo estamos realizando para determinar la capacidad a flexión de la viga solamente realizaremos el armado de la misma para el refuerzo del momento positivo.

C. COMPARACIÓN DE REFUERZO ENTRE LA SUPERESTRUCTURA DE PUENTE 1 Y PUENTE 2

Del análisis efectuado en el diseño de las dos estructuras con un camión de carga diferente tenemos el siguiente resumen:

Cuadro No. 5: comparación de momentos últimos

Camión de diseño	M_u (Ton-mt)	A_s (cm ²)
HS-15	360.70	141.25
HS-25	489.45	194.84

1. Comparación de momentos máximos positivos entre las dos superestructuras. De acuerdo al análisis realizado se pudo determinar el momento último de diseño para el PUENTE 1, al analizar la misma estructura, pero con un camión de diseño mayor, determinamos un momento mayor, así:

$$M_{u1} = 360.70 \text{ ton-m (CAMIÓN DE CARGA HS-15)}$$

$$M_{u2} = 489.45 \text{ ton-m (CAMIÓN DE CARGA HS-25)}$$

2. Determinación de la diferencia de momentos máximos. Al realizar la comparación entre los dos momentos obtenidos podemos determinar que el puente tal como fue

diseñado originalmente, esto es, el PUENTE 1, tiene una deficiencia de capacidad de carga igual a:

$$489.45 \text{ ton-m} - 360.70 \text{ ton-m} = 128.75 \text{ ton-m}$$

Lo que significa que la estructura diseñada para HS-15 tiene una capacidad de carga menor a la requerida para HS-25 del orden del 26.30%.

Si suponemos que el puente ha sido construido con las especificaciones y de acuerdo al diseño obtenido en el primer análisis, con una carga de camión HS-15, y actualmente las cargas que circulan por dicha estructura son del orden de un HS-25, debido al constante incremento de carga podrían presentarse grietas por flexión en las vigas, esto debido a que no fue diseñado para ese tipo de camión.

3. Determinación de refuerzo necesario para aumentar la capacidad de carga de la estructura del PUENTE 1 diseñado para un camión de carga HS-15 a un HS-25. Determinamos el acero de refuerzo de acuerdo a las siguientes formulas:

$$K = \frac{Mu}{bd}$$

$$m = \frac{fy}{0.85f'c}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mk}{\phi fy}} \right)$$

$$m = 15.64$$

$$k = 4.56$$

$$\rho = 0.001825$$

Con estos valores obtenemos el área de acero requerida para el Momento último.

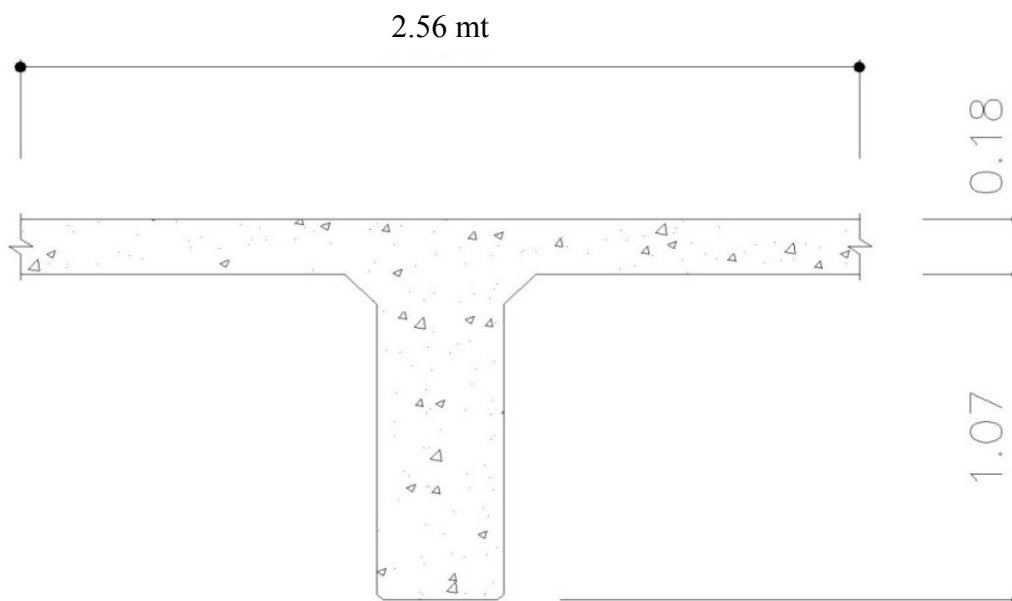
$$As = 49.05 \text{ cm}^2$$

III. MODELO DE ANÁLISIS PARA LA INTERVENCIÓN DE UN PUENTE DE CONCRETO CON INGENIERÍA DEL POSTENSADO EXTERNO.

A. ANALIZANDO LA ESTRUCTURA CON POSTENSADO EXTERNO

1. **Análisis estructural aplicando el postensado externo.** Para realizar el análisis aplicando postensado externo debemos determinar ciertas propiedades de la viga a la cual se le aplicara la fuerza de tensado, para ello tenemos:

Figura No. 11: Viga "T" para analizar con postensado externo



La cual tiene las características resumidas en el cuadro No. 6 de la página cuarenta.

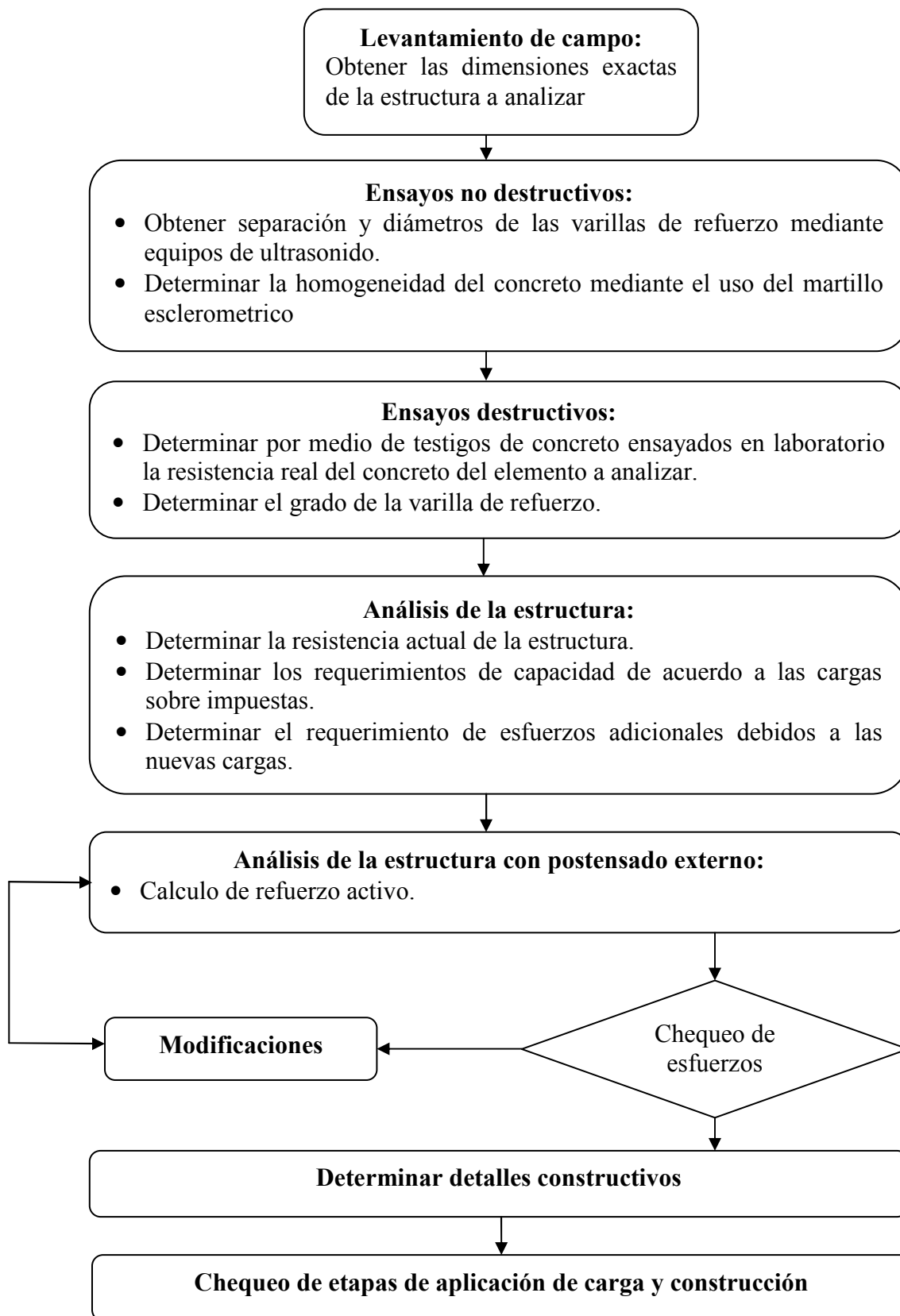
Cuadro No. 6: propiedades de viga "T" a reforzar con postensado externo⁶

PROPIEDADES DE VIGA:		
H =	125.00	cm
A =	8,888.00	cm ²
Y _c =	85.90	cm
I _{xc} =	12,875,759.45	cm ⁴
C ₁ =	39.10	cm
C ₂ =	85.90	cm
S ₁ =	329,330.60	cm ³
S ₂ =	149,886.77	cm ³
e =	85.90	Cm
r ² =	1,448.67	cm ²

Por medio de ensayos no destructivos en la viga, sacando testigos y ensayándolos en laboratorio deberíamos determinar la resistencia del concreto para el momento cuando se realizará la intervención, esta resistencia será de mucha importancia para realizar el análisis al momento de que apliquemos postensado externo en la viga. Para este caso en particular supondremos un concreto con un $f'c$ de 230 Kg/cm², se asume más alto que el de diseño en nuestro análisis anterior que fue de 210 Kg/cm², y la razón es porque cuando se realizará la intervención de la estructura habrá pasado un tiempo en el cual nuestro concreto habrá aumentado su resistencia.

⁶ Fuente: cuadro obtenido del programa elaborado por Ing. Ernesto Guzmán.

DIAGRAMA DE FLUJOS PARA EL ANÁLISIS DE REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS CON POSTENSADO EXTERNO



2. Determinación de acero activo que producirá la fuerza que contrarreste la diferencia de momento máximo positivo de la superestructura del PUENTE 1. Necesitamos obtener el esfuerzo debido a la carga de preesfuerzo que anule los esfuerzos producidos por exceso de carga viva, por lo tanto procedemos a encontrar la carga que al ser aplicada a la viga anulará dichos esfuerzos:

$$-\frac{RP}{A} \left(1 + \frac{ec^2}{r^2}\right) = \frac{Mt}{S_2}$$

Despejando P de esta ecuación y sustituyendo valores obtenemos:

$$\frac{Pe}{8,888 \text{ cm}^2} \left(1 + \frac{85.90 \text{ cm} \times 85.90 \text{ cm}}{(1,448.67)^2}\right) = \frac{128,750.00 \text{ kg}}{149,886.77 \text{ cm}^3}$$

$$P_i = (125,283.18 \text{ Kg})/0.81$$

$$P_i = 154,670.59 \text{ Kg}$$

Considerando cable torón de 270 Ksi y tensando al 75% de Fu del acero.

$$A = \frac{154,670.59 \text{ Kg}}{\left(0.75 \times 18,900 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}\right)} = 10.91 \text{ cm}^2$$

Utilizando cable de $\emptyset = 0.60''$

$$\text{Cantidad de cables} = \frac{10.91 \text{ cm}^2}{1.4 \text{ cm}^2} = 7.79 \cong 8 \text{ cables}$$

Para efectos de guardar simetría en la aplicación de fuerza se considerará colocar dos ductos de 4 cables en cada lado de la viga, es importante indicar que la fuerza calculada solamente anulara los esfuerzos debidos al momento adicional de carga viva.

Procedemos a calcular la fuerza efectiva a aplicar con 8 cables.

$$P = 2 \times 4 \text{ cables} \times 1.40 \text{ cm}^2 \times 0.75 \times 18,900 \text{ Kg/cm}^2 = 158,760 \text{ Kg}$$

$$P = 158,760.00 \text{ Kg}$$

Definimos los esfuerzos permisibles de acuerdo a AASHTO:

Esfuerzos permisibles a tensión en la fase inicial:

$$\delta t = 1.6 \sqrt{f'c}$$

$$\delta t = 1.6 \sqrt{225.00 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$\delta t = 24.00 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzos permisibles a compresión en la fase inicial:

$$\delta c = -0.6 f'c$$

$$\delta c = -0.6 (225.00 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$\delta c = -135.00 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzos permisibles a tensión en la fase de servicio:

$$\delta t = 1.6 \sqrt{f'c}$$

$$\delta t = 1.6 \sqrt{225.00 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$\delta t = 24.00 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzos permisibles a compresión en la fase de servicio:

$$\delta c = -0.4 f'c$$

$$\delta c = -0.4 (225.00 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$\delta c = -90.00 \text{ Kg/cm}^2$$

Determinamos los esfuerzos que produce el momento debido a carga viva así:

Esfuerzos a tensión:

$$\delta t = \frac{Ml}{S2} = \frac{12,875,000 \text{ Kg/cm}}{149,886.77 \text{ cm}^3}$$

$$\delta t = 85.90 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzos a compresión

$$\delta c = \frac{Ml}{S1} = -\frac{12,875,000 \text{ Kg/cm}}{329,330.6 \text{ cm}^3}$$

$$\delta c = -39.09 \text{ Kg/cm}^2$$

Determinamos los esfuerzos de tensión y compresión debido a la carga de preesfuerzo así:

$$\delta ft = -\frac{P}{A} \left(1 - \frac{ec1}{r^2}\right)$$

$$\delta fc = -\frac{P}{A} \left(1 + \frac{ec2}{r^2}\right)$$

$$\delta ft = -\frac{158,760 \text{ Kg}}{8,888.00 \text{ cm}^2} \left(1 - \frac{(85.90 \text{ cm})(39.10 \text{ cm})}{(1,448.67 \text{ cm}^2)}\right)$$

$$\delta ft = 23.55 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\delta fc = -\frac{158,760 \text{ Kg}}{8,888.00 \text{ cm}^2} \left(1 + \frac{(85.90 \text{ cm})(85.90 \text{ cm})}{(1,448.67 \text{ cm}^2)}\right)$$

$$\delta fc = -108.85 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzos totales en fase inicial en fibra superior e inferior:

$$\delta f_s = 23.55 \text{ Kg/cm}^2 - 39.09 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\delta f_s = -15.54 \text{ Kg/cm}^2 < \text{que permisible, ok}$$

$$\delta f_i = -108.85 \text{ Kg/cm}^2 + 85.90 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\delta f_i = -22.95 \text{ Kg/cm}^2 < \text{que permisible, ok}$$

Esfuerzos finales en fase final, después de ocurridas las pérdidas, las cuales se calcularon de acuerdo a especificación de AASHTO que indica que se deben considerar 33,000 psi para obtener la fuerza efectiva, por lo tanto tenemos una pérdida del 16.40% más la pérdida debida a la fricción:

Esfuerzos a tensión:

$$\delta f_t = -\frac{(0.81)(158,760 \text{ Kg})}{8,888.00 \text{ cm}^2} \left(1 - \frac{(85.90 \text{ cm})(39.10 \text{ cm})}{(1,448.67 \text{ cm}^2)} \right)$$

$$\delta f_t = 19.07 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzos a compresión:

$$\delta f_c = -\frac{(0.81)(158,760 \text{ Kg})}{8,888.00 \text{ cm}^2} \left(1 + \frac{(85.90 \text{ cm})(85.90 \text{ cm})}{(1,448.67 \text{ cm}^2)} \right)$$

$$\delta f_c = -88.17 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzos totales en fase de servicio en fibra superior e inferior:

$$\delta f_s = 19.07 \text{ Kg/cm}^2 - 39.09 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\delta f_s = -20.02 \text{ Kg/cm}^2 < \text{que permisible, ok}$$

$$\delta f_i = -88.17 \text{ Kg/cm}^2 + 85.90 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\delta f_i = -2.27 \text{ Kg/cm}^2 < \text{que permisible, ok}$$

3. Efecto del postensado en la reducción de la fuerza cortante. Al aplicar una fuerza a la estructura diagonalmente, podemos descomponerla en dos direcciones, horizontal y verticalmente, dicha fuerza irá variando por el cambio de excentricidad constante del cable, con esto podemos determinar la fuerza vertical que nos producirá en cualquier punto y así mismo determinar la fuerza que está contrarrestando la fuerza cortante en la estructura, determinaremos la fuerza cortante debido a las cargas sobre impuestas a una distancia igual a la mitad de la altura de la viga medida desde la cara del apoyo⁷.

Por medio de líneas de influencia determinamos la variación de fuerza cortante debido a las cargas vivas de los camiones analizados HS-15 y HS-25, para ello utilizamos el tren de carga para obtenerlos:

CAMIÓN HS-15:

FUERZA CORTANTE DEBIDO A LA CARGA MUERTA:

$$W = 2,463.50 \text{ Kg/m}$$

$$P = 1,300.05 \text{ Kg}$$

Calculamos:

$$\text{Reacciones debidos a } w = (2,463.50 \text{ Kg/m})(20.00 \text{ m})/2 = 24,635 \text{ Kg}$$

$$\text{Reacciones debidos a } P = 1400.05 \text{ Kg}/2 = 700. \text{ Kg}$$

$$\text{Reaccion total} = 24,635 \text{ Kg} + 650.03 \text{ Kg} = 25,285 \text{ Kg}$$

Para encontrar la fuerza cortante debido a carga muerta en $X = 0.625 \text{ m}$ tenemos:

$$V_d = 25,285 - 2463.5X$$

$$V_d = 25,285 - 2463.5(0.625)$$

$$V_d = 23,745.31 \text{ Kg}$$

⁷ Fuente: “El cortante último máximo se puede calcular a una distancia igual a $H/2$ (H altura de la viga) de la cara del apoyo”. Puentes en Concreto Postensado. Página 238 artículo 7.1

FUERZA CORTANTE DEBIDO A LA CARGA VIVA:

$$W=725.82\text{Kg/m y } P_v=8,864 \text{ Kg}$$

Para una distancia de 0.625 m (la mitad de la altura de la viga) y por medio de líneas de influencia, tendremos un corte debido a carga viva del camión HS-15 igual a:

$$V_i = (0.5)(725.82 \text{ kg/m})(0.6054)(19.375 \text{ m}) + (8,864 \text{ Kg})(0.6054) =$$

$$V_i = 4,256.80 \text{ Kg} + 5,366.27 \text{ Kg}$$

$$V_i = 9,623.06 \text{ Kg}$$

FUERZA CORTANTE ÚLTIMA PARA HS-15:

$$V_u = 1.3 (V_d + 1.67V_{l(i+d)})$$

$$V_u = 1.3 (23,745.31 \text{ Kg} + (1.67)(1.26)(1.5)(9,623.06 \text{ Kg}))$$

$$V_u = 1.3(23,745.31 \text{ Kg} + 30,373.26 \text{ Kg})$$

$$V_u = 1.3(54,118.57 \text{ Kg})$$

$$V_u = 70,354.14 \text{ Kg}$$

CAMIÓN HS-25:**FUERZA CORTANTE DEBIDO A LA CARGA MUERTA:**

Es igual que para HS-15

$$V_d = 23,745.31 \text{ Kg}$$

FUERZA CORTANTE DEBIDO A LA CARGA VIVA:

$$W=1,193.03 \text{ Kg/m y } P_v=14,772,73 \text{ Kg}$$

Para una distancia de 0.625 m (la mitad de la altura de la viga) y por medio de líneas de influencia, tendremos un corte debido a carga viva del camión HS-25 igual a:

$$V_L = 15,940.31 \text{ Kg}$$

$$V_i = (0.5)(1,193.03 \text{ kg/m})(0.6054)(19.375 \text{ m}) + (14,772.73 \text{ Kg})(0.6054) =$$

$$V_i = 6,996.90 \text{ Kg} + 8,943.41 \text{ Kg}$$

$$V_i = 15,940.31 \text{ Kg}$$

FUERZA CORTANTE ÚLTIMA PARA HS-25:

$$V_u = 1.3 (V_d + 1.67V_{l(i+d)})$$

$$V_u = 1.3 (23,745.31 \text{ Kg} + (1.67)(1.26)(1.5)(15,940.31 \text{ Kg}))$$

$$V_u = 1.3(23,745.31 \text{ Kg} + 50,312.40 \text{ Kg})$$

$$V_u = 1.3(74,057.71 \text{ Kg})$$

$$V_u = 96,275.02 \text{ Kg}$$

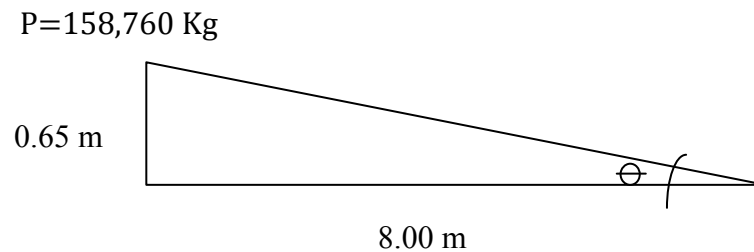
Solamente queremos saber el incremento de fuerza cortante debido a la nueva carga, por lo que procedemos a determinar:

$$V_{(\text{resultante})} = V_{\text{HS-25}} - V_{\text{HS-15}}$$

$$V_{(\text{resultante})} = 96,275.02 \text{ Kg} - 70,354.14 \text{ Kg}$$

$$V_{(\text{resultante})} = \mathbf{25,920.88 \text{ Kg}}$$

Fuerza vertical debido a la aplicación de preesfuerzo en la viga:



$$\tan \emptyset = 0.65/8$$

Despejando para $\emptyset = 4.65$

Encontramos la fuerza vertical debido al preesfuerzo aplicado así:

$$F_v = P \sin \emptyset$$

$$F_v = (158,760 \text{ Kg})(\sin 4.65)$$

$$F_v = \mathbf{12,856.88 \text{ Kg}}$$

Lo que nos indica que la fuerza de cortante se reduce debido a la aplicación del preesfuerzo:

$$V = 25,920.88 \text{ Kg} - 12,856.88 \text{ Kg}$$

$$V = 13,064.00 \text{ Kg}$$

Es importante indicar que solamente se está comparando la fuerza cortante debido a carga muerta y viva contra la fuerza debido a la aplicación de preesfuerzo, no se está considerando la reducción de cortante debido al refuerzo pasivo ni por la porción resistida por el concreto.

4. Propuesta de reforzamiento. La propuesta de reforzamiento de la estructura consiste en colocar dos anclajes de 4 cables de 0.60" de diámetro cada uno en ambas caras de las vigas como los que se ilustran a continuación.

Figura No.12: anclajes para 4 cables de 0.60" de diámetro que se utilizarán para aumentar la capacidad de las vigas.



Figura No.13: cuñas que sostienen los cables por detrás de los anclajes que se propone para ser utilizado en el reforzamiento de las vigas del puente



Figura No.14: gato hidráulico que se debe utilizar para tensar los 4 cables propuestos para el reforzamiento del puente



Figura No. 15: detalle de anclaje activo a utilizar en el postensado externo

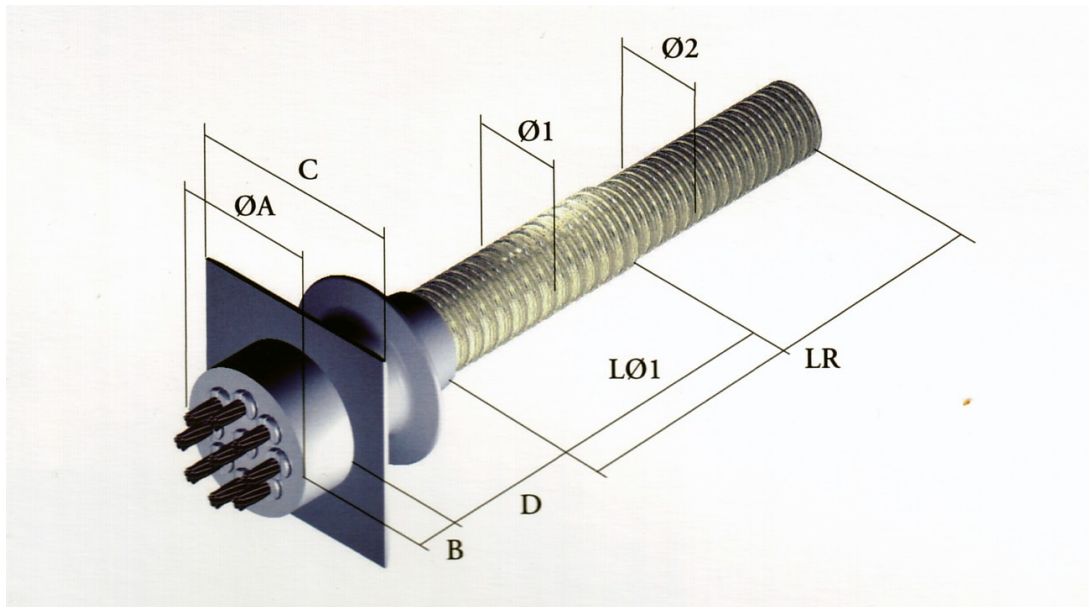


Figura No. 16: central hidráulica que se debe utilizar para accionar los gatos hidráulicos para el reforzamiento de estructuras con postensado externo



5. Descripción de los materiales propuestos para el reforzamiento.

a. Anclajes. Son aquellos por donde se introducen las fuerzas a los cables, por donde se realiza el tensionamiento. Estos anclajes son los que se encargan de bloquear los cables para mantener las fuerzas de tensión que comprimen el concreto. Normalmente se componen de cuatro partes principales que son: cuñas, bloques de anclaje, trompeta y refuerzo.

b. Bloques de anclaje. Los bloques de anclaje son las piezas de acero que alojan las cuñas, razón por la cual son piezas sometidas a grandes esfuerzos que se transfieren al concreto. Los bloques de anclaje, llamados también cabezas de anclaje, deben ser piezas de acero mecanizadas en tornos de control digital para garantizar una altísima precisión dimensional. Pueden ser de acero fundido pero rectificadas en tornos de control numérico posteriormente.

c. Trompetas. También conocidas como culatas, guías, bocines o placas de apoyo son las encargadas de recibir o soportar las fuerzas que introducen los anclajes al concreto y son la conexión entre los anclajes y los ductos de los cables. Siempre quedan embebidas en el concreto quedando a la vista la superficie donde se apoyan los bloques de anclaje. En las trompetas se encuentra el tubo de inyección de la lechada.

d. Cuñas. Son pequeñas piezas con forma de cono truncado con un agujero central de superficie dentada que se encarga de morder los torones para bloquear el cable y sostener la tensión en el mismo. Estos elementos en acero mecanizado deben ser fabricados en tornos de control numérico para garantizar y controlar sus dimensiones adecuadamente, dado que cualquier pequeña variación puede representar fallas en el momento de acuñar.

Las cuñas dentro de su fabricación deben ser sometidas a un proceso de temple para que adquieran una dureza superficial suficiente para morder el torón y no permitir su deslizamiento, manteniendo dúctil su interior para que se acomoden fácilmente en las aberturas de los bloques de anclaje sin cortar o cizallar el acero tensionado.

e. Ducto. Los ductos son las fundas o corazas donde se introducen los torones para conformar los cables, estos ductos se deben fabricar en lamina Coll Roll o Galvanizada en espesores en 0.28 y 0.32 mm. La configuración del ducto debe ser grafado y corrugado lo que permite hacer trazados curvos fácilmente sin perder sección logrando muy buena adherencia con el concreto gracias a su grafado y corrugado. El área interna de los ductos debe ser 2.5 veces mayor al área total de los torones que van en su interior.

f. Cable torón. Para poder preesforzar un elemento de concreto por medio de acero es absolutamente necesario utilizar aceros de alta resistencia, si se utilizan aceros normales el efecto del presforzado desaparece cuando se desarrollan los fenómenos de la fluencia del concreto y de la relajación del acero pues estos se traducen en un acortamiento del elemento del concreto. El cable que se debe utilizar para la reparación es de $F_u = 270$ Ksi, que cumple las normas ASTM 416 de baja relajación.

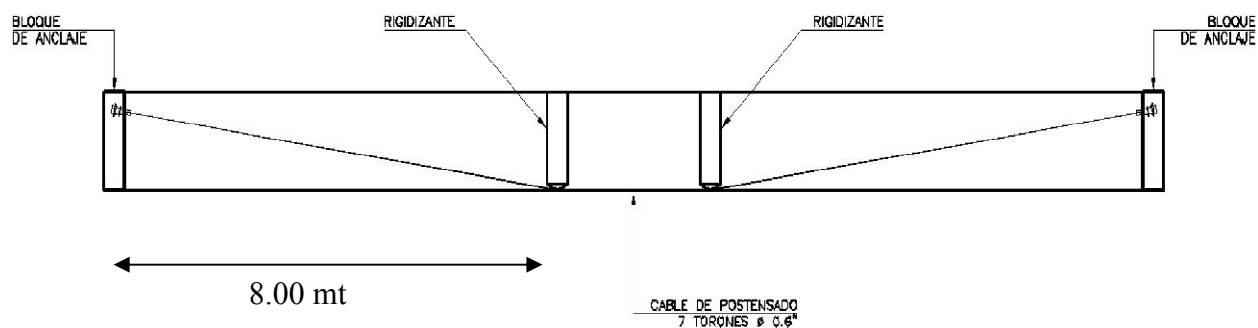
g. Gatos hidráulicos. Los gatos hidráulicos para poner en tensión los cables son equipos de vital importancia especialmente diseñados para este objetivo, existen de agarre trasero y de agarre delantero, esto depende principalmente de la marca y de las preferencias del fabricante con respecto a los desperdicios de torón y a la seguridad al tensionar, hoy en día todos los gatos que se usan son con paso interno del torón, es decir, los torones salen rectos del anclaje pasando por el interior del gato hasta las cuñas de arrastre. Las especificaciones depende del sistema de postensado que se utilice. Para la reparación se deberá tener cuidado que el equipo de tensionamiento a utilizar sea respaldado por algún sistema internacional de postensado.

h. Central hidráulica. Las bombas o centrales hidráulicas son los equipos que introducen la presión a los gatos de tensionamiento; estos aparatos trabajan a muy altas presiones que pueden alcanzar los 10,000 PSI o 700 bares. Son equipos accionados por motores eléctricos y eventualmente a gasolina para obras ubicadas en zonas rurales.

Las bombas o centrales hidráulicas son los equipos que introducen la presión a los gatos de tensionamiento; estos aparatos trabajan a muy altas presiones que pueden alcanzar los 10,000 PSI o 700 bares. Son equipos accionados por motores eléctricos y eventualmente a gasolina para obras ubicadas en zonas rurales. Las especificaciones dependen del sistema de postensado que se utilice. Para la reparación se deberá tener cuidado que el sistema hidráulico para accionar los gatos de tensionamiento sea respaldado por algún sistema internacional de postensado.

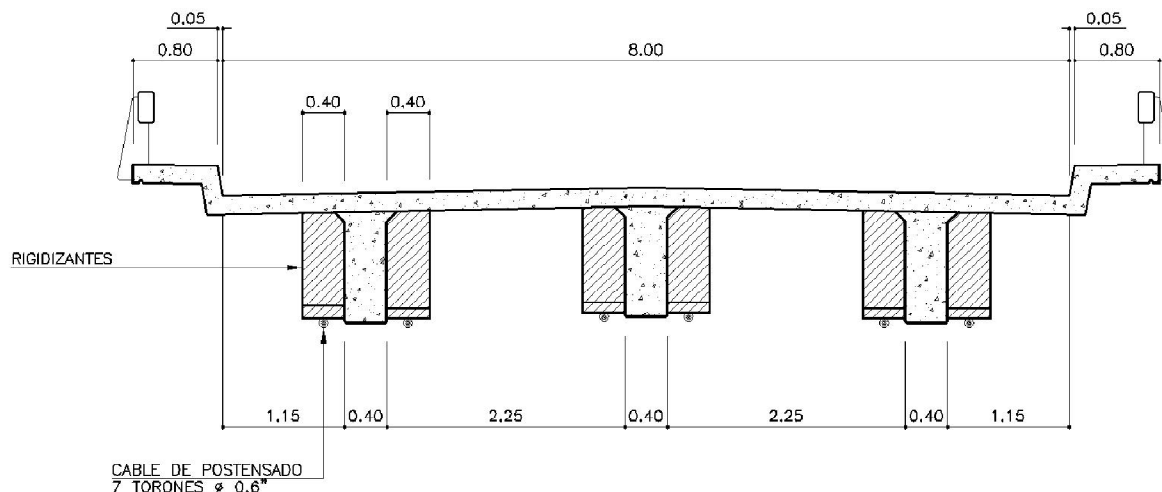
6. Detalles de reforzamiento:

Figura No. 17: detalle de instalación de anclajes en viga a reforzar*



*Este detalle depende del sistema de postensado a utilizar

Figura No. 18: detalle de instalación de rigidizantes*



B. PROPUESTA DE LA METODOLOGÍA PARA EL REFORZAMIENTO EN CAMPO CON POSTENSADO EXTERNO

1. **Metodología y proceso para el reforzamiento.** Se deberá realizar la intervención de la estructura a la cual le estamos aumentando la capacidad de carga de acuerdo al análisis previamente establecido en oficina bajo el siguiente procedimiento:

- Revisión de la capacidad de la estructura a reforzar de acuerdo a análisis estructural efectuado en oficina.
- Elaboración de planos con detalles constructivos para el reforzamiento.
- Entrega de documentos de diseño del postensado externo con tablas de cálculo que el técnico en postensado sepa interpretar.

*Este detalle depende del sistema de postensado a utilizar

- Claridad en el proceso de tensionamiento que se propone para el reforzamiento de la estructura.

2. Documentos necesarios en el proceso de tensado de cables. La documentación necesaria para asegurar un buen proceso en el tensado de los elementos deberá ser el siguiente:

- Indicar al técnico en postensado las elongaciones de acuerdo al diseño efectuado.
- Indicar al técnico de postensado la fuerza que debe aplicar en el gato en bares.
- Asegurarse que se tiene la tabla para medir elongaciones en campo.
- Asegurarse que se instaló los anclajes activos y pasivos con sus respectivas cuñas.
- Revisar que esté colocada la placa de clavado entre los anclajes y el gato.
- No permitir que se encuentre personal en un ángulo de 45 grados respecto del gato de tensado.
- Revisar que se tenga el equipo necesario para el tensado el cual debería estar compuesto por, gato, central hidráulica, generador eléctrico, inyectora, pulidora para cortar los cables después del tensado,

3. Revisión de elongaciones de campo versus elongaciones de gabinete. Es muy importante estar presente mientras se realiza el tensado de los elementos, esto porque debemos revisar en cada etapa de tensado de cables los cuales se deben ir tensando en valores de 100 en 100 bares hasta llegar a la presión final, que las elongaciones de campo coincidan con las elongaciones de diseño.

4. Recomendaciones durante el proceso de reforzamiento y previo al tensado de cables. En el análisis que hemos efectuado para el presente trabajo hemos realizado un diseño preliminar para una carga de camión HS-15, cuya estructura hemos reforzado para llevarla a soportar cargas de camión HS-25, sin modificar el f_c del concreto asumido, sin embargo cuando se refuerzan estructuras ya construidas es muy importante antes de iniciar con cualquier trabajo de reforzamiento con postensado externo, determinar exactamente la calidad y resistencia del concreto de la estructura ya que al aplicarle una fuerza externa sin haber determinado la capacidad de resistir dicha fuerza, podríamos ocasionar daños en vez de reforzar la estructura. Debemos tener especial cuidado en asegurarnos como mínimo los siguientes puntos:

- ¿Los anclajes tienen una apariencia uniforme y están libres de deformidades y vacíos?
- ¿Las cuñas de los extremos fijos están uniformes y adecuadamente asentadas en el anclaje?
- ¿Está el recubrimiento aplicado uniformemente?
- ¿El cable no parece tener corrosión (que no sea el óxido superficial) en los extremos de tensado?
- ¿El largo del cable en los extremos del anclaje es el indicado en planos?

- ¿Están bien fijos los anclajes de tensado al encofrado con matrices de cajuelas adecuadas?
- ¿Se ha instalado el acero de refuerzo cerca de los anclajes?
- ¿Se ha revisado la colocación de acero convencional?
- ¿Están los puntos altos y bajos del tendón en la elevación correcta?
- ¿Los perfiles de los tendones son uniformes y tienen la forma correcta, (parabólicos, circulares o rectos, sin curvas inversas localizadas)?
- ¿Están los tendones vertical y horizontalmente derechos detrás de los anclajes conforme a los requisitos de distancia?
- ¿Se ha instalado la cantidad adecuada de tendones?
- ¿Se han instalado todos los tendones?
- Revise que la posición del gato sea la correcta y que guarde la distancia necesaria con las estructuras existentes.

Cuando el diseño requiera adicionar una sección de concreto a la estructura existente, donde se instalaran los cables para el tensado, se deberá tener especial cuidado a la hora de la fundición, siguiendo las observaciones efectuadas anteriormente adicionales a las siguientes:

- El concreto debe colocarse en conformidad de los requisitos definidos en los documentos de la obra.
- El cloruro de calcio u otros materiales que contengan cloruro no deben usarse como aditivo en concreto postensado.

- No debe colocarse concreto hasta que los cables y la armadura se haya inspeccionado y aprobado para la colocación del concreto por parte del personal de inspección por parte del contratista.
- El concreto debe colocarse de tal manera que se asegure que la posición de los cables de postensado y la armadura convencional permanezcan sin cambios. Si los cables se mueven fuera de su posición asignada deben ajustarse a su posición correcta antes de continuar con las operaciones de colocación del concreto.
- No se debe vibrar directamente en los cables o ducto que contienen los cables. Evítese lo más que se pueda el contacto entre el vibrador y los ductos que contienen los cables durante la compactación del concreto.

5. Recomendaciones durante el proceso de tensado de cables. Al realizar trabajos con postensado externo, se hace uso de equipos que generan grandes fuerzas, estas fuerzas son el resultado de estirar los cables de acero de preesfuerzo, que al querer regresar a su posición original comprime el concreto generando esfuerzos de tensión y compresión en la estructura, cuando estas fuerzas se están aplicando por medio de equipos especiales para este fin es importante tomar algunas precauciones y recomendaciones a fin de evitar accidentes generados por el incorrecto uso de los equipos o por la falla involuntaria de los mismos.

Se deberá tener cuidado especialmente en:

- Asegurarse que se sabe exactamente la resistencia del concreto que se va a reforzar.
- Se debe limpiar perfectamente la cajuela donde se instalará el anclaje activo, quitando lechada de concreto u otra sustancia extraña.

- Revise la integridad del concreto dentro de la cajuela donde se instalará el anclaje activo, NO PROCEDA CON EL TENSADO, si detecta grietas, ratoneras o cualquier otra anomalía. Si sospecha la presencia de ratoneras, sondee con un martillo y resane con un concreto o pasta con la misma resistencia de la fundición.
- Instale las cuñas de manera uniforme. Asegúrese de que las cuñas están orientadas de manera que el pistón de asentamiento del gato abarque las tres secciones de la cuña.
- Asiente las cuñas en su lugar con una herramienta manual de asentamiento.
- Marque el cable con pintura, marcador u otro medio a una distancia constante de referencia a partir del borde de la estructura a reforzar. Si los cables se tensan en ambos extremos es importante que ambos se marquen antes de iniciar el tensado. No coloque demasiada pintura o la marca no será exacta.
- Asegúrese que el equipo esté limpio, especialmente las áreas de las cuñas del gato y del pistón de asentamiento.
- El tensado no debe realizarse hasta que el concreto haya alcanzado su resistencia adecuada de acuerdo al diseño estructural.
- Debe estar presente un Ingeniero con experiencia en concreto preesforzado el cual deberá revisar las elongaciones las cuales deberán realizarse simultáneamente con el tensado. Cuando las variaciones entre las elongaciones calculadas y las reales sobrepasen la tolerancia, el tensado debe suspenderse hasta que se identifique y se corrija la causa.
- Los gatos y las centrales hidráulicas deben sujetarse a un objeto fijo o mediante una línea de seguridad para evitar que el equipo caiga si se presenta una falla durante el tensado de los cables.
- Asegúrese que el pistón de asentamiento esté completamente retraído.

- Coloque el gato en los cables que se van a tensar y empújelo hacia adelante hasta que la nariz del gato descansa directamente sobre el marco de apoyo del anclaje.
- Nunca intente ajustar la posición del gato golpeándolo o empujándolo después de haberse aplicado una carga. Si es necesario quite el gato y reubíquelo.
- La aplicación de carga deberá ser por etapas de 100 bares, hasta llegar a la establecida.
- En cada etapa de carga se deberá calcular la elongación de campo.
- Al alcanzar la presión preestablecida, deberá asegurarse que se claven adecuadamente las cuñas, de lo contrario cuando libere la presión el preesfuerzo en la viga se anulara por completo.
- Para liberar la presión deberá hacerlo despacio para evitar una acumulación excesiva de presión en el gato después de que haya regresado totalmente. Esta acumulación excesiva de presión puede provocar una falla prematura de los sellos, mangueras y conectores del gato.
- Al final de la etapa de tensado, deberá revisar la elongación medida, que es la distancia desde el borde del concreto hasta la marca de pintura, menos la dimensión constante de referencia que se usó para marcar los cables. En el tensado de dos extremos, que es nuestro caso, siempre tire de ellos hasta la presión máxima del manómetro y sume la elongación de cada extremo para obtener la elongación total.
- La elongación medida deberá estar dentro de la tolerancia aplicable cuando se compara con el valor calculado de los planos de instalación. El rango de tolerancia es de $\pm 7\%$.

Algunas de las causas de una elongación incorrecta pueden ser:

- a) **Procedimiento deficiente del marcaje:** Al marcar los tendones asegúrese de usar un punto de referencia conocido y que la marca sea clara.
- b) **Mediciones inexactas:** Revise su aparato de medida. Asegúrese que el extremo no esté roto.
- c) **Lectura inexacta del manómetro:** Asegúrese de tener la tabla de calibración correcta para el manómetro que está usando. Pruebe con otro equipo para determinar si el medidor original está dando la lectura correcta.
- d) **Procedimiento incorrecto de tensado:** Asegúrese de que no haya obstáculos en la vía de extensión del gato y que el gato esté completamente asentado en el anclaje.
- e) **Errores matemáticos:** Revise sus sumas y restas, especialmente en el tensado de doble extremo.
- f) **Pérdida excesiva por asentamiento:** Asegúrese de que la cavidad del anclaje para el almacenamiento de la cuña esté limpio y que tenga la forma correcta. Revise para determinar si las cuñas de anclaje han entrado de manera uniforme.
- g) **Equipo con fallas:** Pruebe el gato para determinar si ejerce la presión suficiente para no perder la elongación antes de que las cuñas se fijen.
- h) **Acumulación excesiva de fricción:** Esto puede deberse a la colocación incorrecta del ducto o al desplazamiento del mismo durante la fundición de concreto.
- i) **Colocación incorrecta de las cuñas:** Las cuñas de anclaje deben colocarse de tal manera que el pistón de asentamiento contacte uniformemente con todas las secciones de la cuña.

- j) **Basura o lechada de concreto en la cavidad del anclaje:** Limpie la cavidad del anclaje para que calcen bien las cuñas.
- k) **Las pinzas del gato no están parejas:** Si las pinzas del gato están desviadas el cable puede frenarse en la garganta del mismo produciendo una fricción excesiva, posible daño a los cables y que las pinzas se fracturen o se quiebren.
- l) **Variaciones en las propiedades del material:** Módulo elástico y/o área del cable.
- m) **Ratoneras:** En el concreto de la zona del anclaje pueden provocar una elongación excesiva, hay que reparar previo al tensado.

6. Seguridad industrial durante los procesos de aplicación de fuerza de los equipos.

Uno de los factores más importantes es la seguridad en la obra. Es importante estar familiarizados y seguir las normas de seguridad, incluyendo todos los estándares pertinentes. Esto es para su seguridad y el de todos los compañeros de trabajo. Se deberán tomar como mínimo las siguientes precauciones y recomendaciones:

- Nunca permita que alguien esté en las inmediaciones del gato o bomba para evitar lesiones en caso de que algún cable o el concreto se rompan.
- La bomba y el gato deben fijarse a un objeto sólido cuando se trabaje a un nivel elevado.
- Nunca use equipo o accesorios de tensado incompleto.
- Nunca se pare sobre el elemento que se está tensando, así mismo cuide que no haya nadie parado en la línea de trayectoria del cable.
- Recuerdo que el tensado de cables implica la transferencia de fuerzas elevadas en ambos extremos de los mismos, por lo que debe tenerse sumo cuidado.

- El tensado debe realizarse sobre una plataforma de trabajo correcta.
- No meta las manos en el gato durante la operación de tensado y retracción.
- Aléjese de todas las mangueras o cables eléctricos cuando el tensado se esté llevando a cabo. Si algún cable se rompe, el gato, la bomba, mangueras y cables eléctricos pueden salir disparados de la estructura. Si esto sucede, cualquier persona que esté parada cerca de las mangueras o cables puede ser arrastrada y caerse de la estructura junto con el equipo.
- Solo personal calificado debe realizar los procedimientos para el tensado de cables.
- Si el concreto presenta ratoneras o fisuras evidentes, no proceda con el tensado hasta que el concreto se haya reparado e inspeccionado adecuadamente.

IV. MODELO DE LOS ESTUDIOS MÍNIMOS REQUERIDOS PARA SER ANALIZADOS EN LA PROPUESTA DE INTERVENCIÓN DE INGENIERÍA DEL POSTENSADO EN ESTRUCTURAS EXISTENTES DE CONCRETO REFORZADO

A. ESTUDIOS MÍNIMOS REQUERIDOS

1. Ensayos en el concreto. Debido a que se pretende aumentar capacidad a una estructura en particular, es necesario determinar la resistencia real del concreto, por lo que se deberá obtener testigos de la estructura por medio de cilindros pequeños para ser ensayados en laboratorio.

2. Ensayos en el acero. Los ensayos o estudios que se deben realizar a una estructura para determinar las condiciones del acero de refuerzo deben estar encaminados en obtener la siguiente información:

- Diámetro de la varilla
- Recubrimiento de la varilla
- Espaciamiento de estribos

Esta información será necesaria para evaluar la capacidad real de la estructura y poder así determinar la fuerza de preesfuerzo necesaria que contrarresten los esfuerzos ocasionados por la carga viva adicional para la cual queremos elevar la capacidad de la estructura.

3. Determinación de concreto existente y capacidad de resistencia al postensado. Al determinar la resistencia que posee la estructura, obtendremos los esfuerzos permisibles según AASHTO, para condiciones iniciales y de servicio, esto será importante ya que nos delimitará la fuerza que podremos aplicarle a dicha estructura sin afectar su integridad.

4. Determinación de refuerzo en estructuras existentes. Al conocer la capacidad de carga que posee la estructura, podremos conocer entonces la cantidad de cables que debemos colocarle, es conveniente que se repartan los cables en dos grupo los cuales deben ser colocados en cada lado de la estructura a preesforzar, especialmente para no generar en la estructura esfuerzos de torsión para los cuales no está diseñada.

5. Ensayos destructivos. En caso no sea suficiente la información obtenida especialmente para determinar las características de refuerzo en el elemento de concreto, será necesario demoler de una forma controlada parte de la estructura, para observar físicamente el refuerzo que posee.

6. Recomendaciones en el análisis estructural. Si se diera el caso, en que por razones constructivas no es posible variar la excentricidad del cable de preesfuerzo, sino que la excentricidad se mantenga constante, deberá realizarse un análisis detallado ya que los esfuerzos provocados por la fuerza de tensado son contrarrestados por los esfuerzos provocados por el momento generado por la carga viva, sin embargo estos esfuerzos se van reduciendo conforme la viga se acerca a los apoyos, ya que las cargas externas no generaran momento en dicha zona, pero al ser colocado el cable con la excentricidad constante, los esfuerzos generados por la fuerza tensora se mantendrán constantes, lo que podría provocar daños cerca de los apoyos. Para lo cual deberá evaluarse para la condición crítica.

B. NORMAS A UTILIZAR

1. Códigos que se emplean para hacer una inspección en campo. Debido a la importancia de este estudio se deberían seguir una serie de normativas que se aplican para el caso de inspecciones siendo básicamente dos documentos base:

- a. National Bridge Inspection Standards (NBIS).
- b. Manual of Condition Evaluation of Bridges (AASHTO).

2. Recomendaciones al realizar levantamientos físicos de estructuras existentes. Se deberá realizar el levantamiento físico de la estructura que se va a evaluar teniendo las siguientes consideraciones:

- a. Limpieza general de la estructura.
- b. Medición de la estructura.
- c. Ensayos no destructivos para evaluar la resistencia del concreto.
- d. Ensayos no destructivos para evaluar la resistencia y espaciamiento de la varilla de refuerzo.
- e. Inspección y evaluación detallada de daños en la estructura.

3. Riesgos en la mala aplicación del postensado externo en estructuras existentes. Es importante mencionar que la mala práctica del postensado externo en estructuras puede provocar daños irremediables, por lo que se debe realizar un análisis completo para determinar los efectos de su aplicación para cada caso en particular. Se deberá realizar un análisis de los efectos de torsión que puede provocar el tensado, por lo que se

recomienda tensar simultáneamente en las vigas a preesforzar en ambos anclajes, para evitar suceda dicho efecto.

El exceso de preesfuerzo en un elemento de concreto puede ser la causa para el colapso de dicho elemento o dejar la estructura con contra flechas excesivas.

C. EJEMPLOS DE POSTENSADO EXTERNOS EN DIFERENTES ESTRUCTURAS

Las siguientes fotografías muestran cómo el postensado externo se aplica a elementos de concreto y acero para aumentar la capacidad de carga de dichos elementos:

Figura No. 19: postensado externo en edificios



Figura No. 20: postensado externo para losas de parqueos



Figura No. 21: postensado externo para el reforzamiento de un puente de armadura



Figura No. 22: postensado externo para el reforzamiento de un puente de armadura



Figura No. 23: postensado externo para el reforzamiento de vigas de metal



Figura No. 24: postensado externo para el reforzamiento de vigas de metal,
Detalle del anclaje al final de la viga



Figura No. 25: postensado externo para el reforzamiento de vigas de concreto



D. EJEMPLO DEL PROCESO CONSTRUCTIVO DE LA APLICACIÓN DE POSTENSADO EXTERNO EN UN ELEMENTO DE CONCRETO REFORZADO.

El siguiente es un ejemplo del proceso constructivo por medio de de postensado externo de la viga de apoyo de una pila intermedia para puentes a la cual se le aumento la capacidad de carga:

Figura No. 26: viga de apoyo de las pilas intermedias a las cuales se les aumento la capacidad de carga por medio de postensado externo



Figura No. 27: panorámica de la pila intermedia previo a aplicársele postensado externo



Fotografía No. 28: elevación del martillo



Figura No. 31: detalle de la instalación de pasadores para la armadura donde se instalarían los ductos con los cables



Figura No. 32: detalle de la instalación de pasadores para la armadura donde se instalarían los ductos con los cables



Figura No. 33: detalle de la instalación de pasadores para la armadura donde se instalarían los ductos con los cables



Figura No. 34: detalle de la armadura y los ductos embebidos dentro de la misma donde se introducirían los cables para postensado



Figura No. 35: panorámica de los ductos con su parábola dentro de la armadura



Figura No. 36: panorámica de los ductos con su parábola dentro de la armadura



Figura No. 37: detalle del refuerzo en los extremos



Figura No. 38: detalle de la instalación de anclajes en los extremos

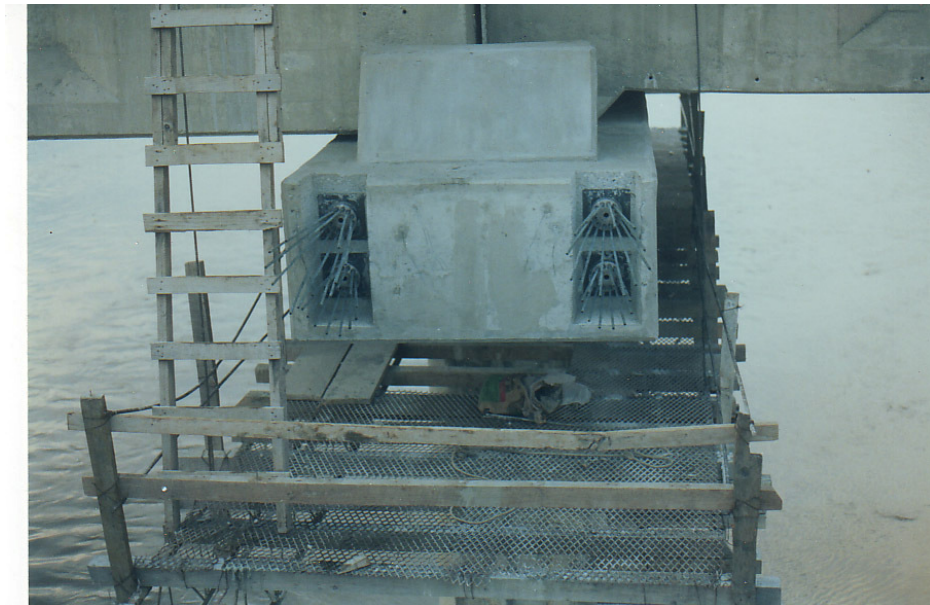


Figura No. 39: detalle de la instalación de dos gatos para tensar la viga simultáneamente a fin de evitar esfuerzo de torsión en la viga y la pila



Figura No. 40: tensado simultáneo



Figura No. 41: aplicación de fuerza simultánea en ambos anclajes



Figura No. 42: vista del poliducto donde se inyectó el mortero

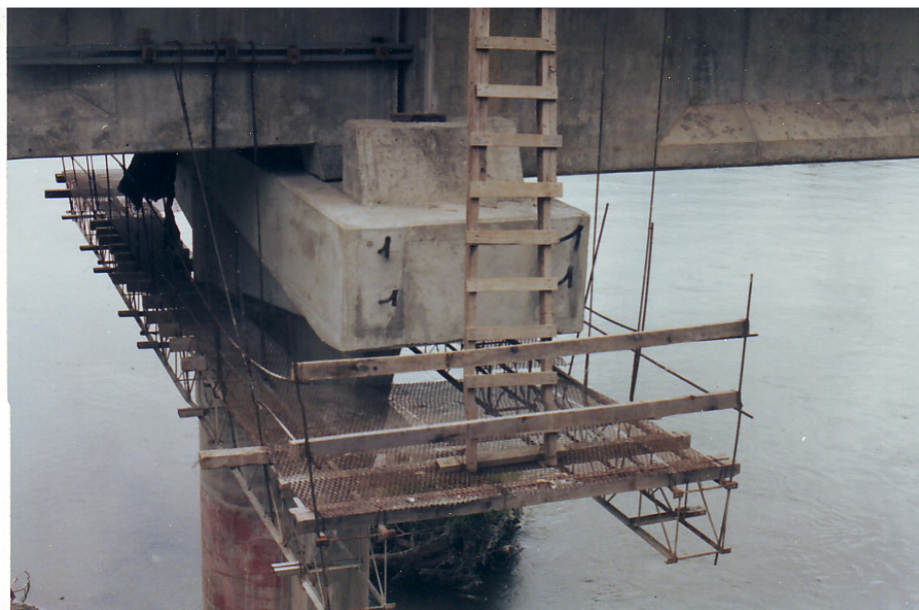


Figura No. 43: viga de apoyo reforzado con postensado externo



V. CONCLUSIONES

Después de realizar el ensayo anterior para una viga "T", podemos concluir lo siguiente:

1. Se ha podido demostrar que el postensado externo sí aumenta la capacidad de carga en estructuras existentes.
2. Se ha podido describir, por medio de cálculos, el procedimiento mínimo necesario para el análisis de elementos de concreto reforzado a los que se les considere aplicar postensado externo.
3. Los esfuerzos de tensión en la fibra superior debidos a la aplicación del preesfuerzo son a su vez contrarrestados por los esfuerzos de compresión debidos a las cargas externas y en este caso la diferencia se encuentra dentro de los valores permisibles.
4. El método de postensado externo es adecuado especialmente para aumentar la capacidad de resistencia del momento positivo en vigas simplemente apoyadas.
5. Como se pudo demostrar que la fuerza inducida por los cables en las vigas produce los esfuerzos necesarios que contrarrestan los esfuerzos producidos por los momentos que generan las cargas externas, también es posible determinar que un cálculo erróneo en la aplicación de fuerza, puede revertir los esfuerzos produciendo que sean mayores a los que tenga capacidad de resistir la estructura, lo que podría poner en riesgo su integridad.
6. La fuerza cortante debido a la sobre carga se puede disminuir con la aplicación de preesfuerzo.

VI. RECOMENDACIONES

1. Previo a realizar una intervención a una estructura de concreto reforzado con postensado externo, es muy importante determinar con ensayos no destructivos la resistencia del concreto, para no inducir en él, esfuerzos que sobrepasen su capacidad, poniendo en riesgo la integridad de la estructura y de las personas que realizan dicha intervención.
2. En el análisis estructural, se pueden encontrar la cantidad de cables que se necesitan para contrarrestar los esfuerzos debidos a las cargas externas, sin embargo debido a que en nuestro medio muchas veces no se pueden encontrar los anclajes que se deben utilizar para la cantidad de cables necesarios, el diseñador podrá proponer los anclajes con la cantidad de cables que se vendan, siempre y cuando realice el análisis estructural tomando en cuenta no la cantidad de preesfuerzo necesario, sino que, la cantidad de preesfuerzo propuesto no sobrepase los esfuerzos permitidos.
3. Cuando se trabaja con equipos para postensado, se generan fuerzas que se transmiten de los equipos a los cables, por lo que es muy importante que solamente las personas con experiencia accionen los equipos.

VII. BIBLIOGRAFÍA

Concreto preesforzado, diseño y construcción. 2005. Instituto del concreto. Primera edición. Colombia. 159 págs.

Gonzalez, Cuevas. 2008. *Análisis estructural.* Primera Edición. México, Limusa. 583 págs.

Herrera, Jerónimo. 1996. *Puentes.* Segunda edición. Colombia. 147 págs.

Meli, Piralla. 2008. *Diseño structural.* Segunda edición. Limusa. México D.F. 591 págs.

Nawy, Edward G. 1988. *Concreto reforzado.* Primera Edición. México D.F.. Prentice-Hall Hispanoamericana, S.A. 743 págs.

Nilson, Arthur H. 1,990. *Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado.* Segunda Edición. Limusa. Estados Unidos. 605 págs.

Post-tensioning Manual. 2,006. Postensioning Institute. Sixth Edition. United States. 354 págs.

Standard Specifications for Highway Bridges. 2002. American Association of State Highway and Transportation Officials. Seventeenth Edition. United States. 829 Págs.

Vallecilla Bahena, Carlos Ramiro. 2,009. *Puentes en concreto postensado.* Primera Edición. Bogota, Colombia. 519 págs.

Vallecilla Bahena, Carlos Ramiro. 2,006. *Manual de puentes en concreto reforzado.* Primera Edición. Bogota, Colombia. 657 págs.