



ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL.

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

“DISEÑOS DE VIGAS PRESFORZADAS APLICADA A UN PASO PEATONAL
Y DESARROLLO DE UN SOFTWARE PARA SU ANÁLISIS Y VERIFICACIÓN”

PROYECTO DE GRADUACIÓN

Previa a la obtención del Título de:

INGENIERO CIVIL

Presentado por:

Luis Alberto Parrales Lunavictoria

Geovanny Santiago Almeida Alarcón

Josué Ismael Mosquera Hadatty

Guayaquil - Ecuador

2014

AGRADECIMIENTO

A la Escuela Superior Politécnica del Litoral donde pase años inolvidables junto a mis amigos y amigas, aprendiendo en cada materia que cursábamos.

A los profesores que supieron guiarnos e instruirnos a cada uno de los que nos propusimos ser profesionales en esta hermosa carrera como lo es la Ingeniería Civil.

A mis Padres y a mi hermana que siempre estuvieron pendientes de mí, apoyándome en cada momento, mi agradecimiento eterno.

A nuestro director de tesis el Ing. Luis Villavicencio por su gran apoyo para lograr nuestro objetivo.

Luis Alberto Parrales Lunavictoria

AGRADECIMIENTO

A Dios por habernos brindado la fuerza y la sabiduría para el desarrollo de este proyecto.

A mis profesores que me han instruido en las diferentes áreas de la carrera durante todo este tiempo de aprendizaje

A mis padres y hermanos, que me han brindado todo su apoyo amor durante mis estudios.

A Maria del Carmen Bajaña por su colaboración en la realización de este proyecto.

A nuestro director de tesis el Ing. Luis Villavicencio por su gran apoyo para lograr nuestro objetivo.

Geovanny Santiago Almedia Alarcón

AGRADECIMIENTO

En primer lugar a Dios por haberme instruido en su camino y permitirme finalizar esta etapa de mi vida, dándole la gloria tan solo a Él; luego a cada uno de los que son parte de mi familia, Padres, Hermanos, Tíos y Primos por siempre haberme dado su fuerza y apoyo de muchas maneras.

A mis hermanos en Cristo de la Iglesia en Alianza en Santo Domingo y en La Sociedad de Jóvenes Amigos de Jesús, por tenerme siempre en sus oraciones, a mis compañeros y profesores por todos los conocimientos y experiencias compartidas y finalmente a nuestro director de tesis por haber sido un pilar sumamente importante en todo el tiempo de desarrollo de este proyecto

Josué Ismael Mosquera Hadatty

DEDICATORIA

A Dios porque siempre nos guía a lograr nuestros sueños y anhelos.

A mi abuelita Piedad, que se fue de mi lado sin haberme podido ver convertido en un Ingeniero, su perdida fue grande pero ella está siempre conmigo en mi corazón, que Dios la tenga en su Gloria.

A mis padres que me dieron la oportunidad de estudiar para convertirme en un profesional.

A mi hermana y a mi primo por su apoyo incondicional.

A la Ing. Leonor Vera que me dio la oportunidad de crecer en su empresa, siendo para mí una gran satisfacción y una enorme experiencia.

Luis Alberto Parrales Lunavictoria

DEDICATORIA

A mis padres y hermanos por todo su apoyo
brindado durante toda mi carrera

A mi prima Vanessa que fue una persona
muy importante en mi vida y que no pudo
verme convertido en un profesional

Geovanny Almedia

DEDICATORIA

A mis padres y Hermanos por su apoyo, respaldo y motivación durante todas las partes de mi formación universitaria.

A la familia Zhindon-Mosquera y Ramírez-Mosquera, por haber sido un soporte incondicional durante mis años de estudios en ESPOL, siempre los llevare presentes.

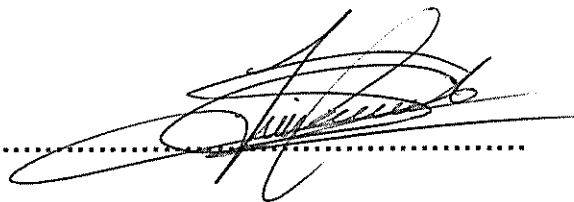
Josué Mosquera Hadatty

TRIBUNAL DE GRADUACION

.....

Dra. Elizabeth Peña C.

Presidente

A large, stylized handwritten signature in black ink, appearing to read 'Luis Villavicencio', is written over a horizontal dotted line.

Ing. Luis Villavicencio

Director de Tesis

A smaller, more compact handwritten signature in black ink, appearing to read 'José Barros', is written over a horizontal dotted line.

Ing. José Barros, M.Sc

Vocal

DECLARACIÓN EXPRESA

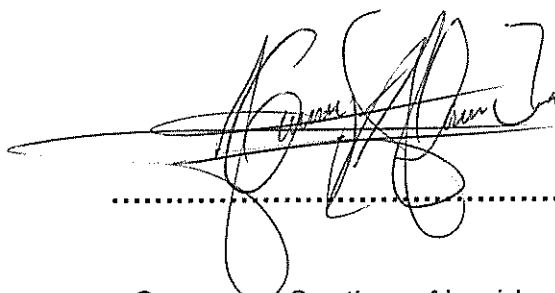
"La responsabilidad del contenido de este Proyecto de Graduación, me corresponde exclusivamente; y el patrimonio intelectual de la misma a la Escuela Superior Politécnica del Litoral".

(Reglamento de graduación de la ESPOL)



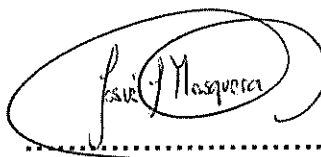
.....

Luis Alberto Parrales Lunavictoria



.....

Geovanny Santiago Almeida Alarcón



.....

Josué Ismael Mosquera Hadatty

RESUMEN

Se denomina Hormigón Pretensado a la tecnología de construcción de elementos estructurales de hormigón, a los que se someten intencionalmente a esfuerzos de compresión previos a su puesta en servicio. Dichos esfuerzos se consiguen mediante cables de alambres de acero de alta resistencia, conocidos como torones, que son tensados y anclados al hormigón previo a su vaciado.

Esta técnica se emplea para ayudar al hormigón a soportar esfuerzos de tracción, y fue patentada por Eugène Freyssinet en 1920 conocido como el padre de Pretensado.

El objetivo de pretensar los cables es de aumentar la resistencia a tracción del hormigón, esto se logra introduciendo un esfuerzo de compresión interno que contrarreste en parte el esfuerzo de tracción que producen las cargas de servicio en el elemento estructural.

Otra ventaja muy importante de la técnica del Hormigón Pretensado, es que al emplearla no sólo se reducen las deformaciones que experimentan los elementos estructurales, sino que también dichas deformaciones pueden reajustarse haciendo variar los parámetros de tensión y trazado de las armaduras.

El presente proyecto de graduación tiene como objetivo el elaborar un manual de diseño de vigas de hormigón Preforzado enfocado a Pasos peatonales así como desarrollar un software para luego comprobar los resultados obtenidos de este con los que se obtuvieran en los ejemplos elaborados en las guías de diseño.

Para el software, es elaborado con la herramienta computacional Matlab, contiene una interfaz de usuario bastante amigable y entendible de manera que el ingreso de datos sea muy sencillo y fluido, además con muchas opciones de personalización el usuario podrá agregar sus propias secciones de viga , cargas y materiales a utilizar, presentando finalmente los resultados de manera clara, además de generar los diagramas que el usuario necesite ya sean de fuerzas, esfuerzos o diagrama de Momento.

INDICE GENERAL

| | |
|---|--------------------------------|
| SIMOLOGIA..... | ¡Error! Marcador no definido.3 |
| CAPITULO I..... | ¡Error! Marcador no definido. |
| INTRODUCCION..... | ¡Error! Marcador no definido. |
| 1.1 Antecedentes..... | ¡Error! Marcador no definido. |
| 1.2 Justificación..... | ¡Error! Marcador no definido. |
| 1.3 Alcance..... | ¡Error! Marcador no definido. |
| 1.4 Objetivos..... | ¡Error! Marcador no definido. |
| 1.4.1 Objetivos Generales..... | ¡Error! Marcador no definido. |
| 1.4.2 Objetivos Específicos..... | ¡Error! Marcador no definido. |
| CAPITULO II..... | ¡Error! Marcador no definido. |
| PRINCIPIOS BÁSICOS..... | ¡Error! Marcador no definido. |
| 2.1. Inicios del presforzado..... | ¡Error! Marcador no definido. |
| 2.1.1. Usos del presfuerzo..... | ¡Error! Marcador no definido. |
| 2.1.2. El concreto Presforzado..... | ¡Error! Marcador no definido. |
| 2.2. Tipos de vigas..... | ¡Error! Marcador no definido. |
| 2.3. Materiales..... | ¡Error! Marcador no definido. |
| 2.4. Principios del presfuerzo..... | ¡Error! Marcador no definido. |
| 2.4.1. Efecto del presfuerzo sobre el hormigón..... | ¡Error! Marcador no definido. |
| 2.5. Fabricación..... | ¡Error! Marcador no definido. |
| 2.5.1. Proceso Constructivo de vigas presforzadas... | ¡Error! Marcador no definido. |
| 2.5.2. Viga pretensada..... | ¡Error! Marcador no definido. |
| 2.5.3. Viga postensada..... | ¡Error! Marcador no definido. |
| 2.5.4. Metodología de Construcción..... | ¡Error! Marcador no definido. |
| CAPITULO III..... | ¡Error! Marcador no definido. |
| DESCRIPCION DEL SISTEMA ESTRUCTURAL..... | ¡Error! Marcador no definido. |

- 3.1 Características de los pasos peatonales ¡Error! Marcador no definido.
- 3.1.1 Tipos de puentes peatonales..... ¡Error! Marcador no definido.
- 3.1.1.1 Puentes de Mampostería ¡Error! Marcador no definido.
- 3.1.1.2 Puentes Metálicos ¡Error! Marcador no definido.
- 3.1.1.3 Puentes de Hormigón Armado ¡Error! Marcador no definido.
- 3.1.1.4 Puentes de Hormigón Presforzado.. ¡Error! Marcador no definido.
- 3.1.2 Tipos de tablero ¡Error! Marcador no definido.
- 3.1.2.1 Tablero de Concreto Reforzado (Losa) ¡Error! Marcador no definido.
- 3.1.2.2 Tablero de Madera ¡Error! Marcador no definido.
- 3.2 Diseño de Geometría del paso peatonal ¡Error! Marcador no definido.
- 3.2.1 Ancho efectivo ¡Error! Marcador no definido.
- 3.2.2 Longitudes máximas..... ¡Error! Marcador no definido.
- 3.3 Descripción general de la Estructura ¡Error! Marcador no definido.
- 3.3.1 Superestructura ¡Error! Marcador no definido.
- 3.3.2 Infraestructura ¡Error! Marcador no definido.
- 3.3.3 Obras Complementarias..... ¡Error! Marcador no definido.
- 3.4 Descripción del Tablero del Paso peatonal ¡Error! Marcador no definido.
- 3.4.1 Losa del Tablero..... ¡Error! Marcador no definido.
- 3.4.1.1 Losa perpendicular al tránsito..... ¡Error! Marcador no definido.
- 3.4.1.2 Losa paralela al tránsito ¡Error! Marcador no definido.
- 3.4.1.3 Losa en ambos sentidos..... ¡Error! Marcador no definido.
- 3.4.1.4 Longitud efectiva ¡Error! Marcador no definido.
- 3.4.1.5 Recubrimiento mínimo..... ¡Error! Marcador no definido.
- 3.4.2 Vigas presforzadas ¡Error! Marcador no definido.
- 3.4.2.1 Vigas presforzadas Doble T ¡Error! Marcador no definido.
- 3.4.2.2 Vigas pretensadas tipo AASHTO ¡Error! Marcador no definido.

| | | |
|---|--|-------------------------------|
| 3.4.2.3 | Vigas postensadas tipo AASHTO.... | ¡Error! Marcador no definido. |
| CAPITULO IV..... | | ¡Error! Marcador no definido. |
| PARAMETROS DE DISEÑO Y CONTROL DE CALIDAD.. | | ¡Error! Marcador no definido. |
| 4.1 | Especificaciones de Diseño..... | ¡Error! Marcador no definido. |
| 4.2 | Materiales | ¡Error! Marcador no definido. |
| 4.2.1 | Control de Calidad..... | ¡Error! Marcador no definido. |
| 4.2.1.1 | Hormigón | ¡Error! Marcador no definido. |
| 4.2.1.1.1 | CEMENTO..... | ¡Error! Marcador no definido. |
| 4.2.1.1.2 | ÁRIDOS..... | ¡Error! Marcador no definido. |
| 4.2.1.1.3 | ARIDO FINO..... | ¡Error! Marcador no definido. |
| 4.2.1.1.4 | ARIDO GRUESO..... | ¡Error! Marcador no definido. |
| 4.2.1.1.5 | AGUA | ¡Error! Marcador no definido. |
| 4.2.1.2 | CONTROL POR RESITENCIA..... | ¡Error! Marcador no definido. |
| 4.2.1.3 | ACERO DE PRESFUERZO (Torones)..... | ¡Error! Marcador no definido. |
| 4.3 | CARGAS CONSIDERADAS PARA EL DISEÑO .. | ¡Error! Marcador no definido. |
| 4.3.1 | CARGAS PERMANENTES | ¡Error! Marcador no definido. |
| 4.3.2 | CARGAS VIVAS..... | ¡Error! Marcador no definido. |
| 4.3.3 | CARGA DE PREFUERZO..... | ¡Error! Marcador no definido. |
| 4.3.4 | COMBINACIONES DE CARGA | ¡Error! Marcador no definido. |
| CAPITULO V:..... | | ¡Error! Marcador no definido. |
| METODOLOGIA DE DISEÑO DE VIGAS PRESFORZADAS | | ¡Error! Marcador no definido. |
| 5.1. | Diseño a flexión de vigas presforzadas | ¡Error! Marcador no definido. |
| 5.1.1. | Fundamentos para el diseño a flexión..... | ¡Error! Marcador no definido. |
| 5.1.2. | Diseño a flexión por esfuerzos admisibles..... | ¡Error! Marcador no definido. |

- 5.1.2.1. Esfuerzos admisibles de acuerdo al AASHTO LRFD 2012 ... **¡Error! Marcador no definido.**
- 5.1.2.2. Diseño de vigas con excentricidad del presfuerzo variable y constante **¡Error! Marcador no definido.**
- 5.1.2.3. Diagrama de magnel **¡Error! Marcador no definido.**
- 5.1.2. Variación de la excentricidad a lo largo del claro, para vigas con excentricidad variable **¡Error! Marcador no definido.**
- 5.1.3. Criterios para la selección de la sección de la viga **¡Error! Marcador no definido.**
- 5.2. Pérdidas del presforzado **¡Error! Marcador no definido.**
- 5.2.2. Perdidas instantáneas **¡Error! Marcador no definido.**
- 5.2.2.2. Acuñaamiento de los anclajes **¡Error! Marcador no definido.**
- 5.2.2.3. Fricción **¡Error! Marcador no definido.**
- 5.2.2.3.1. Construcciones pretensadas **¡Error! Marcador no definido.**
- 5.2.2.3.2. Construcciones postensadas **¡Error! Marcador no definido.**
- 5.2.2.4. Acortamiento Elástico **¡Error! Marcador no definido.**
- 5.2.2.4.1. Elementos Pretensados **¡Error! Marcador no definido.**
- 5.2.2.4.2. Elementos Postensados **¡Error! Marcador no definido.**
- 5.2.2.5. Pérdidas Diferidas **¡Error! Marcador no definido.**
- 5.2.2.5.1. Contracción **¡Error! Marcador no definido.**
- 5.2.2.5.2. Fluencia Lenta **¡Error! Marcador no definido.**
- 5.2.2.5.3. Relajación **¡Error! Marcador no definido.**
- 5.3. Acero pasivo o refuerzo adherente.. **¡Error! Marcador no definido.**
- 5.4. Diseño por cortante de vigas presforzada **¡Error! Marcador no definido.**
- 5.4.2. Resistencia al cortante – Diseño por resistencia ultima **¡Error! Marcador no definido.**
- 5.4.2.2. Agrietamiento por esfuerzos de tracción diagonal **¡Error! Marcador no definido.**
- 5.4.3. DISEÑO POR CORTANTE **¡Error! Marcador no definido.**
- 5.5. RESISTENCIA ÚLTIMA A FLEXION **¡Error! Marcador no definido.**

| | | |
|----------------------------------|--|-------------------------------|
| 5.5.1. | Etapa Constructiva | ¡Error! Marcador no definido. |
| 5.5.2. | Resistencia Última | ¡Error! Marcador no definido. |
| 5.6. | Límites de refuerzo | ¡Error! Marcador no definido. |
| 5.7. | Deflexiones..... | ¡Error! Marcador no definido. |
| CAPITULO VI:..... | | ¡Error! Marcador no definido. |
| EJEMPLO DE DISEÑO DE VIGAS | | ¡Error! Marcador no definido. |
| 6.1 | Vigas postensada tipo AASHTO..... | ¡Error! Marcador no definido. |
| 6.1.1 | Selección de viga | ¡Error! Marcador no definido. |
| 6.1.2 | Esfuerzos admisibles..... | ¡Error! Marcador no definido. |
| 6.1.3 | Cálculo de momentos | ¡Error! Marcador no definido. |
| 6.1.3.1 | Calculo de momentos últimos (Resistencia I) .. | ¡Error! Marcador no definido. |
| 6.1.4 | Cálculo de cortantes | ¡Error! Marcador no definido. |
| 6.1.4.1 | Calculo de cortante último (Resistencia I) | ¡Error! Marcador no definido. |
| 6.1.5 | Diagrama de Magnel | ¡Error! Marcador no definido. |
| 6.1.6 | Revisión de tensiones admisibles.... | ¡Error! Marcador no definido. |
| 6.1.6.1 | En transferencia | ¡Error! Marcador no definido. |
| 6.1.6.2 | En servicio I | ¡Error! Marcador no definido. |
| 6.1.6.3 | Por pretensado y carga permanente | ¡Error! Marcador no definido. |
| 6.1.6.4 | Por carga viva y la mitad de las cargas permanentes y de pretensado..... | ¡Error! Marcador no definido. |
| 6.1.6.5 | Servicio III..... | ¡Error! Marcador no definido. |
| 6.1.7 | Calculo de perdidas | ¡Error! Marcador no definido. |
| 6.1.7.1 | Acuñamiento de los anclajes | ¡Error! Marcador no definido. |
| 6.1.7.2 | Fricción | ¡Error! Marcador no definido. |
| 6.1.7.3 | Acortamiento elástico | ¡Error! Marcador no definido. |
| 6.1.7.4 | Contracción | ¡Error! Marcador no definido. |
| 6.1.7.5 | Fluencia lenta | ¡Error! Marcador no definido. |
| 6.1.7.6 | Relajación del acero | ¡Error! Marcador no definido. |

- 6.1.8 Perdida totales..... ¡Error! Marcador no definido.
- 6.1.9 Calculo del acero pasivo o refuerzo adherente ¡Error! Marcador no definido.
- 6.1.10 Revisión de resistencia ultima a flexión ¡Error! Marcador no definido.
 - 6.1.10.1 En etapa constructiva ¡Error! Marcador no definido.
 - 6.1.10.2 En etapa de servicio ¡Error! Marcador no definido.
- 6.1.11 Límites del refuerzo ¡Error! Marcador no definido.
- 6.1.12 Cortante..... ¡Error! Marcador no definido.
- 6.1.13 Deflexiones..... ¡Error! Marcador no definido.
- 6.2 Vigas pretensada tipo doble T ¡Error! Marcador no definido.
 - 6.2.1 Selección de viga ¡Error! Marcador no definido.
 - 6.2.2 Esfuerzos admisibles..... ¡Error! Marcador no definido.
 - 6.2.3 Cálculo de momentos..... ¡Error! Marcador no definido.
 - 6.2.3.1 Calculo de momentos últimos (Resistencia I) .. ¡Error! Marcador no definido.
 - 6.2.4 Cálculo de cortantes..... ¡Error! Marcador no definido.
 - 6.2.4.1 Calculo de cortante último (Resistencia I) ¡Error! Marcador no definido.
 - 6.2.5 Diagrama de Magnel ¡Error! Marcador no definido.
 - 6.2.6 Revisión de tensiones admisibles.... ¡Error! Marcador no definido.
 - 6.2.6.1 En transferencia ¡Error! Marcador no definido.
 - 6.2.6.2 En servicio I ¡Error! Marcador no definido.
 - 6.2.6.3 Por pretensado y carga permanente ¡Error! Marcador no definido.
 - 6.2.6.4 Por carga viva y la mitad de las cargas permanentes y de pretensado..... ¡Error! Marcador no definido.
 - 6.2.6.5 Servicio III..... ¡Error! Marcador no definido.
 - 6.2.7 Calculo de perdidas ¡Error! Marcador no definido.
 - 6.2.7.1 Acortamiento elástico ¡Error! Marcador no definido.
 - 6.2.7.2 Contracción ¡Error! Marcador no definido.
 - 6.2.7.3 Fluencia lenta ¡Error! Marcador no definido.

| | | |
|---|---|-------------------------------|
| 6.2.7.4 | Relajación del acero | ¡Error! Marcador no definido. |
| 6.2.8 | Perdida totales..... | ¡Error! Marcador no definido. |
| 6.2.9 | Calculo del acero pasivo o refuerzo adherente | ¡Error! Marcador no definido. |
| 6.2.10 | Revisión de resistencia ultima a flexión | ¡Error! Marcador no definido. |
| 6.2.10.1 | En etapa constructiva | ¡Error! Marcador no definido. |
| 6.2.10.2 | En etapa de servicio | ¡Error! Marcador no definido. |
| 6.2.11 | Límites del refuerzo | ¡Error! Marcador no definido. |
| 6.2.12 | Cortante..... | ¡Error! Marcador no definido. |
| 6.2.13 | Deflexiones..... | ¡Error! Marcador no definido. |
| CAPITULO VII..... | | ¡Error! Marcador no definido. |
| SOFTWARE DE ANÁLISIS Y VERIFICACIÓN DEL DISEÑO DE UNA VIGA PRESFORZADA..... | | ¡Error! Marcador no definido. |
| 7.1 | Descripción del lenguaje de Programación | ¡Error! Marcador no definido. |
| 7.1.1 | Interfaz Gráfica (GUI) | ¡Error! Marcador no definido. |
| 7.2 | Objetivo de la Aplicación | ¡Error! Marcador no definido. |
| 7.3 | Diagrama de flujo para el software de análisis y verificación de un elemento presforzado. | ¡Error! Marcador no definido. |
| 7.4 | Características y Uso del programa desarrollado. | ¡Error! Marcador no definido. |
| 7.5 | Limitaciones y recomendaciones para el uso del programa. . | ¡Error! Marcador no definido. |
| 7.6 | Resultados obtenidos | ¡Error! Marcador no definido. |
| CAPITULO VIII..... | | ¡Error! Marcador no definido. |
| ANÁLISIS DE RESULTADOS | | ¡Error! Marcador no definido. |
| 8.1 | Comparación de datos obtenidos | ¡Error! Marcador no definido. |
| 8.2 | Ventajas y desventajas de utilizar un sistema computarizado para el Diseño y verificación | ¡Error! Marcador no definido. |
| CAPITULO IX..... | | ¡Error! Marcador no definido. |
| CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES . | | ¡Error! Marcador no definido. |

| | | |
|-----|-----------------------|--------------------------------------|
| 9.1 | Conclusiones | ¡Error! Marcador no definido. |
| 9.2 | Recomendaciones | ¡Error! Marcador no definido. |

INDICE DE TABLAS

| | |
|--|--------------------------------------|
| Tabla I.- Dimensiones para Vigas I ASSHTO . | ¡Error! Marcador no definido. |
| Tabla II.- Dimensiones para vigas tipo T | ¡Error! Marcador no definido. |
| Tabla III.- Dimensiones para vigas Doble T (en cm) | ¡Error! Marcador no definido. |

Tabla IV.- Propiedades del Cable. **¡Error! Marcador no definido.**

Tabla V. Requisitos de gradación del árido fino **¡Error! Marcador no definido.**

Tabla VI. Límites para las sustancias perjudiciales en el árido fino **¡Error! Marcador no definido.**

Tabla VII. Requisitos de gradación del árido ... **¡Error! Marcador no definido.**

Tabla VIII. Límites para las sustancias perjudiciales en el árido grueso **¡Error! Marcador no definido.**

Tabla IX. Densidades tradicionales..... **¡Error! Marcador no definido.**

Tabla X – Límites de tensión para los tendones de pretensado **¡Error! Marcador no definido.**

(En Norma ASSHTO Tabla # 5.9.3-1)..... **¡Error! Marcador no definido.**

Tabla XI – Límites para la tensión de tracción temporaria en el hormigón antes de las pérdidas – Elementos totalmente pretensados (en Norma ASSHTO Tabla # 5.9.4.1.2-1) **¡Error! Marcador no definido.**

Tabla XII – Límites para la tensión de compresión en el hormigón pretensado después de las pérdidas – Elementos totalmente pretensados (en Norma ASSHTO Tabla # 5.9.4.2.1-1) **¡Error! Marcador no definido.**

Tabla XIII – Límites para la tensión de tracción en el hormigón pretensado en estado límite de servicio después de las pérdidas – Elementos totalmente pretensados (en Norma ASSHTO Tabla # 5.9.4.2.2-1) **¡Error! Marcador no definido.**

Tabla XIV – Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante **¡Error! Marcador no definido.**

Tabla XV - Coeficientes de fricción para tendones de postensado (en norma ASSTHO Tabla 5.9.5.2.2b-1)..... **¡Error! Marcador no definido.**

Tabla XVI – Deflexiones a corto plazo debido a la fuerza del pretensado **¡Error! Marcador no definido.**

INDICE DE FIGURAS

- Figura. 2.1 Series de bloques a madera de viga..... ¡Error! Marcador no definido.
- Figura 2.2 Viga presforzada..... ¡Error! Marcador no definido.
- Figura 2.3 Viga I como viga rectangular ¡Error! Marcador no definido.
- Figura 2.4 Viga tipo I..... ¡Error! Marcador no definido.
- Figura 2.5 vigas I AASHTO..... ¡Error! Marcador no definido.
- Figura 2.6 Vigas tipo T AASHTO ¡Error! Marcador no definido.
- Figura 2.7 Vigas Doble T ¡Error! Marcador no definido.
- Figura 2.8 Diagrama de esfuerzos y fuerzas internas por flexión ¡Error! Marcador no definido.
- Figura 2.9 Acciones y reacciones cable – hormigón..... ¡Error! Marcador no definido.
- Figura 2.10 Fuerzas que actúan en una viga de hormigón presforzado típica .
..... ¡Error! Marcador no definido.
- Figura 2.11 Esfuerzos y excentricidades del núcleo central de inercia, para una sección rectangular..... ¡Error! Marcador no definido.
- Figura 2.12 Núcleos límites en secciones de vigas metálicas y de hormigón presforzado..... ¡Error! Marcador no definido.
- Figura 2.13. Desplazamiento del centro de presión..... ¡Error! Marcador no definido.
- Figura 2.14. Huso de presión..... ¡Error! Marcador no definido.
- Figura 2.15. Cables resultantes en vigas pretensadas y postensadas .. ¡Error! Marcador no definido.
- Figura 2.16. Cambio de posición del cable en vigas pretensadas y postensadas..... ¡Error! Marcador no definido.
- Figura 2.17 Límites de esfuerzos..... ¡Error! Marcador no definido.
- Figure 2.18 Excentricidades que limitan el centro de presión¡Error! Marcador no definido.
- Figura 2.19. Huso Límite..... ¡Error! Marcador no definido.

- Figura 2.20 Núcleo de paso ¡Error! Marcador no definido.
- Figura 2.21. Huso de paso ¡Error! Marcador no definido.
- Figura 2.22 Viga Pretensada ¡Error! Marcador no definido.
- Figura 2.23 Viga Postensada ¡Error! Marcador no definido.
- Figura 3.1 Puentes de Mampostería ¡Error! Marcador no definido.
- Figura 3.2 Puente de Aeropuerto Guayaquil.... ¡Error! Marcador no definido.
- Figura 3.3 Puente sobre Rio Guayas (Santay) ¡Error! Marcador no definido.
- Figura 3.4 Puente ubicado en la Cdla. Urdesa ¡Error! Marcador no definido.
- Figura 3.5 Vigas de hormigón presforzado ¡Error! Marcador no definido.
- Figura 3.6 Puente peatonal, ubicado en el terminal de Guayaquil ¡Error! Marcador no definido.
- Figura 3.7 Puente de madera postensada en EEUU (11 m) ¡Error! Marcador no definido.
- Figura 3.8 Vigas Doble T ¡Error! Marcador no definido.
- Figura 3.9 Esquema de distribución de cable de presfuerzo, en vigas pretensadas ¡Error! Marcador no definido.
- Figura 3.10 Esquema de distribución de cable de presfuerzo, en vigas postensadas..... ¡Error! Marcador no definido.
- Figura 5.1. Curva carga – deflexión para una viga típica. ¡Error! Marcador no definido.
- Figura 5.2. Distribución de esfuerzos de flexión para una viga de Hormigón pretensado con excentricidad variable. (a) Sección de máximo momento. (b) Sección de Apoyo..... 159
- Figura 5.3. Distribución de esfuerzos de flexión para una viga de Hormigón preforzado con excentricidad constante. (a) Sección de máximo momento. (b) Sección de Apoyo..... ¡Error! Marcador no definido.
- Figura 5.4. Diagrama de Magnel..... ¡Error! Marcador no definido.
- Figura 5.5. Zona límite típica para el centroide del cable resultante de presfuerzo ¡Error! Marcador no definido.
- Figura 5.6. Secciones transversales idealizadas ¡Error! Marcador no definido.
- Figura 5.7 Zonas de agrietamiento en una viga presforzada ¡Error! Marcador no definido.

- Figura 6.1. Diagrama de Magnel..... **¡Error! Marcador no definido.**
- Figura 6.2 Esfuerzos admisibles Vs Actuantes en estado de transferencia
¡Error! Marcador no definido.
- Figura 6.3 Esfuerzos admisibles Vs Actuantes en estado de Servicio I. **¡Error! Marcador no definido.**
- Figura 6.4 Esfuerzos admisibles Vs Actuantes por pretensado y carga muerta
..... **¡Error! Marcador no definido.**
- Figura 6.5 Esfuerzos admisibles Vs Actuantes por carga viva y la mitad del pretensado y carga muerta **¡Error! Marcador no definido.**
- Figura 6.6 Esfuerzos admisibles Vs Actuantes por estado de Servicio3 **¡Error! Marcador no definido.**
- Figura 6.7. Requerimiento de acero pasivo inferior **¡Error! Marcador no definido.**
- Figura 6.8. Requerimiento de refuerzo para el cortante.. **¡Error! Marcador no definido.**
- Figura 6.9. Diagrama de Magnel..... **¡Error! Marcador no definido.**
- Figura 6.10 Esfuerzos admisibles Vs Actuantes en estado de transferencia....
..... **¡Error! Marcador no definido.**
- Figura 6.11 Esfuerzos admisibles Vs Actuantes en estado de Servicio I
¡Error! Marcador no definido.
- Figura 6.12 Esfuerzos admisibles Vs Actuantes por pretensado y carga muerta
..... **¡Error! Marcador no definido.**
- Figura 6.13 Esfuerzos admisibles Vs Actuantes por carga viva y la mitad del pretensado y carga muerta **¡Error! Marcador no definido.**
- Figura 6.14 Esfuerzos admisibles Vs Actuantes por estado de Servicio3
¡Error! Marcador no definido.
- Figura 6.15. Requerimiento de acero pasivo superior **¡Error! Marcador no definido.**
- Figura 6.16. Requerimiento de acero pasivo inferior **¡Error! Marcador no definido.**
- Figura 6.17. Requerimiento de refuerzo para el cortante **¡Error! Marcador no definido.**
- Figura 7.1 Elementos de MATLAB Guide **¡Error! Marcador no definido.**

Figura 7.2 Ventana del Property Inspector**¡Error! Marcador no definido.**

Figura 7.3 Ejemplo básico de Interfaz gráfica en Matlab .**¡Error! Marcador no definido.**

| | | |
|----------------------|---------------|----|
| PAGINAS PRELIMINARES | 11 Pag | |
| INDICES | 11 Pag | |
| SIMBOLOGIA | 9 pag | |
| CAPITULO I | Pag 32 – 40 | OK |
| CAPITULO II | Pag 41 – 92 | OK |
| CAPITULO III | Pag 93 – 122 | Ok |
| CAPITULO IV | Pag 123 – 143 | OK |
| CAPITULO V | Pag 144 – 201 | ok |
| CAPITULO VI | Pag 202 - 265 | OK |

| | |
|---------------|------------------|
| CAPITULO VII | Pag 266 – 278 OK |
| CAPITULO VIII | Pag 279 – 281 OK |
| CAPITULO IX | Pag 282 – 284 ok |

INDICE GENERAL

| | |
|---|----|
| SIMBOLOGIA | 23 |
| CAPITULO I | 32 |
| INTRODUCCION..... | 32 |
| 1.1 Antecedentes..... | 32 |
| 1.2 Justificación..... | 34 |
| 1.3 Alcance..... | 36 |
| 1.4 Objetivos..... | 39 |
| 1.4.1 Objetivos Generales..... | 39 |
| 1.4.2 Objetivos Específicos..... | 39 |
| CAPITULO II..... | 41 |
| PRINCIPIOS BÁSICOS | 41 |
| 2.1. Inicios del presforzado..... | 41 |
| 2.1.1. Usos del presfuerzo..... | 41 |
| 2.1.2. El concreto Presforzado | 43 |
| 2.2. Tipos de vigas | 47 |
| 2.3. Materiales | 54 |
| 2.4. Principios del presfuerzo | 60 |
| 2.4.1. Efecto del presfuerzo sobre el hormigón | 60 |
| 2.5. Fabricación | 87 |
| 2.5.1. Proceso Constructivo de vigas presforzadas..... | 87 |
| 2.5.2. Viga pretensada | 88 |
| 2.5.3. Viga postensada..... | 89 |
| 2.5.4. Metodología de Construcción | 90 |
| CAPITULO III..... | 93 |
| DESCRIPCION DEL SISTEMA ESTRUCTURAL..... | 93 |
| 3.1 Características de los pasos peatonales | 93 |
| 3.1.1 Tipos de puentes peatonales..... | 94 |

| | | |
|--|---|-----|
| 3.1.1.1 | Puentes de Mampostería | 95 |
| 3.1.1.2 | Puentes Metálicos | 96 |
| 3.1.1.3 | Puentes de Hormigón Armado | 99 |
| 3.1.1.4 | Puentes de Hormigón Presforzado..... | 100 |
| 3.1.2 | Tipos de tablero..... | 102 |
| 3.1.2.1 | Tablero de Concreto Reforzado (Losa) | 103 |
| 3.1.2.2 | Tablero de Madera | 104 |
| 3.2 | Diseño de Geometría del paso peatonal | 105 |
| 3.2.1 | Ancho efectivo | 107 |
| 3.2.2 | Longitudes máximas..... | 107 |
| 3.3 | Descripción general de la Estructura..... | 108 |
| 3.3.1 | Superestructura | 108 |
| 3.3.2 | Infraestructura | 109 |
| 3.3.3 | Obras Complementarias..... | 110 |
| 3.4 | Descripción del Tablero del Paso peatonal | 110 |
| 3.4.1 | Losa del Tablero..... | 111 |
| 3.4.1.1 | Losa perpendicular al tránsito..... | 111 |
| 3.4.1.2 | Losa paralela al tránsito | 112 |
| 3.4.1.3 | Losa en ambos sentidos..... | 112 |
| 3.4.1.4 | Longitud efectiva | 113 |
| 3.4.1.5 | Recubrimiento mínimo..... | 114 |
| 3.4.2 | Vigas presforzadas..... | 114 |
| 3.4.2.1 | Vigas presforzadas Doble T | 116 |
| 3.4.2.2 | Vigas pretensadas tipo AASHTO | 118 |
| 3.4.2.3 | Vigas postensadas tipo AASHTO..... | 120 |
| CAPITULO IV..... | | 123 |
| PARAMETROS DE DISEÑO Y CONTROL DE CALIDAD..... | | 123 |
| 4.1 | Especificaciones de Diseño..... | 123 |
| 4.2 | Materiales | 123 |
| 4.2.1 | Control de Calidad..... | 124 |

| | | |
|---|---|-----|
| 4.2.1.1 | Hormigón | 124 |
| 4.2.1.1.1 | CEMENTO..... | 125 |
| 4.2.1.1.2 | ÁRIDOS..... | 126 |
| 4.2.1.1.3 | ARIDO FINO..... | 128 |
| 4.2.1.1.4 | ARIDO GRUESO..... | 130 |
| 4.2.1.1.5 | AGUA | 133 |
| 4.2.1.2 | CONTROL POR RESITENCIA..... | 134 |
| 4.2.1.3 | ACERO DE PRESFUERZO (Torones)..... | 137 |
| 4.3 | CARGAS CONSIDERADAS PARA EL DISEÑO | 138 |
| 4.3.1 | CARGAS PERMANENTES | 139 |
| 4.3.2 | CARGAS VIVAS..... | 142 |
| 4.3.3 | CARGA DE PREFUERZO..... | 142 |
| 4.3.4 | COMBINACIONES DE CARGA | 142 |
| CAPITULO V:..... | | 144 |
| METODOLOGIA DE DISEÑO DE VIGAS PRESFORZADAS | | 144 |
| 5.1. | Diseño a flexión de vigas presforzadas | 144 |
| 5.1.1. | Fundamentos para el diseño a flexión..... | 144 |
| 5.1.2. | Diseño a flexión por esfuerzos admisibles..... | 153 |
| 5.1.2.1. | Esfuerzos admisibles de acuerdo al AASHTO LRFD 2012 | 153 |
| 5.1.2.2. | Diseño de vigas con excentricidad del presfuerzo variable y constante | 153 |
| 5.1.2.3. | Diagrama de magnel | 162 |
| 5.1.2. | Variación de la excentricidad a lo largo del claro, para vigas con excentricidad variable | 166 |
| 5.1.3. | Criterios para la selección de la sección de la viga | 171 |
| 5.2. | Pérdidas del presforzado..... | 175 |
| 5.2.2. | Perdidas instantáneas | 176 |
| 5.2.2.2. | Acuñamiento de los anclajes..... | 176 |
| 5.2.2.3. | Fricción..... | 177 |
| 5.2.2.3.1. | Construcciones pretensadas | 177 |

| | |
|--|-----|
| 5.2.2.3.2. Construcciones postensadas | 177 |
| 5.2.2.4. Acortamiento Elástico | 179 |
| 5.2.2.4.1. Elementos Pretensados | 179 |
| 5.2.2.4.2. Elementos Postensados | 181 |
| 5.2.2.5. Pérdidas Diferidas | 182 |
| 5.2.2.5.1. Contracción | 182 |
| 5.2.2.5.2. Fluencia Lenta | 183 |
| 5.2.2.5.3. Relajación | 184 |
| 5.3. Acero pasivo o refuerzo adherente | 186 |
| 5.4. Diseño por cortante de vigas presforzada | 187 |
| 5.4.2. Resistencia al cortante – Diseño por resistencia ultima | 187 |
| 5.4.2.2. Agrietamiento por esfuerzos de tracción diagonal | 187 |
| 5.4.3. DISEÑO POR CORTANTE | 190 |
| 5.5. RESISTENCIA ÚLTIMA A FLEXION | 193 |
| 5.5.1. Etapa Constructiva | 194 |
| 5.5.2. Resistencia Última | 195 |
| 5.6. Límites de refuerzo | 197 |
| 5.7. Deflexiones | 198 |
| CAPITULO VI: | 202 |
| EJEMPLO DE DISEÑO DE VIGAS | 202 |
| 6.1 Vigas postensada tipo AASHTO | 203 |
| 6.1.1 Selección de viga | 204 |
| 6.1.2 Esfuerzos admisibles | 205 |
| 6.1.3 Cálculo de momentos | 206 |
| 6.1.3.1 Calculo de momentos últimos (Resistencia I) | 208 |
| 6.1.4 Cálculo de cortantes | 208 |
| 6.1.4.1 Calculo de cortante último (Resistencia I) | 210 |
| 6.1.5 Diagrama de Magnel | 210 |
| 6.1.6 Revisión de tensiones admisibles | 212 |
| 6.1.6.1 En transferencia | 212 |

| | | |
|----------|---|-----|
| 6.1.6.2 | En servicio I | 213 |
| 6.1.6.3 | Por pretensado y carga permanente | 215 |
| 6.1.6.4 | Por carga viva y la mitad de las cargas permanentes y de pretensado | 217 |
| 6.1.6.5 | Servicio III | 218 |
| 6.1.7 | Calculo de perdidas | 219 |
| 6.1.7.1 | Acuñamiento de los anclajes | 220 |
| 6.1.7.2 | Fricción | 220 |
| 6.1.7.3 | Acortamiento elástico | 221 |
| 6.1.7.4 | Contracción | 222 |
| 6.1.7.5 | Fluencia lenta | 222 |
| 6.1.7.6 | Relajación del acero | 223 |
| 6.1.8 | Perdida totales | 224 |
| 6.1.9 | Calculo del acero pasivo o refuerzo adherente | 225 |
| 6.1.10 | Revisión de resistencia ultima a flexión | 227 |
| 6.1.10.1 | En etapa constructiva | 227 |
| 6.1.10.2 | En etapa de servicio | 229 |
| 6.1.11 | Límites del refuerzo | 230 |
| 6.1.12 | Cortante | 231 |
| 6.1.13 | Deflexiones | 233 |
| 6.2 | Vigas pretensada tipo doble T | 235 |
| 6.2.1 | Selección de viga | 235 |
| 6.2.2 | Esfuerzos admisibles | 236 |
| 6.2.3 | Cálculo de momentos | 237 |
| 6.2.3.1 | Calculo de momentos últimos (Resistencia I) | 239 |
| 6.2.4 | Cálculo de cortantes | 239 |
| 6.2.4.1 | Calculo de cortante último (Resistencia I) | 241 |
| 6.2.5 | Diagrama de Magnel | 241 |
| 6.2.6 | Revisión de tensiones admisibles | 243 |
| 6.2.6.1 | En transferencia | 243 |

| | | |
|--|--|-----|
| 6.2.6.2 | En servicio I | 245 |
| 6.2.6.3 | Por pretensado y carga permanente | 246 |
| 6.2.6.4 | Por carga viva y la mitad de las cargas permanentes y de pretensado | 248 |
| 6.2.6.5 | Servicio III | 249 |
| 6.2.7 | Calculo de perdidas | 251 |
| 6.2.7.1 | Acortamiento elástico | 251 |
| 6.2.7.2 | Contracción | 252 |
| 6.2.7.3 | Fluencia lenta | 252 |
| 6.2.7.4 | Relajación del acero | 253 |
| 6.2.8 | Perdida totales | 253 |
| 6.2.9 | Calculo del acero pasivo o refuerzo adherente | 255 |
| 6.2.10 | Revisión de resistencia ultima a flexión | 258 |
| 6.2.10.1 | En etapa constructiva | 258 |
| 6.2.10.2 | En etapa de servicio | 259 |
| 6.2.11 | Límites del refuerzo | 260 |
| 6.2.12 | Cortante | 261 |
| 6.2.13 | Deflexiones | 263 |
| CAPITULO VII | | 266 |
| SOFTWARE DE ANÁLISIS Y VERIFICACIÓN DEL DISEÑO DE UNA VIGA PRESFORZADA | | 266 |
| 7.1 | Descripción del lenguaje de Programación | 266 |
| 7.1.1 | Interfaz Gráfica (GUI) | 267 |
| 7.2 | Objetivo de la Aplicación | 271 |
| 7.3 | Diagrama de flujo para el software de análisis y verificación de un elemento presforzado. | 272 |
| 7.4 | Características y Uso del programa desarrollado | 273 |
| 7.5 | Limitaciones y recomendaciones para el uso del programa | 275 |
| 7.6 | Resultados obtenidos | 277 |
| CAPITULO VIII | | 279 |

| | |
|---|-----|
| ANÁLISIS DE RESULTADOS | 279 |
| 8.1 Comparación de datos obtenidos | 279 |
| 8.2 Ventajas y desventajas de utilizar un sistema computarizado para el Diseño y verificación | 280 |
| CAPITULO IX..... | 282 |
| CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES | 282 |
| 9.1 Conclusiones | 282 |
| 9.2 Recomendaciones..... | 284 |

INDICE DE TABLAS

| | |
|--|-----|
| Tabla I.- Dimensiones para Vigas I ASSHTO | 51 |
| Tabla II.- Dimensiones para vigas tipo T | 52 |
| Tabla III.- Dimensiones para vigas Doble T (en cm) | 54 |
| Tabla IV.- Propiedades del Cable. | 57 |
| Tabla V. Requisitos de gradación del árido fino | 129 |
| Tabla VI. Límites para las sustancias perjudiciales en el árido fino | 130 |
| Tabla VII. Requisitos de gradación del árido | 131 |
| Tabla VIII. Límites para las sustancias perjudiciales en el árido grueso | 132 |
| Tabla IX. Densidades tradicionales..... | 141 |
| Tabla X – Límites de tensión para los tendones de pretensado | 155 |
| (En Norma ASSHTO Tabla # 5.9.3-1)..... | 155 |
| Tabla XI – Límites para la tensión de tracción temporaria en el hormigón antes de las pérdidas – Elementos totalmente pretensados (en Norma ASSHTO Tabla # 5.9.4.1.2-1) | 156 |
| Tabla XII – Límites para la tensión de compresión en el hormigón pretensado después de las pérdidas – Elementos totalmente pretensados (en Norma ASSHTO Tabla # 5.9.4.2.1-1) | 157 |
| Tabla XIII – Límites para la tensión de tracción en el hormigón pretensado en estado límite de servicio después de las pérdidas – Elementos totalmente pretensados (en Norma ASSHTO Tabla # 5.9.4.2.2-1) | 157 |
| Tabla XIV – Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante | 174 |
| Tabla XV - Coeficientes de fricción para tendones de postensado (en norma ASSTHO Tabla 5.9.5.2.2b-1)..... | 179 |
| Tabla XVI – Deflexiones a corto plazo debido a la fuerza del pretensado .. | 200 |

INDICE DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura. 2.1 Series de bloques a madera de viga..... | 42 |
| Figura 2.2 Viga presforzada..... | 45 |
| Figura 2.3 Viga I como viga rectangular | 48 |
| Figura 2.4 Viga tipo I..... | 49 |
| Figura 2.5 vigas I AASHTO..... | 50 |
| Figura 2.6 Vigas tipo T AASHTO | 51 |
| Figura 2.7 Vigas Doble T | 53 |
| Figura 2.8 Diagrama de esfuerzos y fuerzas internas por flexión | 64 |
| Figura 2.9 Acciones y reacciones cable – hormigón..... | 65 |
| Figura 2.10 Fuerzas que actúan en una viga de hormigón presforzado típica | 66 |
| Figura 2.11 Esfuerzos y excentricidades del núcleo central de inercia, para una sección rectangular..... | 69 |
| Figura 2.12 Núcleos límites en secciones de vigas metálicas y de hormigón presforzado..... | 70 |
| Figura 2.13. Desplazamiento del centro de presión..... | 73 |
| Figura 2.14. Huso de presión..... | 74 |
| Figura 2.15. Cables resultantes en vigas pretensadas y postensadas | 75 |
| Figura 2.16. Cambio de posición del cable en vigas pretensadas y postensadas..... | 76 |
| Figura 2.17 Límites de esfuerzos..... | 78 |
| Figure 2.18 Excentricidades que limitan el centro de presión..... | 82 |
| Figura 2.19. Huso Límite..... | 83 |
| Figura 2.20 Núcleo de paso..... | 85 |
| Figura 2.21. Huso de paso..... | 87 |
| Figura 2.22 Viga Pretensada | 88 |
| Figura 2.23 Viga Postensada..... | 89 |
| Figura 3.1 Puentes de Mampostería..... | 96 |

| | |
|---|-----|
| Figura 3.2 Puente de Aeropuerto Guayaquil..... | 98 |
| Figura 3.3 Puente sobre Rio Guayas (Santay) | 98 |
| Figura 3.4 Puente ubicado en la Cdla. Urdesa | 100 |
| Figura 3.5 Vigas de hormigón presforzado | 101 |
| Figura 3.6 Puente peatonal, ubicado en el terminal de Guayaquil..... | 102 |
| Figura 3.7 Puente de madera postensada en EEUU (11 m) | 105 |
| Figura 3.8 Vigas Doble T | 117 |
| Figura 3.9 Esquema de distribución de cable de presfuerzo, en vigas pretensadas | 119 |
| Figura 3.10 Esquema de distribución de cable de presfuerzo, en vigas postensadas..... | 122 |
| Figura 5.1. Curva carga – deflexión para una viga típica | 147 |
| Figura 5.2. Distribución de esfuerzos de flexión para una viga de Hormigón pretensado con excentricidad variable. (a) Sección de máximo momento. (b) Sección de Apoyo..... | 159 |
| Figura 5.3. Distribución de esfuerzos de flexión para una viga de Hormigón preforzado con excentricidad constante. (a) Sección de máximo momento. (b) Sección de Apoyo..... | 161 |
| Figura 5.4. Diagrama de Magnel..... | 165 |
| Figura 5.5. Zona límite típica para el centroide del cable resultante de presfuerzo | 169 |
| Figura 5.6. Secciones transversales idealizadas | 172 |
| Figura 5.7 Zonas de agrietamiento en una viga presforzada | 188 |
| Figura 6.1. Diagrama de Magnel..... | 211 |
| Figura 6.2 Esfuerzos admisibles Vs Actuantes en estado de transferencia | 213 |
| Figura 6.3 Esfuerzos admisibles Vs Actuantes en estado de Servicio I..... | 215 |
| Figura 6.4 Esfuerzos admisibles Vs Actuantes por pretensado y carga muerta | 216 |
| Figura 6.5 Esfuerzos admisibles Vs Actuantes por carga viva y la mitad del pretensado y carga muerta | 218 |
| Figura 6.6 Esfuerzos admisibles Vs Actuantes por estado de Servicio ³ | 219 |
| Figura 6.7. Requerimiento de acero pasivo inferior | 227 |

| | |
|--|-----|
| Figura 6.8. Requerimiento de refuerzo para el cortante..... | 232 |
| Figura 6.9. Diagrama de Magnel..... | 242 |
| Figura 6.10 Esfuerzos admisibles Vs Actuantes en estado de transferencia.... | 244 |
| Figura 6.11 Esfuerzos admisibles Vs Actuantes en estado de Servicio I.... | 246 |
| Figura 6.12 Esfuerzos admisibles Vs Actuantes por pretensado y carga muerta | 247 |
| Figura 6.13 Esfuerzos admisibles Vs Actuantes por carga viva y la mitad del pretensado y carga muerta | 249 |
| Figura 6.14 Esfuerzos admisibles Vs Actuantes por estado de Servicio3 .. | 250 |
| Figura 6.15. Requerimiento de acero pasivo superior | 256 |
| Figura 6.16. Requerimiento de acero pasivo inferior | 257 |
| Figura 6.17. Requerimiento de refuerzo para el cortante..... | 263 |
| Figura 7.1 Elementos de MATLAB Guide | 268 |
| Figura 7.2 Ventana del Property Inspector | 269 |
| Figura 7.3 Ejemplo básico de Interfaz gráfica en Matlab | 270 |

SIMBOLOGÍA

| Símbolo | Descripción |
|----------|--|
| a | Brazo de palanca entre fuerzas internas. Altura del bloque equivalente de compresión de la sección |
| a_1 | Límite superior del núcleo límite |
| a_2 | Límite inferior del núcleo límite |
| A_c | Área de la sección de hormigón |
| A_p | Área de acero de presfuerzo |
| A_s | Área de acero de refuerzo |
| A_v | Área del acero de refuerzo al corte |
| b | Ancho de viga |
| B | Ancho total del ala en vigas T |
| b_w | Ancho de alma en vigas T |
| C | Fuerza interna de compresión |
| c | Altura del bloque de compresión de la sección |
| C_{CR} | Coefficiente por flujo plástico del hormigón |
| C_f | Fuerza interna de compresión en el alma en vigas T |
| C_w | Fuerza interna de compresión en el nervio en vigas T |
| d | Longitud media de la viga |
| e | Excentricidad de la fuerza de presfuerzo |
| E_c | Módulo de elasticidad del hormigón |

| | |
|-----------------|---|
| E_c | Módulo de elasticidad del hormigón |
| E_{ci} | Módulo de elasticidad inicial del hormigón |
| e_o | Excentricidad inicial de la fuerza de presfuerzo |
| e'_o | Máxima excentricidad del núcleo de paso |
| e''_o | Mínima excentricidad del núcleo de paso |
| E_p | Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo |
| E_s | Módulo de elasticidad del acero pasivo |
| f | Esfuerzo |
| f | Flecha de la parábola del cable |
| f_1 | Esfuerzo en la fibra extrema superior |
| f_2 | Esfuerzo en la fibra extrema inferior |
| f_{anc} | Pérdida por retroceso de los anclajes |
| f_c | Esfuerzo de compresión / Esfuerzo admisible de compresión del hormigón |
| f'_c | Esfuerzo último de compresión del hormigón (a los 28 días) |
| f_{cc} | Esfuerzo de compresión en el hormigón en el centro de gravedad de la sección |
| f_{cci} | Esfuerzo de compresión en el hormigón en el centro de gravedad de la sección, en la transferencia |
| f_{ci} | Esfuerzo de compresión permisible, inmediatamente después de la transferencia |
| f'_{ci} | Esfuerzo último de compresión del hormigón, en la transferencia |
| f_{cp} | Esfuerzo de compresión en el hormigón en el centro de gravedad de los cables, en servicio |
| f_{cpi} | Esfuerzo de compresión en el hormigón en el centro de gravedad de los cables, en la transferencia |
| Δf_{pT} | Pérdida total |
| Δf_{pF} | Pérdida por fricción |

| | |
|------------------|--|
| Δf_{pA} | Pérdida por acuñamiento de los anclajes |
| Δf_{pES} | Pérdida por acortamiento elástico |
| Δf_{pSR} | Pérdida por contracción |
| Δf_{pCR} | Pérdida por fluencia lenta del hormigón |
| Δf_{pR2} | Pérdida por relajación del acero después de la transferencia |
| f_{cgp} | sumatoria de las tensiones del hormigón en el centro de gravedad de los tendones de pretensado debidas a la fuerza de pretensado en el momento de la transferencia y al peso propio del elemento en las secciones de máximo momento |
| f_{cs} | Esfuerzo de compresión permisible, bajo cargas de servicio, una vez ocurridas todas las pérdidas |
| f_{cpe} | Tensión de compresión en el hormigón debida exclusivamente a las fuerzas de pretensado efectivas (una vez que han ocurrido todas las pérdidas) en la fibra extrema de la sección en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción |
| f_d | Pérdidas diferidas |
| Δf_{cdp} | variación de la tensión en el hormigón en el centro de gravedad del acero de pretensado debida a las cargas permanentes |
| f_D | Esfuerzo debido a la carga muerta total |
| f_d | Esfuerzo debido a la carga muerta sobrepuesta |
| f_p | Esfuerzo de presfuerzo |
| f_{pA} | Esfuerzo de presfuerzo en el anclaje activo, previo al anclaje |
| $f_{p'A}$ | Esfuerzo de presfuerzo en el anclaje activo, luego del anclaje |
| f_{pB} | Esfuerzo de presfuerzo en la sección central, previo al anclaje |

| | |
|-----------|--|
| $f_{p'B}$ | Esfuerzo de presfuerzo en la sección central, luego del anclaje |
| f_{pC} | Esfuerzo de presfuerzo en el anclaje pasivo |
| f_{pe} | Esfuerzo de presfuerzo efectivo |
| f_{pi} | Esfuerzo de presfuerzo inicial, en la transferencia |
| f_{pj} | Tensión en el acero de pretensado en el momento del tesado |
| f_{pu} | Esfuerzo de presfuerzo último |
| f_{pX} | Esfuerzo de presfuerzo en la sección a una distancia x |
| f_{py} | Esfuerzo de fluencia del acero de presfuerzo |
| f_r | Módulo de ruptura del hormigón |
| f_{r1} | Rango de esfuerzo disponible en la fibra extrema superior |
| f_{r2} | Rango de esfuerzo disponible en la fibra extrema inferior |
| f_{se} | Esfuerzo admisible del acero de refuerzo |
| f_{SH} | Pérdida por retracción del hormigón |
| f_{sy} | Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo |
| f_t | Esfuerzo de tracción / Esfuerzo admisible de tracción del hormigón |
| f_{ti} | Esfuerzo de tracción permisible, inmediatamente después de la transferencia |
| f_{ts} | Esfuerzo de tracción permisible, bajo cargas de servicio, una vez ocurridas todas las pérdidas |
| f_v | Esfuerzo debido al presfuerzo vertical |
| G | Baricentro de la sección |
| h | Altura de la sección / Peralte de la sección |
| i | Radio de giro de la sección |
| I_c | Momento de inercia baricéntrico de la sección de hormigón |

| | |
|-------------|---|
| K | Relación de cortante y momento último |
| k_1 | Límite superior del núcleo central de inercia |
| k_2 | Límite inferior del núcleo central de inercia |
| L | Luz de cálculo de la viga |
| l | Longitud aproximada de la fisura por cortante |
| M | Momento flector |
| M_0 | Momento flector debido al peso propio |
| M_a | Momento flector de servicio |
| M_{cr} | Momento flector de agrietamiento |
| M_d | Momento flector por carga muerta sobreimpuesta |
| M_D | Momento flector por carga muerta |
| M_L | Momento flector por carga viva |
| M_n | Momento flector nominal |
| M_P | Momento flector debido a la fuerza de presfuerzo |
| M_T | Momento flector total |
| M_u | Momento flector último |
| N | Fuerza ejercida sobre el hormigón debido al cable curvo |
| n | Relación de módulos de elasticidad |
| \emptyset | Factor de reducción de resistencia / Diámetro del ducto / Diámetro nominal del torón |
| P | Fuerza de presfuerzo |
| P_e | Fuerza de presfuerzo efectivo |
| P_i | Fuerza de presfuerzo inicial |

| | |
|----------|---|
| P_j | Fuerza de tensado debido al gateo |
| P_U | Fuerza de presfuerzo último |
| q | Carga uniformemente repartida |
| Q | Momento estático alrededor del eje neutro de la parte de la sección transversal que se encuentra sobre la fibra de análisis |
| q_{cr} | Carga que produce el momento de agrietamiento |
| q_d | Carga debida a la carga muerta sobreimpuesta |
| q_D | Carga debida a la carga muerta |
| q_e | Carga equivalente de presfuerzo |
| q_L | Carga debida a la carga viva de servicio |
| q_n | Carga nominal |
| q_o | Carga debida al peso propio |
| q_s | Carga de servicio |
| q_T | Carga total |
| q_U | Carga última |
| R | Relación de efectividad / Radio del círculo de Mohr / Reacción de la viga |
| R_{1i} | Esfuerzo límite en la fibra extrema superior en el estado inicial |
| R_{1s} | Esfuerzo límite en la fibra extrema superior en el estado final |
| R_{2i} | Esfuerzo límite en la fibra extrema inferior en el estado inicial |
| R_{2s} | Esfuerzo límite en la fibra extrema inferior en el estado final |
| S | Módulos de resistencia de la sección |
| s | Separación de los estribos |
| S_1 | Módulos de resistencia de la sección, en la fibra extrema superior |

| | |
|------------|--|
| S_2 | Módulos de resistencia de la sección, en la fibra extrema inferior |
| T | Fuerza de tensión del cable de presfuerzo |
| t | Tiempo / Espesor de losa / Espesor del ala en vigas T |
| T_e | Fuerza de tensión efectiva del cable de presfuerzo |
| T_t | Fuerza interna de tracción en las alas en vigas T |
| T_w | Fuerza interna de tracción en el nervio en vigas T |
| V | Fuerza cortante |
| v | Esfuerzo cortante |
| V_a | Fuerza cortante debida a la trabazón de los agregados del hormigón |
| V_{adm} | Esfuerzo cortante admisible del hormigón |
| V_c | Fuerza cortante del hormigón |
| V_{ci} | Fuerza cortante total que produce la falla por flexión - cortante |
| V_{cr} | Fuerza cortante de agrietamiento |
| V_{cw} | Fuerza cortante total que produce la falla por cortante en el alma |
| v_{cw} | Esfuerzo cortante debido a la falla en el alma |
| V_i, V_U | Fuerza cortante mayorada |
| V_n | Fuerza cortante nominal / Fuerza cortante resistente debido al hormigón y al acero |
| V_o | Fuerza cortante debida al peso propio |
| V_p | Fuerza cortante debida al presfuerzo |
| V_s | Fuerza cortante del acero de refuerzo |
| y | Distancia desde el baricentro de la sección hasta la fibra indicada |
| x_i | Abscisa de cada cable, medido desde el centro de la viga. |

| | |
|-----------------------------|---|
| y_i | Ordenada de cada cable, medido desde la máxima excentricidad del cable. |
| y_1 | Distancia desde el baricentro de la fibra extrema superior |
| y_2 | Distancia desde el baricentro de la fibra extrema inferior |
| z | Brazo de palanca del par interno de fuerzas / Brazo del par elástico |
| α | Variación angular total del trazado parabólico del cable resultante |
| α_m | Variación angular unitaria |
| α_x | Variación angular entre la tangente al anclaje activo y la sección x, del trazado parabólico del cable resultante |
| $\beta_1, \beta_2, \beta_3$ | Coefficientes de resistencia última del A.C.I. |
| γ | Angulo del plano de la fisura por cortante |
| γ_c | Peso volumétrico del hormigón |
| γ_p | Factor que depende del tipo de acero de presfuerzo |
| δ | Deflexión en vigas |
| Δ_{anc} | Retroceso por acomodo del anclaje |
| δ_d | Deflexión en vigas debido a la carga muerta sobreimpuesta |
| δ_l | Deflexión en vigas debido a la carga viva de servicio |
| δ_o | Deflexión en vigas debido al peso propio |
| δ_{pe} | Deflexión en vigas debido al presfuerzo efectivo |
| δ_{pi} | Deflexión en vigas debido al presfuerzo inicial |
| ϵ_c | Acortamiento unitario del hormigón |
| ϵ_{cf} | Acortamiento unitario por flujo plástico del hormigón |
| ϵ_{ci} | Acortamiento unitario elástico inicial del hormigón |
| ϵ_{cu} | Acortamiento unitario último del hormigón |

| | |
|------------------|--|
| ϵ_s | Acortamiento unitario del acero |
| ϵ_{SH} | Acortamiento unitario por retracción del hormigón |
| ϵ_{SHi} | Acortamiento unitario por retracción inicial del hormigón |
| ϵ_{SHt} | Acortamiento unitario por retracción del hormigón ocurrido en el tiempo |
| ϵ_{su} | Acortamiento unitario último del acero |
| ϵ_u | Acortamiento unitario último |
| K | Coeficiente de fricción cable - ducto por desviaciones accidentales de la curva de diseño |
| μ | Coeficiente de fricción cable-ducto por la curvatura intencional de diseño / Módulo de poisson |
| ρ | Rendimiento geométrico de la sección / Cuantía de acero / Porcentaje de pérdida por relajamiento del acero |
| ρ' | Cuantía de acero al cortante |
| ρ_{1000} | Porcentaje de pérdida por relajamiento del acero a las 1000 horas |
| σ_1 | Esfuerzo en la fibra superior de la llave |
| σ_2 | Esfuerzo en la fibra inferior de la llave |
| σ_{1losa} | Esfuerzo en la fibra superior de la losa |
| ω_c | Peso volumetrico del concreto en kg |

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes.

Las obras civiles alrededor del mundo han sido algo muy indispensable en el desarrollo económico, social e incluso cultural en todos los países del mundo.

El hormigón por su parte puede ser considerado como el material de construcción más utilizado para realizar estas obras civiles, sin embargo debido a su falta de resistencia a los esfuerzos de tracción, la utilización de estructuras de acero ha incrementado mucho en las últimas décadas.

Es debido a esta limitación en el uso de concreto, que la fabricación del mismo ha experimentado un proceso continuo de evolución en las que se ha buscado maneras en las que pueda aumentar su resistencia a la tracción sin dejar de aprovechar su enorme capacidad de absorber esfuerzos a compresión, es así como nace el concepto de hormigón presforzado que es la combinación perfecta entre concreto y acero de altas resistencias, por lo que se logró que elementos como vigas o columnas manifiesten un amplio grado de resistencia, y son factibles de resistir mayores solicitaciones de carga cubriendo claros de mayor longitud.

El presforzado de elementos estructurales se logra tensando cables de acero, que al anclarlos al hormigón, transmiten esfuerzos de compresión produciendo el estado de precompresión.

Con este concepto el hormigón presforzado actualmente forma parte esencial en las construcciones con grandes luces, puentes, losas, pasos peatonales entre otros.

1.2 Justificación.

Los métodos de diseño del hormigón presforzado han sido investigados actualmente basados en ciertos comportamientos y criterios como, suponer dos sistemas de fuerzas: Presfuerzo interno y cargas externas, que un par interno de fuerzas para resistir el momento flector debido a las cargas externas.

E. Freyssinet, considerado como el padre del presforzado moderno, estableció algunos de los conceptos básicos para el diseño de elementos de este tipo, sin embargo hoy existen métodos de diseño elaborados por entidades de investigación como el ACI.

El proceso para diseñar elementos presforzados a pesar de haber sido ya estudiado y presentando como un proceso bastante estandarizado, puede requerir de un tiempo importante dentro del proceso general de diseño de un proyecto estructural, por lo que se hace presente la necesidad de buscar un método que nos permita agilizar dicho proceso.

A partir de la necesidad de agilizar un proceso numérico surge como respuesta el desarrollo de aplicaciones de computación, ya que esto involucra el ahorro de tiempo en la realización de algunos cálculos

matemáticos. Un software simplemente es una forma en la que se da instrucciones al computador para que realice una serie de operaciones y manejo de datos proporcionados de manera que pueda presentar los resultados obtenidos.

En muchos procesos ingenieriles y en otras áreas de trabajo, es muy común en tiempos actuales, observar programas de cálculo como una esencial herramienta de soporte, además de que estos siempre han presentado como algo muy llamativo, puesto que reducen significativamente el tiempo de trabajo, y presentan una base de soporte para presentar resultados en un estudio realizado.

En el Diseño de elementos de concreto presforzado se presenta una cantidad considerable de operaciones matemáticas, y por esta razón la elaboración de un programa de cálculo representa una opción muy interesante para que realice los cálculos y presente los resultados requeridos en ese proceso.

Para el caso de vigas presforzadas, actualmente existen hojas de cálculo en Excel que permiten realizar algunos procedimientos de forma rápida y mecanizada, mas no presentan una propuesta total de diseño de la viga o elemento presforzado, además no proporcionan un interfaz de usuario

entendible en su totalidad, es decir que solamente el autor de la hoja de cálculo puede hacer un uso totalmente correcto del mismo.

En resumen a lo anteriormente mencionado se llega a la conclusión de que existe una necesidad de proporcionar un manual de diseño de hormigón presforzado que sirva de material didáctico para el curso al que hace mención el presente proyecto de graduación, además de que se muestra la gran utilidad que tendría la elaboración de un software que permitiera realizar el proceso de Diseño con más rapidez y con una interfaz de usuario agradable.

1.3 Alcance.

En el presente Proyecto de Graduación en alusión a la materia “Hormigón Presforzado”, se muestran los conceptos básicos y elementales del hormigón prezforzado, además muestra las condiciones que se consideran durante el proceso de diseño basado en el comportamiento a flexión, cortante y perdidas de carga, todos estos criterios se ven reflejados en las ecuaciones utilizadas en el mismo proceso de diseño.

Además se presenta de manera detallada y lo más clara posible, el proceso de diseño de vigas presforzadas de manera general, pero conservando el

enfoque respectivo para su uso en pasos peatonales; se prevé mostrar ejemplos y casos reales del uso de estas.

Cabe recalcar que el enfoque a pasos peatonales no repercute en casi nada en el proceso general de Diseño, más bien, toma en cuenta datos relevantes al tipo de estructura, condiciones de carga, y condiciones de apoyo, que es lo que básicamente cambiaría en el proceso de diseño de un elemento presforzado en alguna estructura con un fin diferente de este.

De la misma manera se espera presentar como la parte más atractiva del presente proyecto el desarrollo, una herramienta digital o software que permitirá realizar el proceso de diseño de manera mucho más rápida.

Se busca lograr generar un interfaz de usuario agradable al diseñador, que permita la versatilidad en el ingreso de datos necesarios para el diseño, así como en los resultados obtenidos, se espera permitir que el usuario también pueda elegir restricciones de ciertas características como por ejemplo altura, o ancho del elemento a utilizar, por algún requerimiento especial en la obra.

El enfoque que posiblemente presente el programa para su uso en pasos peatonales quizás pueda ser una limitante para que el programa sea libre de usar en cualquier estructura. Por esta razón se espera modificar la idea

original del programa y que no solo diseñe vigas presforzadas para pasos peatonales, si no que más bien el programa pueda ser utilizado para otras estructuras semejantes.

La idea original permitía el ingreso de datos que se refiere al ancho del tablero del paso peatonal y la longitud del claro de manera que el programa se encargue de diseñar las vigas presforzadas y la disposición de estas en la sección transversal del paso, esto se ha cambiado de manera que el dato proporcionado en vez de ser el ancho del tablero sea el de la carga por metro lineal que recibe una viga (este cálculo lo puede realizar rápidamente para cualquier tipo de estructura) y la longitud del claro, de manera que se presente como resultado el diseño de una viga individual, mientras que la disposición de estas transversalmente, es decir el espaciamiento entre vigas, es decidido por el usuario de ante mano al momento de calcular la carga lineal.

En general, como resultado del diseño el programa debe mostrar datos principales como sección de la viga presforzada sugerida, excentricidad, área de acero de presfuerzo requerida, refuerzo cortante, y fuerza de presfuerzo.

1.4 Objetivos.

1.4.1 Objetivos Generales.

Como objetivos Generales se pueden destacar los siguientes:

- Presentar los conceptos básicos de los criterios de diseño que se toman en cuenta al usar el método propuesto.
- Aportar a la Materia de Hormigón Presforzado con la elaboración de un programa computacional, que permita realizar el diseño de vigas presforzadas aplicadas a puentes peatonales.

1.4.2 Objetivos Específicos.

- Realizar una guía o manual donde se muestre claramente el procedimiento a seguir y el buen uso de las ecuaciones propuestas en el método de Diseño sugerido , y el manejo de las condiciones en la norma ASSHTO LRFD 2012
- Presentar, en el programa computacional, los datos de una manera clara, y de ser posible se debe incluir resultados de manera gráfica.
- Proporcionar una interfaz de usuario que sea interactiva y que permita manejar los procesos de ingresos de datos de una manera lógica y rápida para el usuario.

- Elaborar un Manual de Usuario para el buen uso del programa desarrollado.
- Generar de ser posible un archivo instalador del software, de manera que este no requiera tener Instalada la Aplicación Matllab como requisito.

CAPÍTULO II

PRINCIPIOS BÁSICOS

2.1. Inicios del presforzado

2.1.1. Usos del presfuerzo

La idea original del concreto presforzado surgió aproximadamente en el año 1888 con el concepto de precompresión de Doehring, la cual indica que las placas y vigas se fabricaban vertiendo el hormigón en encofrados donde previamente se presforzaban barras de acero. Esta idea desafortunadamente fue descartada a principios del siglo XX debido que al descuidar las calidades de los diferentes materiales usados tales como el

concreto y acero, los elementos se comportaban de forma similar a los del concreto armado.

En el año 1928 que el ingeniero francés Eugenio Freyssinet (1879 – 1962) retoma el fundamento original del concreto presforzado y justifica la necesidad de su uso a partir del empleo de materiales de alta calidad. Comienza así su desarrollo como parte de la ingeniería estructural. (Quintana, 2009)

Desde el año 1908 el Ingeniero empezó a confeccionar tirantes pretensados usando alambres de acero duro, en ese momento inició el estudio de las deformaciones diferidas del hormigón. Otro ingeniero Eduardo Torroja (1899 – 1961) aportó de forma importante al desarrollo del hormigón pretensado. Él fue quien, en conjunto con Freyssinet, fundaron la Federación Internacional del Hormigón Pretensado. (Roger Lacroix, 1978)

Con una composición, que mientras más se parezca el cuerpo a una viga común y pretendiendo inducir una contraflecha, en la parte baja del elemento se minimiza en forma considerada los esfuerzos de tensión.

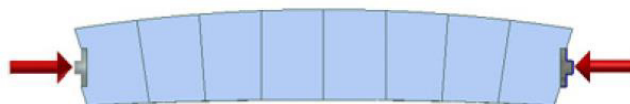


Figura. 2.1 Series de bloques a madera de viga
(Tomado de U. de Las Americas)

Con el tiempo el hormigón pretensado se ha convertido en un material importante para la construcción de puentes de vigas, puentes construidos "in situ" de largos tramos entre pilas, o construidos por métodos especiales como voladizos, empuje, entre otros. También se lo emplean en pisos de rascacielos, en cámaras de reactores nucleares, así como en los pilares y núcleos resistentes de edificios preparados para resistir un alto grado de terremoto y protección contra explosiones. (Giovannardi, 2007)

2.1.2. El concreto Presforzado

El presfuerzo se puede definir como la creación intencionalmente esfuerzos permanentes en la estructura, con el objetivo de mejorar el comportamiento y la resistencia del hormigón bajo las condiciones de servicio y resistencia.

El ACI (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE) tiene una de las mejores definiciones para el concreto presforzado, que textualmente dice:

Concreto presforzado: Concreto en el cual han sido introducidos esfuerzos internos de tal magnitud y distribución que los esfuerzos resultantes de las cargas externas dadas se equilibran hasta un grado deseado. (Navarro, 2008)

En distintos lugares del planeta a finales del siglo XIX se llevó a cabo el principio del presfuerzo aplicado. El ingeniero P. H. Jackson oriundo de San Francisco California, fabricó un elemento constructivo hecho de arcos de concreto y cuerdas de acero pegadas una a otras para trabajar como una losa, luego lo patentó. Mientras C. E. W. Doehring, un alemán, patentaba su trabajo de concreto presforzado con acero tensado previamente antes de ponerlo a funcionar como losa.

En 1928 se empezó a utilizar cables de acero de alta resistencia aplicados a elementos presforzados; y fue el francés Eugene Freyssinet quien los realizó, y a quien se le atribuye el desarrollo moderno del presfuerzo. Pero con el surgimiento de mejores y económicos métodos para emplear la tensión en cables de acero, hizo posible la aplicación del concreto presforzado. (Quintana, 2009)

Freyssinet fabricó un dispositivo con cuñas cónicas siendo estas ubicadas en los extremos de los cables, esto facilitaba el anclaje de los mismos al momento en que se los ponía en tensión.

Al finalizar la segunda guerra mundial, se aumentó en forma considerable el uso de elementos de concreto presforzado en construcciones comunes, ya que abastecían una práctica, segura y económica solución.

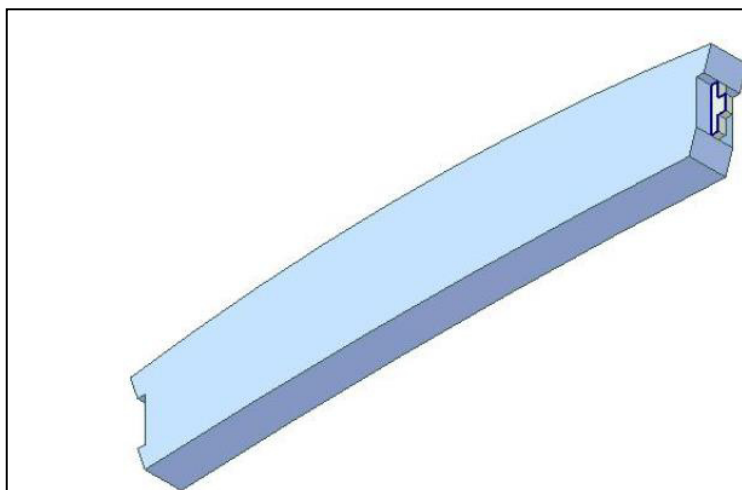


Figura 2.2 Viga presforzada
(Tomado de U. de Las Américas)

En gran número de países europeos el concreto presforzado tuvo un gran desarrollo. En Alemania en 1965 alrededor del 47% de los puentes elaborados eran en hechos principalmente de vigas de concreto presforzado. En cambio en Rusia en 1978 cada año se producía alrededor de 25 millones

de metros cúbicos de concreto presforzado, que gran cantidad se usaba para la construcción de edificios. En Estados Unidos, en 1935 se empieza con una fundación de la primera compañía de presforzado, donde se fabricó, en aproximadamente 30 años, un millar de tanques de almacenaje presforzado. Llegados los años 70, funcionaban 500 compañías dirigidas a la construcción de elementos de concreto presforzado para contenedores de presión, así como también edificios y puentes.

La necesidad que marcaba el mercado por determinar estándares en la elaboración de elementos presforzados da como resultado que surgiera la fundación del Instituto del Concreto Presforzado (Prestressed Concrete Institute). La tendencia del mismo se da como resultado al ahorro de tiempo considerable que se produce al usar elementos presforzados prefabricados. De igual manera el instituto dirigió su atención en determinar reglamentos, con el fin de brindar una garantía de calidad en la elaboración que se daba en esos países. Otra tarea importante del instituto fue la de realizar investigación y mejor desarrollo tecnológico, junto con la capacitación para los funcionarios requeridos en las plantas de presforzado. (Sons, 1981)

El ACI (American Concrete Institute), en el año de 1963 en la publicación de su código para edificaciones, incluyó un capítulo que se refería al concreto presforzado. De igual manera ocurrió lo mismo en las publicaciones de las

especificaciones dirigidas a puentes (Standar Specification for Highway Briges) hecho por la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) que daba en consideración factores de esfuerzos y cargas permisibles en un rango más conservador en comparación con el ACI.

Actualmente las guías sobre la cual se basan muchos de los reglamentos son especificaciones del AASHTO y el código ACI para edificaciones. La culminación del diseño de concreto presforzado dando seguimiento a las normas que señalan estos códigos, está en la elaboración de elementos presforzados de excelente calidad, sin perder la serviciabilidad y la seguridad que hoy en día exigen las edificaciones. Al utilizar elementos presforzados se obtiene un gran impacto en la construcción de edificios y puentes. Los puentes con claros superiores a 30 metros conforman la mejor alternativa para ser construidos con elementos de hormigón presforzado. Los elementos presforzados dan costo bajo inicial, una construcción rápida y un reducido mantenimiento. Es de esta manera que al elaborar elementos presforzados, como una de las aplicaciones del concreto, lo ha conducido a tener un lugar principal como un elemento de construcción, ya que ha llegado a ser la base de vías de comunicación y edificios. (Sons, 1981)

2.2. Tipos de vigas

Las primeras vigas de concreto reforzado tenían forma rectangular. La forma rectangular de la viga se hizo inoperante con la búsqueda por optimizar recursos y el avance del diseño en elementos estructurales.

Con el avance tecnológico se ofertaron distintos tipos de secciones debido a que el concreto al ser un elemento moldeable es fácil darle cualquier tipo de forma. La viga I fue una de esas secciones que brindó un apreciable ahorro de material y mayor viabilidad a las diferentes cargas. La forma de I, se le atribuye a fundamentos teóricos. Además debido a que en teoría, en los puntos extremos inferior y superior de la sección (Ver figura 2.3) se localizan los esfuerzos máximos a compresión y a tensión, con esto se quiere decir que los puntos más lejanos del eje neutro son los puntos críticos donde hay concentración de esfuerzos mayores.

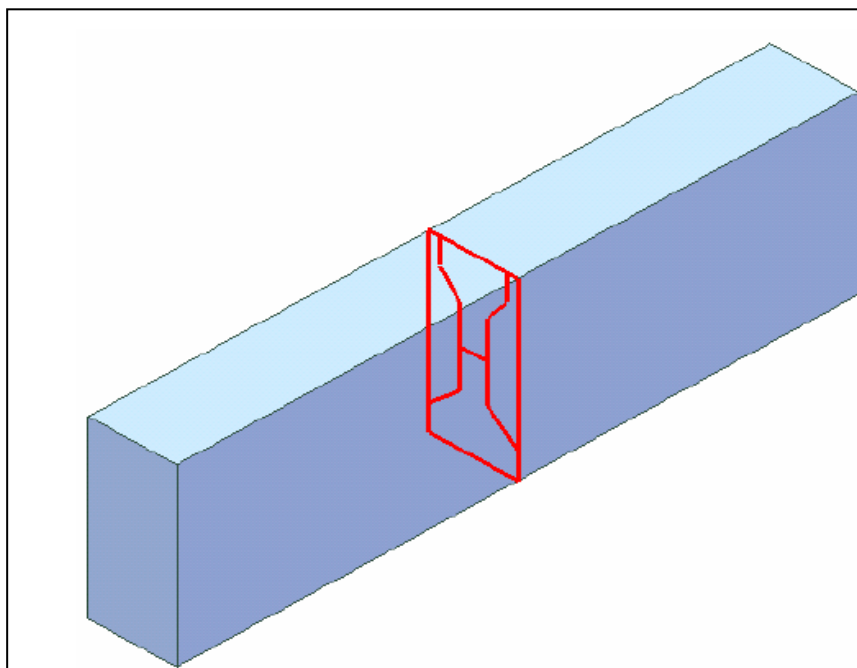


Figura 2.3 Viga I como viga rectangular
(Tomado de U. de Las Américas)

Conociendo que en los puntos extremos de la sección se generan los esfuerzos máximos, es idóneo que se consideren sitios donde se lleven mayor cantidad de concreto y acero. A dichos sitios se les llama patines de la viga, por su lado el alma da paso a la función de sujetador de ambos patines. La configuración patines y alma tiene igual resistencia que una viga rectangular, como se ilustra en la figura 2.4, y de forma ventajosa se reduce considerablemente el peso propio del elemento.

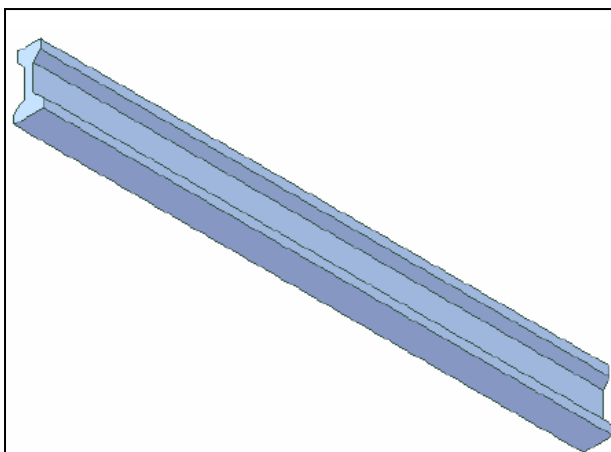


Figura 2.4 Viga tipo I (Tomado de U. de Las Américas)

Se aumentan aún más las ventajas que brinda la viga tipo I como elemento de construcción, cuando es considerada como viga presforzada, ya que posee ventajas en la parte técnica y son económicas sobre todo al aplicarse principalmente en puentes.

En la elaboración de puentes en carreteras o peatonales se deben seguir las especificaciones del manual para puentes (Standar Specification for highway briges), dados a conocer por el AASHTO. El manual tiene un compendio de vigas tipo I estándar destinados a puentes con claros no superiores a 50 metros. Las vigas I estándar AASHTO son diferentes en peraltes que empiezan desde 0.7 metros hasta 1.8 metros. En las tablas I y II se muestran las distintas secciones transversales estándar tipo T y tipo I respectivamente, que son propuestas por el AASHTO (observar figura 2.5 y 2.6)

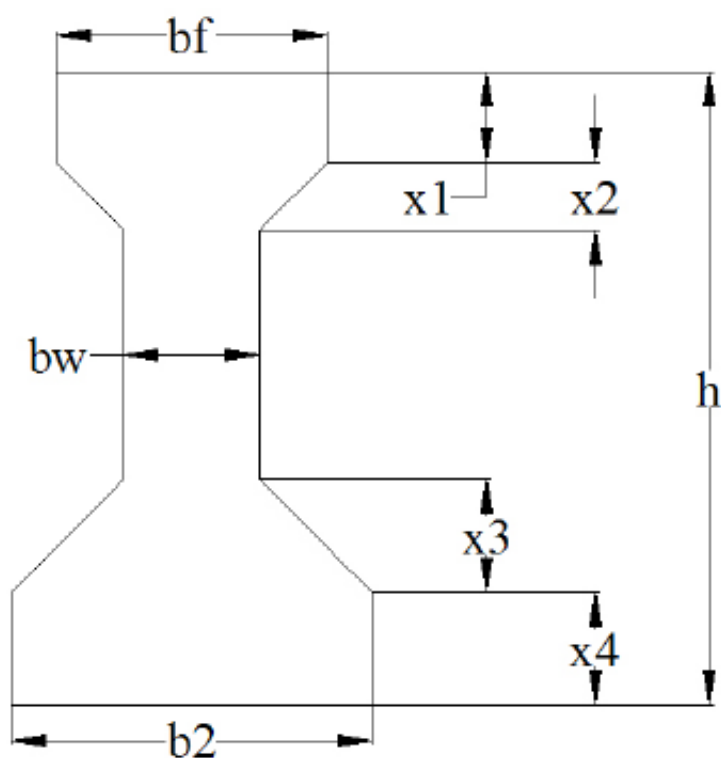


Figura 2.5 vigas I AASHTO (Elaborado por Autores)

Secciones transversales estándar

Tabla I.- Dimensiones para Vigas I ASSHTO

| Tipo | b_f (mm) | X_1 (mm) | X_2 (mm) | b_2 (mm) | X_3 (mm) | X_4 (mm) | b_w (mm) | h (mm) |
|----------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|-------------|
| AASHTO 1 | 304.80 | 101.60 | 76.20 | 406.40 | 127.00 | 127.00 | 152.40 | 711.20 |
| AASHTO 2 | 304.80 | 152.40 | 76.20 | 457.20 | 152.40 | 152.40 | 152.40 | 914.40 |
| AASHTO 3 | 406.40 | 177.80 | 114.30 | 558.80 | 190.50 | 177.80 | 177.80 | 1143.00 |
| AASHTO 4 | 508.00 | 203.20 | 152.40 | 660.40 | 228.60 | 203.20 | 203.20 | 1371.60 |
| AASHTO 5 | 1066.80 | 127.00 | 177.80 | 711.20 | 254.00 | 203.20 | 203.20 | 1600.20 |
| AASHTO 6 | 1066.80 | 127.00 | 177.80 | 711.20 | 254.00 | 203.20 | 203.20 | 1828.80 |

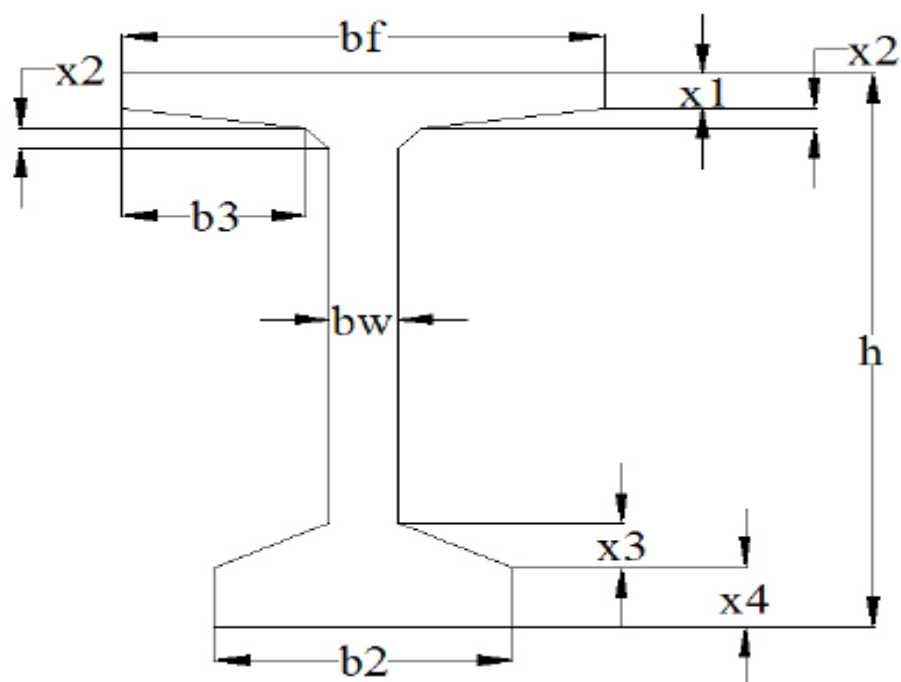


Figura 2.6 Vigas tipo T AASHTO (Elaborado por Autores)

Secciones transversales estándar

Tabla II.- Dimensiones para vigas tipo T

| Tipo | b_f (mm) | X_1 (mm) | X_2 (mm) | b_2 (mm) | b_3 (mm) | x_3 (mm) | x_4 (mm) | b_w (mm) | h (mm) |
|-------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|-------------|
| BT-54 | 1066.80 | 88.90 | 50.80 | 660.40 | 406.40 | 114.30 | 152.40 | 152.40 | 1371.60 |
| BT-63 | 1066.80 | 88.90 | 50.80 | 660.40 | 406.40 | 114.30 | 152.40 | 152.40 | 1600.20 |
| BT-72 | 1066.80 | 88.90 | 50.80 | 660.40 | 406.40 | 114.30 | 152.40 | 152.40 | 1828.80 |

Se las considera como vigas asimétricas a las vigas de tipo I al tipo IV según el AASHTO. Para prevenir la acción de una losa en un patín superior las proporciones de dichas secciones se dieron de ese modo, lo cual brinda la mayor parte del área a una necesaria compresión en los estados de sobrecarga y carga de servicio. Los claros varían desde 10 a 30 metros para los tipos previamente mencionados. Cuando se trata de una longitud mayor se utilizan las secciones del AASHTO V y VI. En dicha sección, el patín superior, de un ancho maximizado, da una resistencia mayor al deslizamiento por adherencia, de esta manera se cumple con los requerimientos dados por las cargas de sobrecarga y servicio. La gran Versatilidad a la construcción, diseño y mantenimiento da paso al interés que despiertan las vigas I. Las vigas que han sido recomendación del AASHTO han probado su funcionalidad en un sin número de aplicaciones en los puentes. Sin embargo si las condiciones de edificación lo necesitan, no se desecha la posibilidad de generar distintas secciones. (Sons, 1981)

Para vigas doble T, se adjunta la siguiente tabla con secciones típicas para dichas vigas:

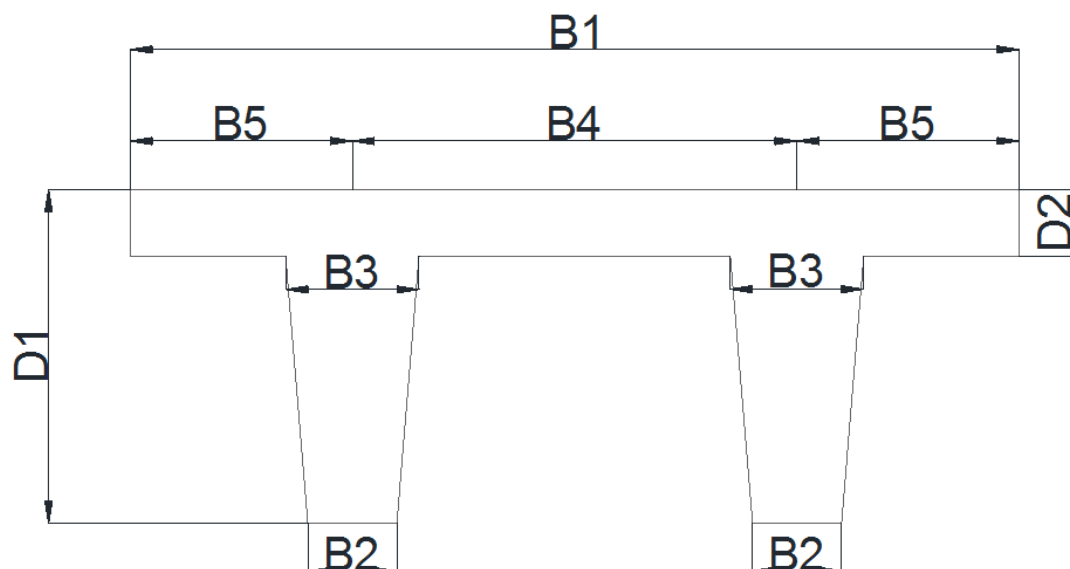


Figura 2.7 Vigas Doble T (Elaborado por Autores)

Tabla III.- Dimensiones para vigas Doble T (en cm)

| Tipo | D1 | D2 | B1 | B2 | B3 | B4 | B5 |
|------------|-------|-------|--------|-------|-------|--------|--------|
| DOBLE TEE9 | 86,40 | 10,00 | 457,20 | 16,50 | 22,90 | 228,60 | 114,30 |
| DOBLE TEE6 | 86,40 | 10,00 | 365,80 | 12,00 | 19,70 | 183,00 | 91,40 |
| DOBLE TEE8 | 76,20 | 10,00 | 457,20 | 17,50 | 22,90 | 228,60 | 114,30 |
| DOBLE TEE4 | 86,40 | 10,00 | 304,80 | 12,00 | 19,70 | 152,40 | 76,20 |
| DOBLE TEE2 | 86,40 | 10,00 | 244,00 | 12,00 | 19,70 | 122,00 | 61,00 |
| DOBLE TEE5 | 76,20 | 10,00 | 365,80 | 12,00 | 19,70 | 183,00 | 91,40 |
| DOBLE TEE7 | 66,00 | 10,00 | 457,20 | 18,40 | 22,90 | 228,60 | 114,30 |
| DOBLE TEE3 | 66,00 | 10,00 | 304,80 | 9,50 | 14,60 | 152,40 | 76,20 |
| DOBLE TEE1 | 66,00 | 10,00 | 244,00 | 9,50 | 14,60 | 122,00 | 61,00 |

2.3. Materiales

El acero de alta resistencia es uno de los materiales principales que forman parte del concreto presforzado, pues el mayor éxito que posee el presfuerzo se debe principalmente a la utilización del mismo. Lo que garantiza el acero de alta resistencia es la gran transmisión del esfuerzo compresivo al concreto, un aspecto que se desea en la elaboración de elementos presforzados. Freyssinel no consiguió consolidar el uso de los elementos presforzados idóneos, hasta que logró dar una solución para la capacidad de resistencia del acero. Freyssinel dispuso conceptos fundamentales como son el flujo plástico y la contracción que se dan en el concreto que se utiliza en los miembros presforzados.

El concreto utilizado en miembros presforzados generalmente es de una resistencia mayor al utilizado en concreto reforzado. Como punto final, las varillas de refuerzo comunes, son papel importante en el presfuerzo, dirigidas a reforzar el alma de la viga. (Alejandro, 2008)

Existen tres formas comunes donde se emplea el acero como tendones en concreto presforzado: en alambres redondos estirados en frío, torón y varillas de acero de aleación. Los alambres y los cables trenzados tienen una resistencia a la tensión de aproximadamente 17600 kg/cm² y 19000

kg/cm², y la resistencia de las varillas de aleación fluctúa entre 10,200 y 11250 kg/cm² dependiendo del grado.

Los alambres redondos se elaboran teniendo en cuenta los requerimientos que señala la especificación ASTM dirigida para alambres sin revestimiento. Cada alambre se elabora laminando en caliente el acero de manera que se obtienen varillas redondas. El proceso de estirado del acero, se realiza con el fin de aumentar la resistencia y cambiar las propiedades mecánicas de este componente. (Alejandro, 2008)

El torón es una agrupación de alambres, sujetándose firmemente en una forma helicoidal; por lo general se fabrican en un conjunto de siete alambres, uno central y los demás rodeándolo. En un torón común se tiene que el [aso de la espiral o hélice de torcido es de 12 a 16 veces el diámetro nominal del cable. Los torones tienen un rango de tamaños que va desde 3/8" hasta 0.6 pulgadas de diámetro, siendo los más comunes los de 3/8" y de 1/2" con áreas nominales de 54.8 y 98.7 mm², respectivamente.

Las varillas de acero de aleación mejoran la adherencia al hormigón debido a que tienen resaltos o corrugas; también su composición en base a minerales de ligazón hace de este material posea una excelente ductilidad, debido a esta propiedad este puede ser doblado y cortado sin perder su

fuerza estructural. Durante su proceso de fabricación a las varillas de acero se las trabaja en frío para incrementar su resistencia, luego son liberadas de esfuerzos para mejorar sus propiedades. Las barras de acero corrugados se producen en una gama de diámetros que van de mm hasta 40 mm, siendo las de 12.7 mm y las de 9 mm, las más comunes para ser empleadas en presfuerzo. (Alejandro, 2008)

Tabla IV.- Propiedades del Cable.

Propiedades del cable de 7 Alambres sin Revestimiento.

| Grado 250 | | | | | | | |
|------------------|--------|--------------------------|--------|------------------------|--------|---------------------------------|--------|
| Diámetro Nominal | | Resistencia a la Ruptura | | Área Nominal del Cable | | Carga Mínima- Elongación del 1% | |
| (in) | (mm) | (lb) | (Kg) | in^2 | mm^2 | (lb) | (kg) |
| 0.250 | 6.350 | 9,000 | 4,082 | 0.036 | 23.22 | 7,650 | 3,469 |
| 0.313 | 7.940 | 14,500 | 6,577 | 0.058 | 37.42 | 12,300 | 5,579 |
| 0.375 | 9.530 | 20,000 | 9,071 | 0.080 | 51.61 | 17,000 | 7,711 |
| 0.438 | 11.110 | 27,000 | 12,246 | 0.108 | 69.68 | 23,000 | 10,432 |
| 0.500 | 12.700 | 36,000 | 16,329 | 0.144 | 92.90 | 30,600 | 13,879 |
| 0.600 | 15.240 | 54,000 | 24,493 | 0.216 | 139.35 | 45,900 | 20,819 |
| Grado 270 | | | | | | | |
| Diámetro Nominal | | Resistencia a la Ruptura | | Área Nominal del Cable | | Carga Mínima- Elongación del 1% | |
| (in) | (mm) | (lb) | (Kg) | in^2 | mm^2 | (lb) | (kg) |
| 0.375 | 9.53 | 23,000 | 10,432 | 0.085 | 54.84 | 19,550 | 8,867 |
| 0.438 | 11.11 | 31,000 | 14,061 | 0.115 | 74.19 | 26,350 | 11,952 |
| 0.500 | 12.70 | 41,300 | 18,733 | 0.153 | 98.71 | 35,100 | 15,921 |
| 0.600 | 15.24 | 58,600 | 26,580 | 0.217 | 140.00 | 49,800 | 22,588 |

En la tabla III se señalan las propiedades dirigida a los cables de siete alambres sin revestimiento.

El acero de refuerzo también es muy útil para la construcción de elementos de concreto presforzado. Se mencionan muchos usos de este acero:

- Aumentar ductilidad
- Aumentar resistencia
- Resistir esfuerzos de tensión y compresión
- Resistir cortante
- Resistir torsión
- Restringir agrietamiento
- Reducir deformaciones a largo plazo
- Confinar el concreto

El acero de refuerzo convencional (varillas de acero) se usa por lo general en regiones de altos esfuerzos locales de compresión en los anclajes de vigas postensadas. Las varillas se pueden conseguir en diámetros nominales que van desde 0.9525 cm. hasta 4.1275 cm., con incrementos de 0.3175 cm. y también en dos tamaños más grandes de más o menos 8.255 y 13.335 cm de diámetro. (Quezada, 2010)

Cuando se trata de concretos de una resistencia superior, las curvas esfuerzo-deformación que se dan son distintas respecto a las producidas para concreto de resistencia común. Lo que da a entender es que la pendiente de la curva, que es medida del módulo de elasticidad del concreto, es mayor en los concretos de alta resistencia. Esta consideración tiene que ver directamente a lo que en módulo de elasticidad se refiere. El ACI (American Concrete Institute), en su código 380, si dicho modulo se encuentra entre 421.94 kg/cm^2 y los 843.88 kg/cm^2 se determina diferente expresiones dirigida al cálculo del módulo de elasticidad del concreto. Se muestra a continuación en las ecuaciones 2.1, 2.2 y 2.3 las expresiones que se indican en el código ACI 318 para descripción del módulo de elasticidad, el cual depende de la resistencia a la compresión del hormigón.

Concretos inferiores de 420 kg/cm^2 (6000 lb/in^2)

$$E_c = 0.14 w_c^{1.5} \sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. 2.1}$$

Para $1500 < w_c < 2500 \text{ kg/m}^3$

Concretos menores de 420 kg/cm^2 (6000 lb/in^2)

$$E_c = 15100 \sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. 2.2}$$

Para $w_c > 2500 \text{ kg/m}^3$

Concretos mayores de 420 kg/cm² (6000 lb/in²)

$$E_c = \left(40,000 \sqrt{f'_c} + 10^6 \right) \left(\frac{w_c}{145} \right)^{1.5} \quad \text{Ec. 2.3}$$

Donde:

E_c = Módulo de elasticidad en kg/m²

w_c = Peso volumetrico del concreto en kg/m³ (1 lb/ft³=16.02 kg/m³)

f'_c = Resistencia a compresion en kg/cm²

2.4. Principios del presfuerzo

2.4.1. Efecto del presfuerzo sobre el hormigón

El principal objetivo del presfuerzo es el compactar previamente el hormigón, con el propósito de contrarrestar toda o parte de los esfuerzos de tensión provocados por las cargas gravitacionales.

La condición de “la transferencia después del presfuerzo” se refiere a la etapa inmediata posterior a la precompresión del hormigón, suponiendo que el propio peso actúe en conjunto con la fuerza del presfuerzo, después del acortamiento elástico, es decir, después de la pérdida elástica del

presfuerzo. La condición “después de todas las pérdidas del presfuerzo” se refiere a la etapa en que se han presentado todas las pérdidas de presfuerzo y se han aplicado las cargas sobrepuestas.

El principio del hormigón presforzado es el de convertir al hormigón en un material elástico al introducir fuerzas de presfuerzo. Según E. Freyssinet, padre del presforzado moderno, considera que la precompresión transforma al material hormigón de uno frágil a uno elástico, capaz de soportar esfuerzos de tracción. Así el hormigón está sujeto a dos sistemas de fuerzas: Presfuerzo interno y cargas externas. En este material elástico los esfuerzos deformaciones y deflexiones debidos a los dos sistemas de fuerzas pueden ser considerados separadamente y superponer si es necesario.

Si se considera una viga rectangular presforzada por un cable en su eje baricentrico, sometido a cargas externas, y con el presfuerzo adecuado, se producirán esfuerzos uniformes de compresión de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$f = \frac{P}{A_c} \quad \text{Ec 2.4}$$

Debido al momento flector M producido por las cargas externas y el peso propio de la viga, se generan en cualquier sección de la viga esfuerzos de flexión, según:

$$f = \frac{M}{I_c}y \quad \text{Ec. 2.5}$$

Los esfuerzos totales en la sección son entonces:

$$f = \frac{P}{A_c} + \frac{M}{I_c}y \quad \text{Ec. 2.6}$$

Generalmente se tiene el cable de presfuerzo excéntrico al baricentro de la viga, en este caso el presfuerzo produce un momento adicional (P_{e0}) que genera en la sección los siguientes esfuerzos de flexión:

$$f = \frac{P_{e0}}{I_c}y \quad \text{Ec. 2.7}$$

De manera general, los esfuerzos totales en la sección serían:

$$f = \frac{P_{e0}}{I_c}y + \frac{P}{A_c} + \frac{M}{I_c}y \quad \text{Ec. 2.8}$$

En el caso de cable curvo, se considera que la resultante de compresión en el hormigón se debe únicamente a la fuerza de presfuerzo (P) que se tiene en el cable, la misma que actúa a la excentricidad e_o . Por lo tanto, la resultante de compresión en el hormigón (C) es igual a la tensión que se tiene en el cable (T), los esfuerzos debido a la fuerza excéntrica P en el hormigón estarían dados por la ecuación 2.9 a continuación:

$$f = \frac{Pe_o}{I_c}y \pm \frac{P}{A_c} \quad \text{Ec. 2.9}$$

Entonces, los esfuerzos en el hormigón (f) debido al presfuerzo dependen únicamente de la magnitud y ubicación de la fuerza de presfuerzo (P) en la sección considerada, siendo independiente de la trayectoria que tenga el cable a lo largo de la viga. Esto es cierto únicamente para el caso de elementos estáticamente determinados.

2.4.2. Esfuerzos y resistencia

En una viga sometida a cargas gravitacionales, debido al momento flector, se crean esfuerzos internos de flexión. La figura 2.8 muestra la distribución de los esfuerzos de flexión en la sección de una viga simplemente apoyada, al trazar el diagrama de esfuerzos, se puede notar que es una variación lineal. (Villavicencio, 2013)

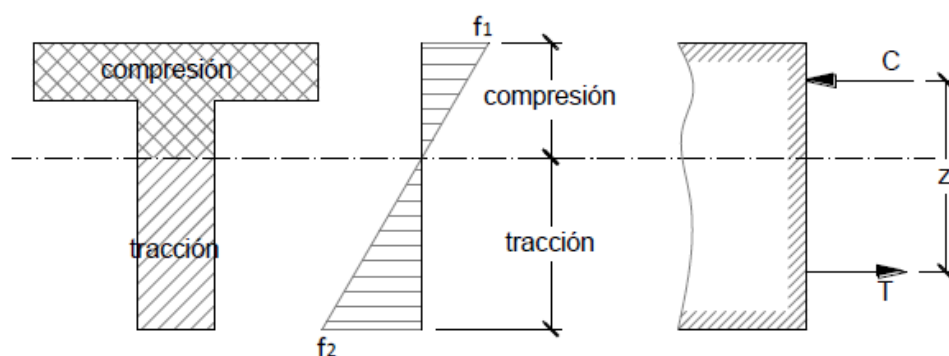


Figura 2.8 Diagrama de esfuerzos y fuerzas internas por flexión
(Tomado de Villavicencio, 2013)

En el diagrama lineal del lado derecho, se observa una mayor área de tracción, pero las resultantes de tracción y compresión son iguales pero opuestas. El volumen formado tanto para compresión como tracción fue repartido en la figura del lado izquierdo para mayor compresión. El eje baricéntrico es el punto de cambio de compresión a tracción. En el sistema

auto equilibrado mostrado en la Figura 2.9, de un elemento de hormigón presforzado con un cable curvo, el equilibrio se tiene según:

- El equilibrio del cable se satisface por la acción de las fuerzas interna (P_A y P_B) en el tensado y por las suma de las fuerzas de desvío f .
- El equilibrio en el hormigón se establece por las reacciones a las fuerzas del cable, $P'A$ en el anclaje A, f' en el cable, la fuerza $P'B$ en las sección BB' , esta última produce flexo-compresión en la sección.

En cada sección presforzada, la acción de los cables equivale a una fuerza de compresión que está dirigida según la tangente al eje del cable en el sitio de cruce con la sección donde está aplicada y tiene una intensidad igual a la tensión del cable en ese punto. (Villavicencio, 2013)

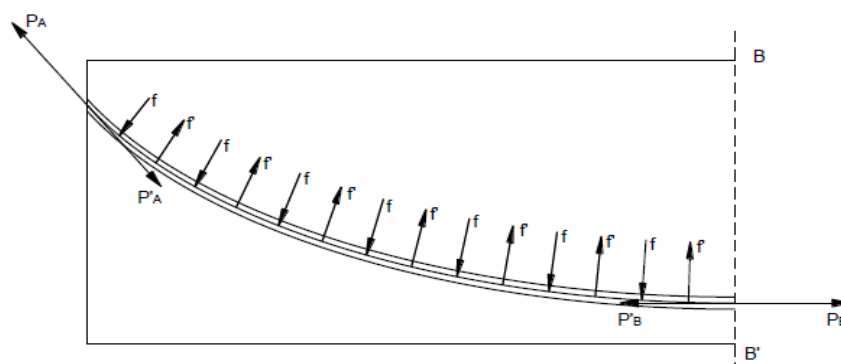


Figura 2.9 Acciones y reacciones cable – hormigón
(Tomado de Villavicencio, 2013)

Si se considera una viga de hormigón presforzado que está simplemente apoyada y con un cable curvo (Figura 2.10.a), y en donde las fuerzas que equilibran al hormigón, mostradas en la Figura 2.10.b, se tendría que:

- La fuerza F del cable actuando sobre el hormigón en el anclaje.
- Las fuerzas N que el cable ejerce sobre el hormigón debido a su curvatura.
- La fuerza P resultante de los esfuerzos normales de compresión que actúan en esa sección.

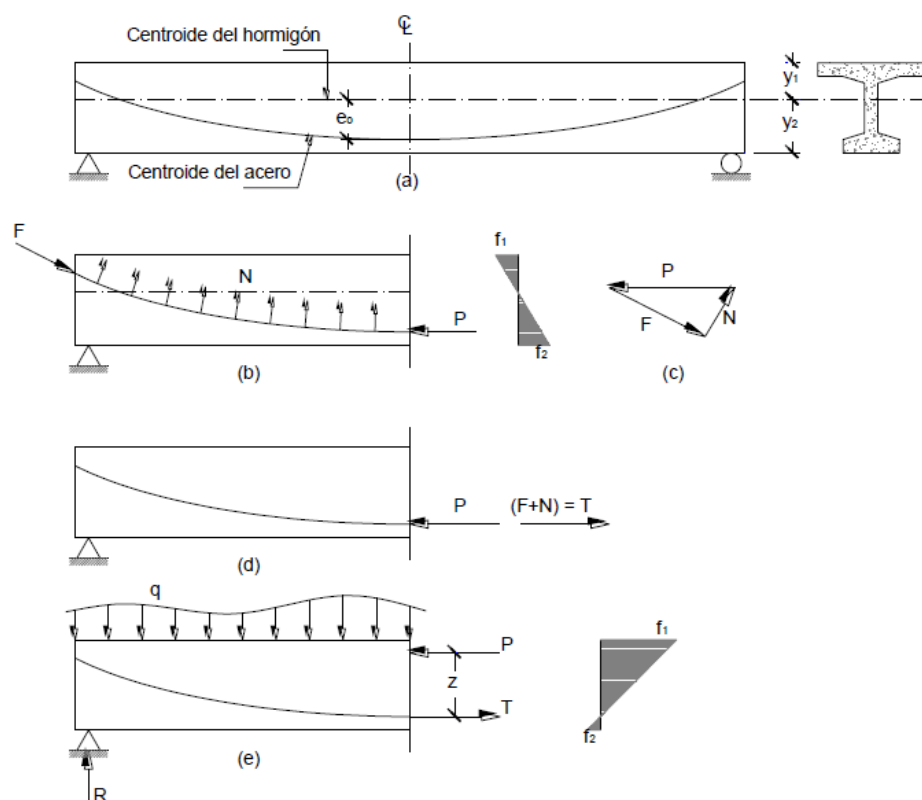


Figura 2.10 Fuerzas que actúan en una viga de hormigón presforzado típica (Tomado de Villavicencio, 2013)

En la figura se puede notar que debido al polígono cerrado formado por las fuerzas F , P y N , se tiene un sistema de autoequilibrio. Esto indica que cuando sólo actúa el presfuerzo en una viga estáticamente determinada, las reacciones externas son nulas. (Villavicencio, 2013)

En la figura 2.10.d, se representa la tensión T del cable (resultante de las fuerzas F y N), que tiene la misma magnitud pero opuesto sentido de la fuerza P . Ambas fuerzas T y P actúan en el centroide del cable.

Para una viga que tiene un cable curvo, la resultante de los esfuerzos de compresión en cualquier sección, es tangente a la dirección del cable en esa sección, con su componente horizontal igual a la suma de los esfuerzos normales y su componente vertical igual a la suma de los esfuerzos de corte.

Al actuar un sistema de cargas externas q , debido al equilibrio estático, se genera una reacción en cada apoyo R .

Cuando la carga q es aplicada gradualmente, la fuerza de presfuerzo P permanece constante en magnitud y posición. Los esfuerzos de flexión crecientes al aumentar q , se superponen a los debidos al presfuerzo, lo que da la resultante P , de todos los esfuerzos de compresión, se mueva hacia arriba creando así un momento interno resistente equilibrando al momento

exterior, con fuerzas iguales y de sentido contrario P , T , separadas por un brazo de palanca z . (Villavicencio, 2013)

Existe una diferencia con la viga de hormigón armado convencional, es que al incrementar gradualmente la carga externa q , la distancia z permanece constante y el momento resistente se incrementa al aumentar las fuerzas internas. En el caso de una viga de hormigón presforzado, el momento resistente aumenta al ampliarse el brazo de palanca z , cuando se desplaza hacia arriba la resultante de los esfuerzos de compresión (las fuerzas internas permanecen constantes). (Villavicencio, 2013)

2.4.3. Núcleo central de inercia y centro de presión

2.4.3.1. Núcleo central de inercia

Los esfuerzos generados en un elemento de hormigón presforzado dependen de la magnitud y ubicación de la fuerza P (ver Figura 2.10). El núcleo central de inercia de la sección es el área alrededor del centro de gravedad donde se puede ubicar la resultante P , sin que se generen esfuerzos de tracción en el hormigón. Las posiciones extremas superior e inferior al centro de gravedad definen esfuerzos nulos en las fibras extremas inferior y superior respectivamente.

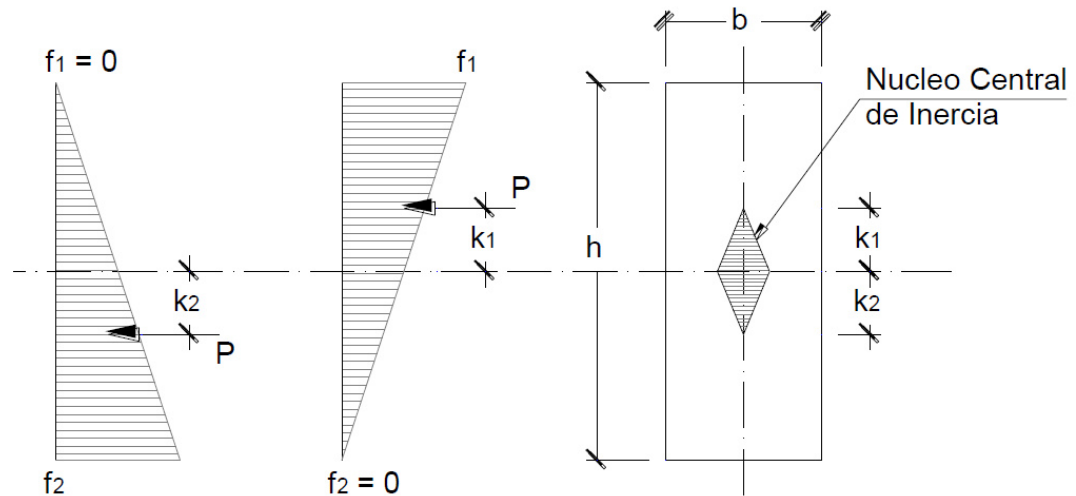


Figura 2.11 Esfuerzos y excentricidades del núcleo central de inercia, para una sección rectangular (Tomado de Villavicencio, 2013)

Caso $f_2 = 0$, donde el esfuerzo en la fibra extrema inferior es nulo se logra cuando P está ubicado en el límite superior del núcleo y la excentricidad respecto al centro de gravedad es k_1 , el mismo que se define:

$$f_1 = \frac{P}{Ac} \left[1 + \frac{k_2 y_1}{i^2} \right] = 0 \quad \text{Ec. 2.10}$$

$$k_2 = -\frac{i^2}{y_1} \quad \text{Ec. 2.11}$$

Si se aplica la fuerza P más abajo del límite k_2 se producirían tracciones en la fibra extrema superior y de la misma manera, al aplicar la fuerza P más arriba de k_1 se tendrían tracciones en la fibra extrema inferior.

En la Figura 2.12 se muestran secciones típicas de vigas metálicas y de hormigón presforzado, debido a que las características geométricas tienen mayores rendimientos los límites del núcleo central de inercia son mayores y mientras más alejado del centroide se encuentren las concentraciones de masa, más altura tendría el núcleo.

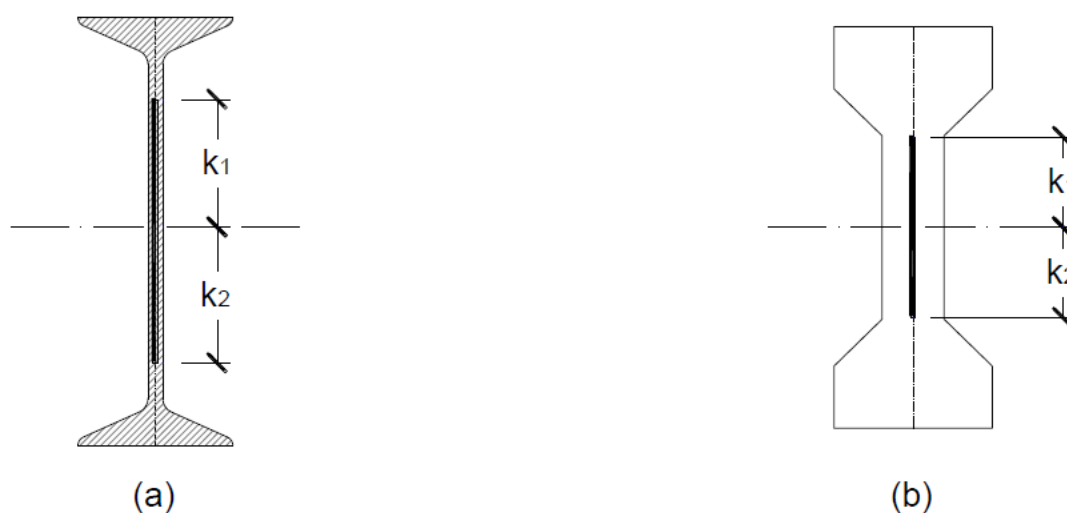


Figura 2.12 Núcleos límites en secciones de vigas metálicas y de hormigón presforzado (Tomado de Villavicencio, 2013)

La altura del núcleo está dado por:

$$k_1 + k_2 = \frac{i^2}{y_2} + \frac{i^2}{y_1} = i^2 \left(\frac{1}{y_2} + \frac{1}{y_1} \right) = i^2 \left(\frac{y_2 + y_1}{y_1 y_2} \right) = i^2 \frac{h}{y_1 y_2} \quad \text{Ec 2.12}$$

2.4.3.2. Centro de presión

Para una sección de una viga sometida a una fuerza de precompresión, debido a la aplicación de fuerzas externas se genera una distribución de esfuerzos internos de compresión en el hormigón, cuya resultante P es igual en magnitud a la fuerza de tensión del cable (Fuerza de presfuerzo) T , se desplaza verticalmente respecto al cable a una distancia $z = M/T$; este desplazamiento permite generar el par interno y el respectivo momento resistente.

El centro de presión se define como el lugar geométrico del punto de aplicación de la resultante de compresión en la sección del elemento estructural. (Villavicencio, 2013)

Si se considera una viga de hormigón presforzado, con una fuerza de tensión del cable T aplicada con una excentricidad e_0 (Figura 2.13), en el momento de la transferencia de dicha fuerza se tendría la Fuerza de compresión P en el hormigón, de manera simultánea e inmediata actúa el peso propio y la fuerza P se desplaza hacia arriba una distancia M_0/P , como se muestra en la Figura 2.13.b.

Cuando se construya los elementos adicionales como losas, vigas secundarias, aceras, barandas, sobrepisos, entre otros estos incluyen una carga muerta adicional (q_d) y un momento flector M_d , por lo que el centro de presión se desplaza una distancia M_d/P . (Villavicencio, 2013)

Una vez la viga entra en servicio, se aplica la carga viva (q_L), con un desplazamiento del centro de presiones de M_L/P .

Las distancias que se desplaza la excentricidad inicial son:

$$z_1 = M_0/P \quad \text{Ec. 2.13a}$$

$$z_2 = M_0/P + M_d/P = (M_0 + M_d)/P = M_D/P \quad \text{Ec. 2.13b}$$

$$z_3 = M_0/P + M_d/P + M_L/P = (M_0 + M_d + M_L)/P = M_T/P \quad \text{Ec. 2.13c}$$

Dónde:

M_0 : Momento por peso propio

M_d : Momento por carga muerta sobreimpuesta

M_L : Momento por carga viva

M_D : Momento por carga muerta

M_T : Momento total

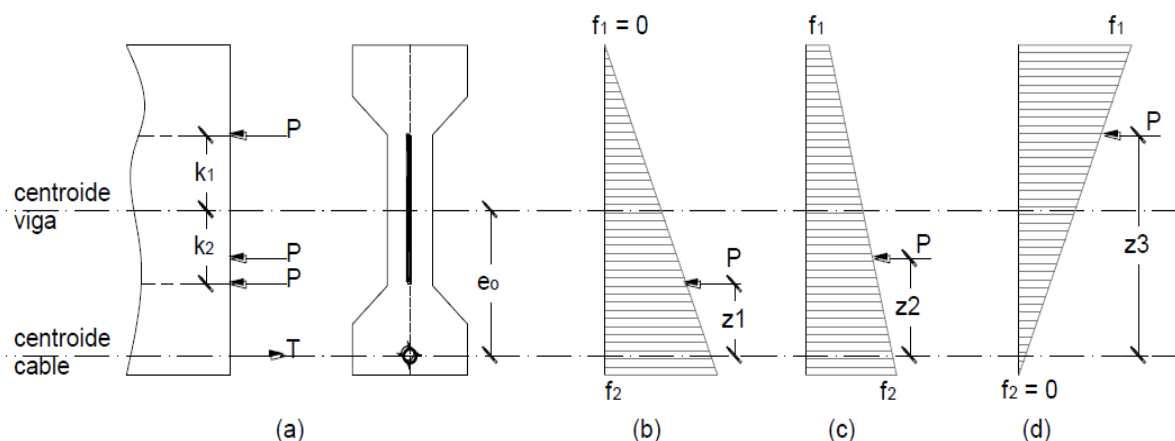


Figura 2.13. Desplazamiento del centro de presión
(Tomado de Villavicencio, 2013)

Los desplazamientos que sufre el centro de presiones no debe exceder los límites del núcleo central, de esta manera se controla que no se generen esfuerzos de tracción en el hormigón, esta condición sería el caso de vigas completamente presforzadas.

Para el caso de que la viga esté sometida a la carga de servicio, Figura 2.13.d, el brazo de palanca entre la fuerza de tensión de T y la fuerza de compresión P , es igual a la suma de las excentricidades de cada una de estas fuerzas del centro de gravedad de la sección, así:

$$z = e_0 + k_1 = e_0 + i^2/y_2 \quad \text{Ec. 2.14}$$

Además, los momentos internos y externos deben ser iguales en magnitud y opuestos en cada sección de la viga. Por lo tanto, el momento externo total que la viga resiste en la sección considerada para esfuerzos $f_2 = 0$, sería:

$$M_T = M_D + M_L = P z = P (e_o + i^2/y_2) \quad \text{Ec. 2.15}$$

La sucesión de los centros de presión definen las líneas y huso de presiones, tal como se muestra en la Figura 2.14. (Villavicencio, 2013)

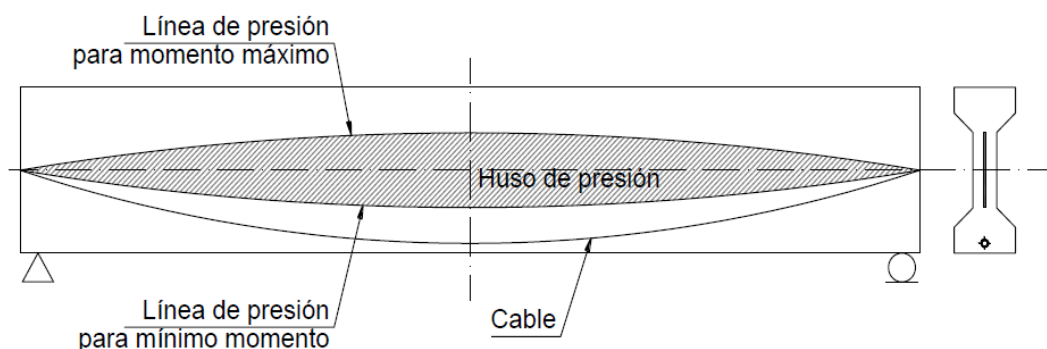


Figura 2.14. Huso de presión
(Tomado de Villavicencio, 2013)

El cable considerado en el análisis es teórico debido a que representa la resultante de los cables reales que se tiene en la viga. Para el caso de vigas pretensadas como se presenta en la Figura 2.15.a, el cable teórico se ubica en el centroide de la resultante de los torones distribuidos en la sección, mientras que para el postensado los torones se concentran en los ductos, el

cable teórico se ubicará en la resultante del o los ductos, como se muestra en la figura 2.15b.

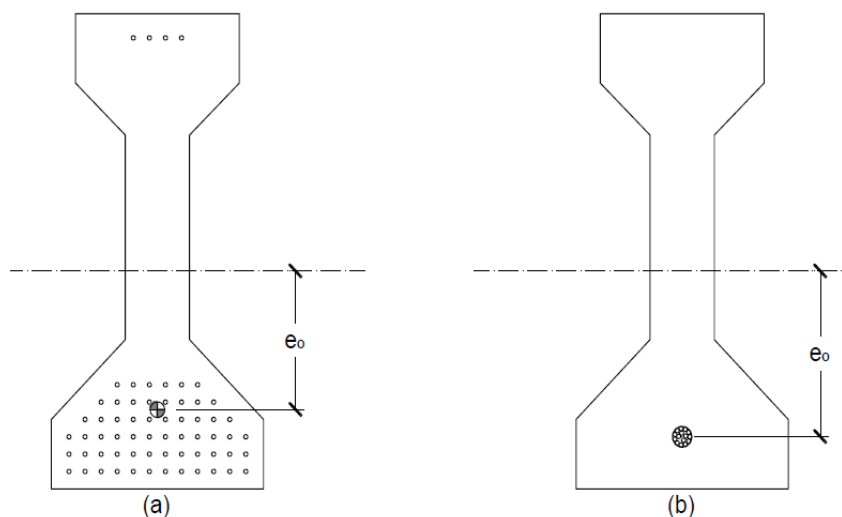


Figura 2.15. Cables resultantes en vigas pretensadas y postensadas
(Tomado de Villavicencio, 2013)

El “cable resultante” que representa la aplicación de la fuerza de presfuerzo, debido a que la flexión en vigas simplemente apoyadas varía a cero en los apoyos, cambia su posición o se reduce su magnitud a lo largo de la viga. En el caso de vigas postensadas, el cable cambia de posición con el desvío de los ductos que llevan los torones; para reducir la magnitud de la fuerza estos ductos se anclan antes de llegar a los extremos, tal como se muestra en la Figura 2.16a. En la Figura 2.16b se tiene el cable teórico que resulta de anclar los ductos de la viga postensada. Para vigas pretensadas, se logra reducir la magnitud de la fuerza aislando los torones antes de llegar a los extremos. De esta manera se evita la transferencia de los torones aislados.

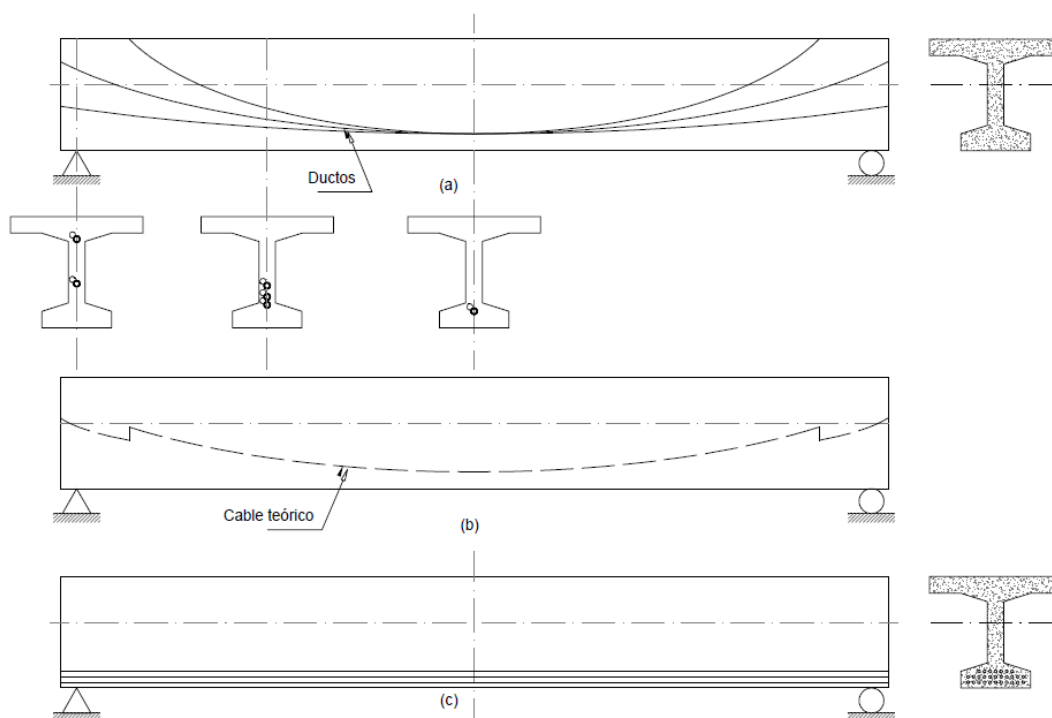


Figura 2.16. Cambio de posición del cable en vigas pretensadas y postensadas. (Tomado de Villavicencio, 2013)

2.4.3.3. Núcleo limite en una viga presforzada

El núcleo central de inercia controla que no se generen esfuerzos de tracción en el hormigón bajo las cargas de servicio, pero no se puede controlar excesos de compresiones que superen la resistencia del hormigón,

además controla las tracciones y las compresiones excesivas en la sección de la viga. (Villavicencio, 2013)

El hormigón usado es de alta resistencia, los esfuerzos de rotura a la compresión de una probeta ensayada a los 28 días es $f'c \geq 300 \text{ kg/cm}^2$, de esta manera se logra aplicar grandes fuerzas de presfuerzo.

Por otro lado, debido al acortamiento elástico que sufre el hormigón al momento de la transferencia donde los cables de presfuerzo sufren una pérdida de tensión y en consecuencia una pérdida de la fuerza de presfuerzo, son muy útiles dichos hormigones, Ayudan a reducir ese efecto debido a que el módulo elástico del hormigón es proporcional a la resistencia a la compresión, $E_c = 15100 \sqrt{f'c}$, y la deformación unitaria está determinada por la siguiente ecuación $\varepsilon = f / E$, por lo tanto a mayor resistencia, mayor módulo de elasticidad y menores deformaciones en el hormigón.

El esfuerzo admisible es aquel que limita el esfuerzo de compresión en un elemento de hormigón presforzado, está dado como una fracción de la resistencia del hormigón a la rotura. (Villavicencio, 2013)

Se adopta un factor de seguridad de 2.5, que garantice el comportamiento elástico del elemento, se puede considerar el esfuerzo de compresión admisible (f_c) como un porcentaje del esfuerzo de rotura del hormigón, con un coeficiente de $1 / 2.5 = 0.40$, se tendría que $f_c = 0.40 f'_c$.

Se tendrían cuatro límites para los esfuerzos en una sección de una viga de hormigón presforzado, en la Figura 2.17a se tienen los esfuerzos límites en el estado de vacío (cargas muertas) y en la Figura 2.17b se aprecia los límites en el estado de servicio (carga de servicio). (Villavicencio, 2013)

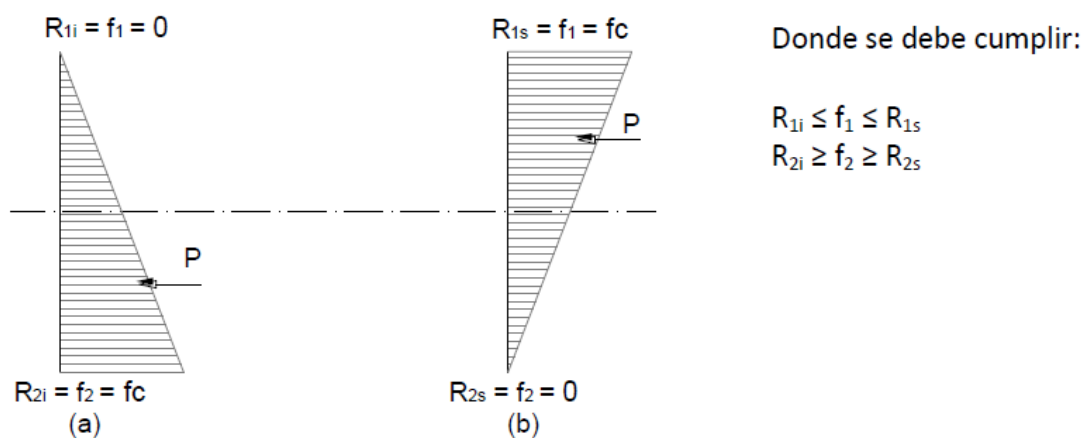


Figura 2.17 Límites de esfuerzos (Tomado de Villavicencio, 2013)

$$f_{o1} = \frac{P}{Ac} \left[1 + \frac{e_o y_1}{i^2} \right] = f_{cc} \left[1 + \frac{e_o y_1}{i^2} \right] \quad \text{Ec. 2.16a}$$

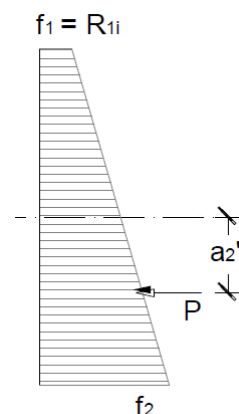
$$f_{o1} = \frac{P}{Ac} \left[1 + \frac{e_o y_2}{i^2} \right] = f_{cc} \left[1 + \frac{e_o y_2}{i^2} \right] \quad \text{Ec. 2.16b}$$

Siendo f_{cc} el esfuerzo baricéntrico debido al presfuerzo.

El núcleo límite estará determinado por las excentricidades límites a_1 y a_2 , las mismas que controlan que los esfuerzos en las fibras extremas superior e inferior no excedan el rango admisible de trabajo, tanto en estado de vacío como en estado de servicio. Por tanto se tendría que verificar los máximos y mínimos esfuerzos permisibles, en cada estado, donde las excentricidades límites estarían dadas por:

- Para el estado de vacío:

La excentricidad de la fuerza de presfuerzo que hace que el esfuerzo en la fibra extrema superior se igual al límite R_{1i} ($f_1 = R_{1i}$), a_2' es:



$$R_{1i} = f_{cc} \left[1 + \frac{a_2' y_1}{i^2} \right] \rightarrow \frac{R_{1i}}{f_{cc}} = 1 + \frac{a_2' y_1}{i^2} \quad \text{Ec. 2.17a}$$

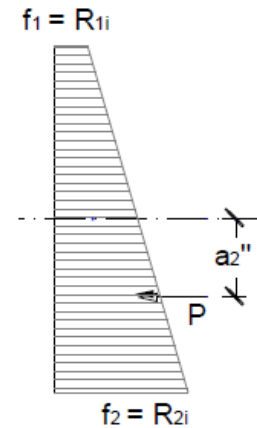
$$a_2' = \left[\frac{R_{1i}}{f_{cc}} - 1 \right] \frac{i^2}{y_1} \quad \text{Ec 2.17b}$$

La excentricidad de la fuerza de presfuerzo que hace que el esfuerzo en la fibra extrema inferior se igual al límite R_{2i} ($f_2 = R_{2i}$),

a_2'' es:

$$R_{2i} = f_{cc} \left[1 + \frac{a_2'' y_2}{i^2} \right] \rightarrow \frac{R_{2i}}{f_{cc}} = 1 + \frac{a_2'' y_2}{i^2} \quad \text{Ec. 2.18a}$$

$$a_2'' = \left[\frac{R_{2i}}{f_{cc}} - 1 \right] \frac{i^2}{y_2} \quad \text{Ec. 2.18b}$$

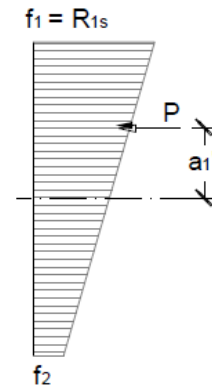


- Para el estado de servicio:

La excentricidad de la fuerza de presfuerzo que hace que el esfuerzo en la fibra extrema superior se igual al límite R_{1s} ($f_1 = R_{1s}$), a_1' es:

$$R_{1s} = f_{cc} \left[1 + \frac{a_1' y_1}{i^2} \right] \quad \text{Ec. 2.19a}$$

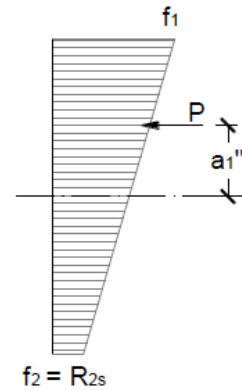
$$a_1' = \left[\frac{R_{1s}}{f_{cc}} - 1 \right] \frac{i^2}{y_1} \quad \text{Ec. 2.19b}$$



La excentricidad de la fuerza de presfuerzo que hace que el esfuerzo en la fibra extrema inferior se igual al límite R_{2s} ($f_2 = R_{2s}$), a_1'' es:

$$R_{1s} = f_{cc} \left[1 + \frac{a_1' y_1}{i^2} \right] \quad \text{Ec 2.20a}$$

$$a_1' = \left[\frac{R_{1s}}{f_{cc}} - 1 \right] \frac{i^2}{y_1} \quad \text{Ec 2.20b}$$



Las excentricidades a_2' y a_2'' definen los límites inferiores para el centro de presión, mientras que las a_1' y a_1'' son los límites superiores. Estas excentricidades varían en función de la fuerza de presfuerzo y de la geometría de la sección, por lo que pueden variar por cada caso. (Villavicencio, 2013)

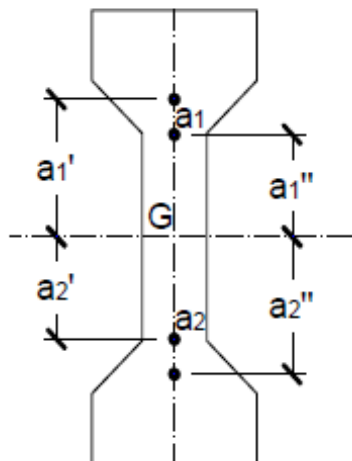


Figure 2.18 Excentricidades que limitan el centro de presión
(Tomado de Villavicencio, 2013)

El núcleo límite, por tanto, estaría definido por las excentricidades más cercanas al centroide de la sección. Excentricidades fuera de este rango podría producir máximos o mínimos esfuerzos excesivos en las fibras extremas superior o inferior.

- El límite superior, a_1 , será el menor valor entre a_1' y a_1'' .
- El límite inferior, a_2 , sería el menor valor entre a_2' y a_2'' .

Se debe tener cuidado, ya que por la convención de signos, las excentricidades medidas sobre el centroide son negativos y los medidos bajo este son positivos.

El núcleo límite se define como la zona de la sección de una viga presforzada, donde permanece el centro de presiones, para que en cualquier condición de carga, los esfuerzos en las fibras extremas (superior e inferior) cumplan con los esfuerzos límites establecidos en cada caso. (Villavicencio, 2013)

El Huso Límite es la sucesión de los núcleos límites en la longitud de la viga se lo muestra en la Figura 2.19.

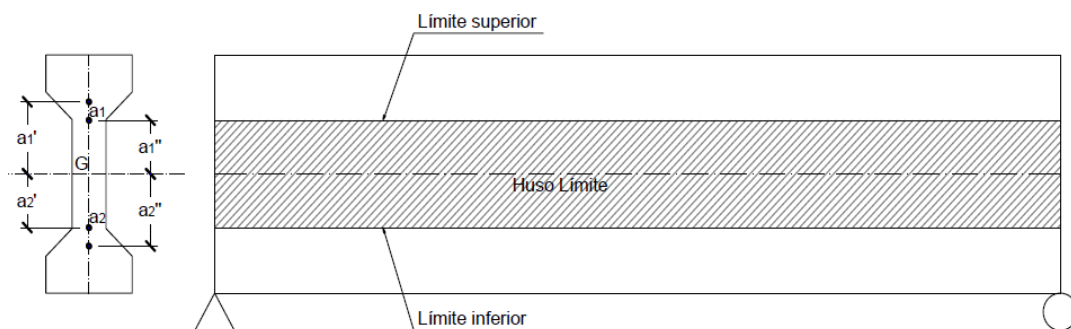


Figura 2.19. Huso Límite (Tomado de Villavicencio, 2013)

2.4.3.4. Determinación del núcleo de paso y huso de paso

En el diseño de una viga presforzada, se debe procurar que el centro de presiones este siempre ubicado dentro del núcleo límite, así se garantiza que los esfuerzos producidos sean admisibles. Por tanto la ubicación inicial del cable de presfuerzo es muy importante, ya que al

someter el elemento a flexión, el centro de presión se desplaza. (Villavicencio, 2013)

La posición inferior en la que debe estar ubicado el cable de presfuerzo estaría determinado por: M_{min}/P , mientras que la posición superior en la que debe estar ubicado el cable sería: M_{max}/P (ver Figura 2.19), donde:

$$M_{min} = M_0 \quad \text{Ec. 2.21}$$

$$M_{max} = M_D + M_L \quad \text{Ec. 2.22}$$

La carga mínima a la que estará sometida la viga de hormigón presfuerzo se dará en el estado de transferencia, cuando el elemento se encuentra en el banco de presfuerzo, sin que haya recibido aún otras cargas.

En el estado de transferencia, debido a la flexo-compresión del presfuerzo, el elemento sufre una deflexión hacia arriba, apoyándose en sus extremos. Generalmente la carga en este estado será la del peso propio, el que genera el mínimo momento flector, desplazando al centro de presión hacia arriba.

El núcleo de paso se define como el espacio en la sección de la viga, entre la posición inferior y la posición superior en la que debe ubicarse el cable de

presfuerzo, de tal manera que cuando el elemento esté sometido a flexión debido a la mínima y máxima carga, el centro de presión se ubique siempre dentro del núcleo límite. (Villavicencio, 2013)

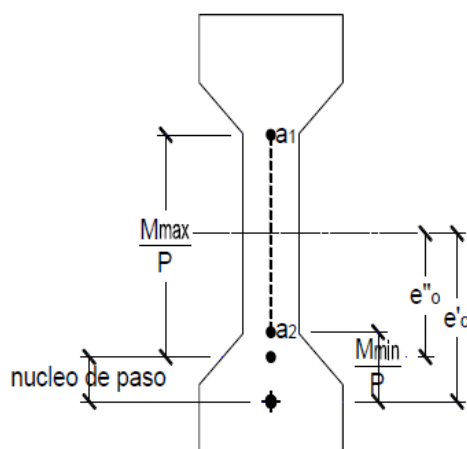


Figura 2.20 Núcleo de paso (Tomado de Villavicencio, 2013)

La distancia inferior del cable desde el baricentro estaría determinado por:

$$a_2 = e'_o - \frac{M_o}{P} \quad \text{Ec. 2.23}$$

$$e'_o = a_2 + \frac{M_o}{P} \quad \text{Ec. 2.24}$$

La distancia superior del cable desde el baricentro estaría determinado por:

$$a_1 = e''_o - \frac{M_D + M_L}{P} \quad \text{Ec. 2.25}$$

$$e''_o = a_1 - \frac{M_D + M_L}{P} \quad \text{Ec. 2.17b} \quad \text{Ec. 2.26}$$

El núcleo de paso estaría definido por el intervalo: $e'_o - e''_o$

En una viga simplemente apoyada, los límites del núcleo de paso en la sección central (máximos momentos) están más cerca entre sí, mientras que en los extremos (momento cero) el núcleo de paso coincide con el huso límite, tal como se aprecia en la Figura 2.21. (Villavicencio, 2013)

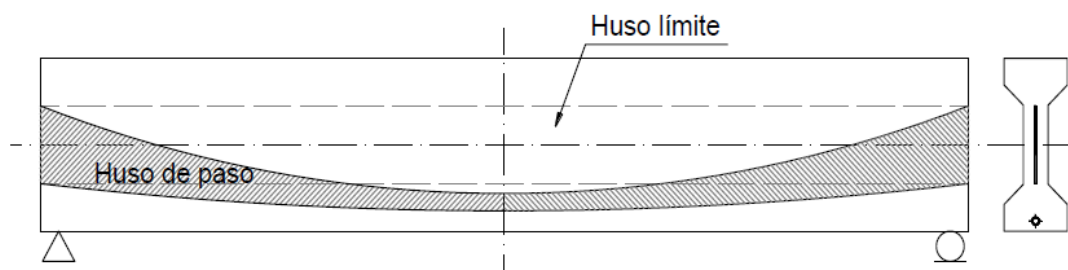


Figura 2.21. Huso de paso (Tomado de Villavicencio, 2013)

2.5. Fabricación

2.5.1. Proceso Constructivo de vigas presforzadas

En este capítulo se presentará la metodología para la construcción de una viga presforzada para un paso peatonal. Siendo estas pretensadas o postensadas.

El objetivo de pretensar el hormigón es la de introducir estados de tensión, previo a la carga de la estructura, logrando de esta manera anular o disminuir las tensiones de tracción que se presentan. Se podría considerar esta idea como una viga isostática simple con una carga uniformemente distribuida. Para iniciar los trabajos de la construcción de una viga presforzada se deben disponer de moldes metálicos que tengan las dimensiones requeridas, teniendo en consideración la ubicación la ubicación los torones que posteriormente se colocaran dependiendo del tipo de viga a elaborar. Se tiene 2 tipos vigas:

- Viga Pretensada
- Viga Postensada

2.5.2. Viga pretensada

Para una viga pretensada se dejan colocados los cables o tendones previo al vaciado del hormigón, los mismos que son estirados con gatos hidráulicos, siendo estos una herramienta que emplea una fuerza de gran capacidad que “estira” los cables hasta obtener la fuerza requerida en las especificaciones, (ver figura 2.22).

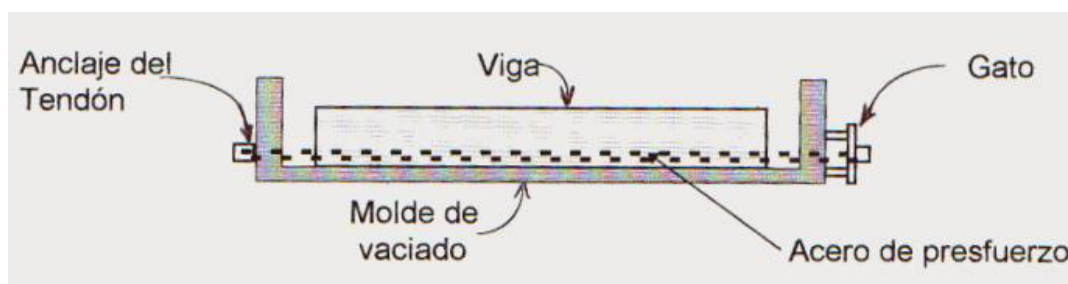


Figura 2.22 Viga Pretensada (Tomada de Navarro, 2008)

2.5.3. Viga postensada

Para una viga postensada se dejan intencionalmente conductos con un perfil predeterminado dentro del elemento para que posterior a la colocación de hormigón se puedan pasar cables de acero (torones) por dichos conductos como se muestra en la figura 2.23, posteriormente se le aplican las fuerzas de tensión mediante gatos hidráulicos hasta obtener la

fuerza requerida, luego de este proceso los torones son anclados a los extremos de la estructura. Los dispositivos de anclaje y acoplamiento para los cables adherentes se deben ubicar de tal forma que en las secciones críticas se alcance el 100 % de la resistencia a la tracción especificada para el acero de pretensado, después que el acero de pretensado esté adherido al elemento.

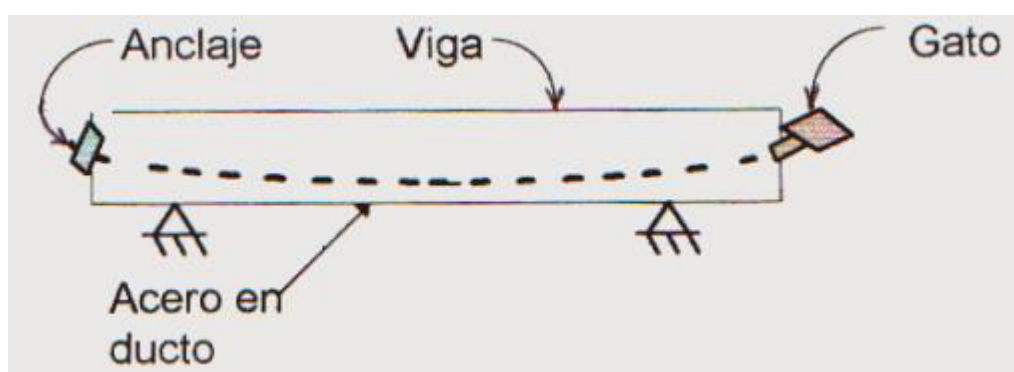


Figura 2.23 Viga Postensada (Tomada de Navarro, 2008)

En ambos casos en el momento del vaciado del hormigón se debe lograr una homogeneidad en el concreto para así evitar la presencia de oquedades o "ratoneras" en el interior de la viga, ya que estas reducirían la resistencia del hormigón y se lo catalogaría como un elemento no apto para ser utilizado.

2.5.4. Metodología de Construcción

A continuación se detalla el método para la construcción de vigas pretensadas, se mencionan los siguientes puntos:

- Selección y procesamiento de los materiales

Se deben seleccionar agregados finos y gruesos de buena calidad para la construcción, en este caso de vigas presforzadas, ya que la resistencia depende mucho de que materiales pétreos se vayan a usar, esto se logra llevando a cabo ensayos de laboratorio que permitirán observar las características de dichos materiales lo que ayudara a decidir que material es el adecuado.

- Mezclado

En este paso se mezclaran los materiales seleccionados de una manera que permita al hormigón obtener la resistencia de diseño, y pueda resistir los esfuerzos internos causados por el acero de presfuerzo.

- Colocación y vertido

Luego de mezclar los materiales adecuadamente, viene la colocación y vertido del mismo en el molde metálico que tenga las dimensiones requeridas, en este paso se deberá tener mucho cuidado con la vibración del hormigón ya que esto conllevaría a la formación de oquedades dentro de nuestra viga.

- Acabado y Curado

Después de verter el hormigón en el encofrado y esperar el tiempo de fraguado deberá darse acabado a las vigas, ya que son vistas, el uso de encofrado metálico da un buen acabado; luego de este paso se deberá curar el hormigón mojándolo constantemente para evitar la formación de grietas y ayudar al mismo a ganar resistencia.

- Transporte

Existen dos maneras para transportar las vigas presforzadas, esto se da por sus características de peso y dimensiones. Una manera de transportar es el uso de camiones o tracto camiones y plataformas, y la segunda es el uso de equipos de transporte especializado. Por los riesgos que implican el exceso

de peso y dimensiones, estas maniobras solo las deben realizar las empresas especializadas.

CAPÍTULO III

DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA

ESTRUCTURAL

3.1 Características de los pasos peatonales

Un puente peatonal es aquel que permite el paso de transeúntes sobre, vías de tráfico, cuerpos hechos de agua, valles en montañas. Pueden ser edificados en distintas formas, y en distintos materiales. Los tamaños son muy diversos desde pocos metros, a cientos de metros.

En consecuencia de la escasa carga para los que están destinados y a la poca longitud que deben cruzar, estos diseños pueden ser muy variado (Gonzales, 2014)

Todo paso peatonal se construye con escaleras y rampas de acceso para facilitar el transporte de las personas con discapacidad. Dichas rampas deben ser construidas de acuerdo a los criterios que señale la normativa de accesibilidad que sea de aplicación en cada caso.

3.1.1 Tipos de puentes peatonales

Los materiales utilizados para los puentes suelen ser:

- Madera, de mampostería
- Metálico,
- Hormigón armado
- Hormigón presforzado (pretensado o postensado),

La utilización de todos ellos depende del lugar, de la época, del costo, y del tiempo de entrega. A continuación se detalla las distintas formas de puentes peatonales antes mencionados.

3.1.1.1 Puentes de Mampostería

La piedra está hecha de un material de forma natural y es utilizado sin hacerle alguna modificación, solamente lo necesario es darles forma. Pero repercutía en una economía grande en al acopio, transporte y adquisición de materiales.

Las edificaciones hechas a bases de piedra se utilizan para salvar luces importantes, se derivan de arcos formados de dovelas en N; estas son las cúpulas y bóvedas. Debido a esto los puentes hechos de piedra que están construidos para salvar ríos usan siempre una bóveda como edificación resistente.

La edificación de los puentes hechos de piedra consta de una estructura sencilla y generalmente no presenta problemas diferentes a otro tipo de puentes.



Figura 3.1 Puentes de Mampostería (Tomado de ConocerZamora)

3.1.1.2 Puentes Metálicos

Los puentes metálicos son estructuras grandiosas que se han construido rápidamente pero tienen un elevado costo, también son sometidos a la acción corrosiva de agentes atmosféricos, gases y humos provenientes de las ciudades y fábricas. Por tal motivo el mantenimiento de estos puentes es costoso.

El material más importante de esta forma de puentes es el acero que se empezó a utilizar en esta forma de construcciones desde finales del siglo XIX. Al comienzo se lo usaba muy poco por su alto costo. Entre las mayores ventajas del acero se encuentran: su fácil construcción en el taller y la sencilla forma de trasladar al lugar de armado; esto le ayuda a poder ser competencia de los puentes de concreto presforzado, o también con el

factor tiempo de construcción es una variable fundamental para la obra.
(JVS, 2010)

Las características de un puente metálico son:

- Uniformidad. El acero tiene propiedad que no tienen cambios considerables en el tiempo.
- Alta resistencia.- el acero tiene una gran resistencia por unidad de peso lo que indica que el peso de las estructuras es poco., esto es muy importante en aquellos puentes que son de grandes claros.
- Durabilidad.- Las estructuras tienen una alta durabilidad si tienen un adecuado mantenimiento.
- Ductilidad.- puede soportar deformaciones grandes sin fallar altos esfuerzos de tensión.
- Tenacidad.- tiene ductilidad y resistencia, tiene propiedad de absorber en grandes cantidades la energía.
- Elasticidad.- Se acerca más a la hipótesis de diseño debido que sigue la ley de Hooke.
- Costo de recuperación.- Se los puede reutilizar como chatarra. (JVS, 2010)



Figura 3.2 Puente de Aeropuerto Guayaquil
(Tomada de H. Casanova)



Figura 3.3 Puente sobre Rio Guayas (Santay)
((Tomada por Douglas Armijos))

3.1.1.3 Puentes de Hormigón Armado

El hormigón se utiliza como material principal en los puentes que se construyen en el mundo a partir del mejor conocimiento y desarrollo de las características de este material desde el inicio del siglo XX.

El hormigón armado está hecho de combinación del hormigón y el acero, lo que facilita la resistencia a esfuerzos de flexión. El hormigón se adecua para la resistencia de compresiones y las barras de acero para la resistencia de las tracciones. El sistema estructural es simple, está hecho de vigas de hormigón armado con apoyo sobre estribos o sobre las pilas conectadas por losas.

Los puentes hechos de hormigón armado son de preferencia de viga y de arco, el hormigón se adapta a varias soluciones que ayudan a aprovechar un elemento similar para diferentes fines. Estos admiten las luces intermedias en medio de los de mampostería y los hechos de metal, y son de fácil construcción, generalmente si se usan elementos prefabricados. Son de gran resistencia a factores de la atmosfera y los costos o gasto del mantenimiento son bajos.



Figura 3.4 Puente ubicado en la Cdla. Urdesa
(Tomada del Blog Oficial de M.I. Municipalidad de Guayaquil))

3.1.1.4 Puentes de Hormigón Presforzado

Los puentes de hormigón presforzado permiten grandes luces, son de rápido montaje, no precisan costos de mantenimiento y presentan grandes posibilidades estéticas.

Hormigón pretensado es considerado como un material nuevo, se diferencia del hormigón armado porque la armadura es de forma pasiva, lo que quiere decir que entra en carga cuando las acciones del exterior toman acción sobre la estructura; por el lado del pretensado este tiene armadura activa, se tensa de forma previa a la acción de las cargas que va a recibir la estructura, como lo es la carga muerta, el peso propio y cargas de tráfico, de esta forma comprime el hormigón evitando que tenga tracciones o que éstas tengan un valor mínimo.

Previamente la estructura se pone a tracción antes de que actúen las cargas sobre el elemento, de esto nace la denominación de hormigón pretensado. En conclusión es llegar a adelantarse a acciones que van a actuar en torno a una estructura con contra- acciones. Se puede tensar antes de hormigonar, o inducir una carga después de hormigonada la pieza

Utilizando el hormigón pretensado se evitan las fisuras que se producen en el hormigón convencional y por esto es posible usar aceros de mas resistencia, que no es permitido en el hormigón armado debido a que se produciría una fisura excesiva (IECA, 2013)

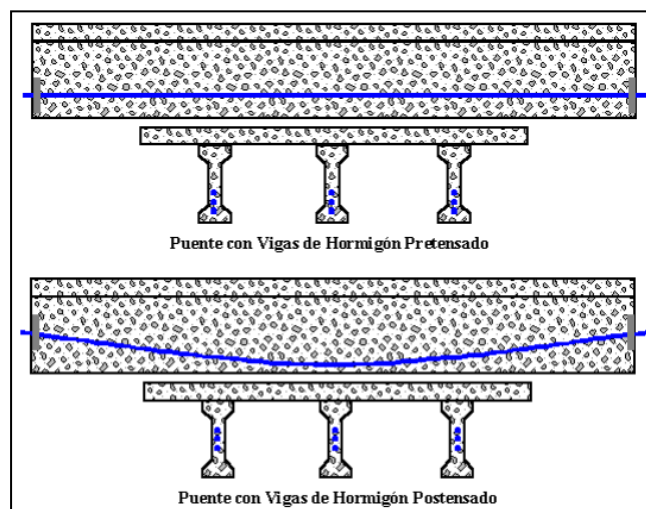


Figura 3.5 Vigas de hormigón presforzado
Tomada de (Romo, 2014)



Figura 3.6 Puente peatonal, ubicado en el Terminal Terrestre de Guayaquil (Tomada de Metroecuador, 2011)

3.1.2 Tipos de tablero

El tablero es la pieza horizontal del puente situada bajo la calzada o vía, que soporta directamente el tráfico de los vehículos o peatones. Este tablero también es una losa hecha de concreto reforzado, plancha de acero o piso de madera.

3.1.2.1 Tablero de Concreto Reforzado (Losa)

Los puentes que están hechos de losa maciza o hecho de pontones son usados para pasar obstáculos de corta distancia que rodea los 5m y 8m aproximadamente.

Están conformado por una losa de concreto reforzado que esta simplemente apoyada sobre los estribos en una sola luz o entre pilas y estribos dirigido a puentes de varias luces.

Ventajas

- Sencillez y facilidad de construcción, (encofrados, colocación del refuerzo y vaciado de concreto).
- Poca presión en apoyos, (pilas y estribos).
- Esfuerzos cortantes mínimos.
- Buena repartición de la carga y poco nivel de vibraciones.

Desventajas

- Alto peso propio por unidad de longitud en la superficie.
- Una gran cantidad de la resistencia es usada para resistir su propio peso.

3.1.2.2 Tablero de Madera

Se ha utilizado de forma eficiente los puentes hechos de madera, usando luces hasta de 20m en senderos de baja circulación. Una ventaja grande de esta forma de puentes es que los costos son bajos debido a que la mano de obra y materiales son del mismo lugar de la localidad del puente. Existen tableros de madera postensada, donde su construcción consiste en tabloncillos dispuestos a manera de canto longitudinalmente al puente, los que en conjunto son postensados transversalmente a través de unas barras hechas de acero de gran resistencia. El diseño del tablero tensado está limitado por algunas consideraciones que se mencionan a continuación:

- El ancho constante del tablero.
- El espesor constante del tablero.

- Su forma rectangular
- Los soportes continuos sobre la anchura del tablero. (Schwaner, 2004)

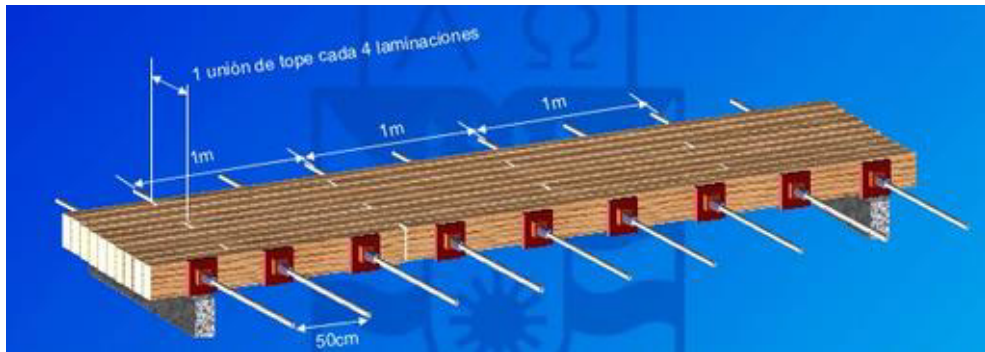


Figura 3.7 Tablero Tensado (Tomado de Congreso de Puentes de Madera, 2008)

3.2 Diseño de Geometría del paso peatonal

Pueden hallarse diferentes tipos de puentes en el mercado. Es posible encontrar puentes de arco, viga, colgantes, atirantados, y voladizo en distintos lugares. La forma del puente que se usa depende en mayor parte de la luz o distancia, lo que tiene que soportar y el uso que se le vaya a dar. El diseño geométrico es muy importante. Si se utiliza de forma adecuada las formas geométricas se puede crear puentes de una gran resistencia y fuerza.

Se menciona a continuación las distintas formas utilizadas para la fabricación de puentes:

Triángulos

Puentes de armazón son dependientes en gran cantidad de los triángulos, utilizándolos de manera adecuada, la forma de triángulos distribuyen el peso de forma acorde a la distancia que tiene el puente. Los triángulos se utilizan a los laterales y encima del puente. La parte de arriba del puente de armazón posiblemente tenga un diseño de "x" lo cual cuatro triángulos hacen suficiente soporte para aguantar gran cantidad de peso.

Arcos

Estos puentes en forma de arco son uno de los tipos más antiguos y poseen una gran potencia natural. En vez de pulsar en forma directa hacia abajo, la carga que soporta un puente de arco es dirigido hacia el exterior de la distancia de la curva del arco y hacia los soportes en cada punta. Es posible que sea un puente con solamente un arco o también puede tener algunos arcos laterales para tener el soporte que se necesita.

Simetría

Un concepto geométrico es la simetría que se utiliza para el diseño de puentes. La simetría se emplea cuando la mitad de una forma o figura es idéntica de la otra mitad. Un puente que es asimétrico puede ocasionar que colapse debido a su estructura irregular consecuencia de esto el diseño de este tipo de estructuras es más costoso.

3.2.1 Ancho efectivo

El ancho efectivo es determinado en función de cuanto sea el flujo de peatones por cada unidad de ancho que se selecciona.

3.2.2 Longitudes máximas

Máxima longitud posible del puente para que sea un atractivo para el peatón. Así el uso del puente se encuentra garantizado debido a que en nuestro medio un puente peatonal de poca longitud es poco efectivo.

3.3 Descripción general de la Estructura

En un puente se pueden diferenciar 4 partes:

- Superestructura
- Infraestructura
- Apoyos
- Obras complementarias

3.3.1 Superestructura

Es el grupo de elementos estructurales tales como cubierta, vigas del puente, losa, pasamanos etc., es decir por todos los elementos estructurales o constructivos que formen parte de la obra, que están sobre los apoyos, y permiten el tránsito ya sea vehicular o peatonal sobre la misma. (Márquez, 2011)

A este conjunto se denomina "tablero" que está conformado por los siguientes elementos y materiales:

- Losa de tablero: dicha estructura es la que aguanta directamente las cargas que tiene el tránsito y la capa de rodadura transmitiéndolas a las vigas del tablero o en forma directa a los estribos y pilares.
- Vigas longitudinales o principales: son elementos de gran importancia en la superestructura ya que son las que envían cargas desde el tablero hacia los apoyos.
- Vigas transversales o de arriostramiento: unen de forma transversal con las vigas principales, repartiendo las cargas y dando rigidez a la estructura.

3.3.2 Infraestructura

Está constituida por aquellas estructuras que brindan apoyo a la superestructura, enviando las cargas hacia el suelo. Estas son las pilas, estribos, muros laterales y muros de acceso. (Márquez, 2011)

3.3.3 Obras Complementarias

Dichos trabajos se hacen con el objetivo de tener una mejor condición operacional en la estructura entre ellas se pueden mencionar veredas, desagües, señalización, barandas, entre otras.

3.4 Descripción del Tablero del Paso peatonal

La parte estructural que está a nivel de la subrasante es el tablero que envía las cargas y también las sobrecargas a las viguetas y vigas principales.

El tablero se lo construye generalmente de hormigón armado para luces pequeñas, para una luz de mayor distancia se prefiere utilizar un tablero hecho de metal para aliviar el peso muerto, se lo suele denominar losa del tablero.

3.4.1 Losa del Tablero

El tablero está constituido por una losa con vigas principales. La losa puede ser armada de cualquiera de las tres distintas formas mencionadas a continuación:

- Perpendicularmente al tránsito, apoyándose sobre las vigas principales.
- Paralelamente al tránsito, apoyándose en viguetas en forma transversal.
- En los dos sentidos, se apoya en las vigas principales y en vigas transversales. (Ingeniería Civil, 2011)

3.4.1.1 Losa perpendicular al tránsito

La losa más común es esta, y en la mayoría de los casos es la que tiene un menor costo. Dicha losa se pone sobre vigas principales y forma una estructura de tal manera que las vigas principales trabajen como vigas T.

La ventaja de esto es que se aprovecha la losa dentro del calcula de la resistencia de la viga debido a que se encuentran trabajando de manera conjunta. (Ingenieria Civil, 2011)

3.4.1.2 Losa paralela al tránsito

Esta losa no evidencia ventaja alguna ya que implica la colocación de viguetas en forma transversal a muy poca longitud e ignora el apoyo que presentan las vigas longitudinales.

3.4.1.3 Losa en ambos sentidos

Es posible que esta losa pueda competir contra la losa perpendicular porque presenta una reducción en el armado de los paños de la losa ya que la distribución de la carga se realiza en ambos sentidos, en cambio da un aumento del número de viguetas transversales. La parte de las viguetas no debe superar a 0.15 veces la división de las vigas principales para que a la losa le sea posible considerarse armada en dos sentidos

3.4.1.4 Longitud efectiva

La longitud efectiva de una losa se debe considerar de la siguiente manera:

- Para las losas que son hechas de tipo monolítica con vigas o muros: longitud entre cara y cara.
- Para las losas que se apoyan sobre las vigas metálicas o hechas de hormigón: longitud de las puntas de las alas, más el vuelo de las alas, considerado como la longitud de la punta del ala, el extremo a la cara del alma despreciando los chaflanes.
- La longitud efectiva, de acuerdo con lo indicado en el Artículo 9.7.2.3, es menor o igual que 4100 mm;
- La altura mínima de la losa debe ser mayor o igual que 175 mm, sin incluir la superficie que se sacrifica cuando corresponda; (ASSHTO LRFD BRIGDE, 2012)

3.4.1.5 Recubrimiento mínimo

El mínimo recubrimiento de hormigón deberá cumplir las exigencias de la tabla 5.12.3-1 del AASHTO, que se ubican en la sección de los anexos, el recubrimiento para el acero de pretensado y las armaduras no protegidas no deberá ser menor que el especificado en dicha tabla.

3.4.2 Vigas presforzadas

Las vigas son elementos estructurales colocados horizontalmente o con algún grado de inclinación, las dimensiones de estas depende de las cargas que vaya a soportar.

En la actualidad las vigas más utilizadas son las vigas presforzadas, gracias a que estas reducen o eliminan los esfuerzos de tensión presentes cuando la viga está cargada. Para lograr la tensión de presfuerzo en la viga se utilizan cables hechos de acero o tendones que quedan embebidos dentro de la viga y anclados en las extremidades del miembro.

Existen 2 clases de vigas presforzadas, las vigas que son pretensadas donde se hace el tensado de los tendones previo a la colocación del concreto; y las vigas postensadas donde los tendones son tensados después del vertido del hormigón.

Las vigas presforzadas pueden resistir cargas temporales con o sin un tablero superpuesto. Si se aplica un tablero hecho de hormigón estructuralmente independiente, éste deberá actuar de manera compuesta con las vigas prefabricadas.

La distancia del tramo que se utiliza para calcular el ancho del ala efectivo de las vigas que son preforzadas es posible tomar como la distancia real para tramos que están simplemente apoyados y como la longitud de los puntos de inflexión en consecuencia de las cargas permanentes para partes continuas , según corresponda ya sea para momentos negativos o positivos..

En vigas de interior la anchura de ala efectivo es posible que se tome como el menor valor de:

- Un cuarto de la distancia de tramo efectiva;
- 12,0 veces el grosor medio para la losa, sumando el ancho del alma o sumando el semiancho del ala superior de la viga, puede ser cualquiera que sea mayor; o
- La separación promedio de las vigas adyacentes.

Para vigas de exterior la anchura del ala efectiva es posible tomarla como el semiancho efectivo de la viga interior sumando el mínimo valor entre:

- Un octavo de la distancia de tramo efectiva;
- 6,0 veces el grosor medio de la losa, más el semiespesor del alma o un cuarto de la anchura del ala superior de la viga de base, puede ser cualquier que sea mayor; o
- El ancho del vuelo.

3.4.2.1 Vigas presforzadas Doble T

Estas vigas poseen gran flexibilidad a causa de sus características geométricas que le posibilita salvar claros grandes. Las vigas doble T son utilizadas como un sistema de techos, entrepisos, muros de carga y muros para cerramiento para construir edificios comerciales, etc.

Se elaboran en distintos peraltes con anchura de patín de 2.44 m (8') y 3.05 m (10') y distancias de acuerdo al requerimiento del proyecto. Sirven para luces en una distancia de 10 a 27 m, sin embargo luces de mayor longitud y/o superiores cargas son factible si se reducen el ancho del patino o losa.

VIGUETAS DOBLE T

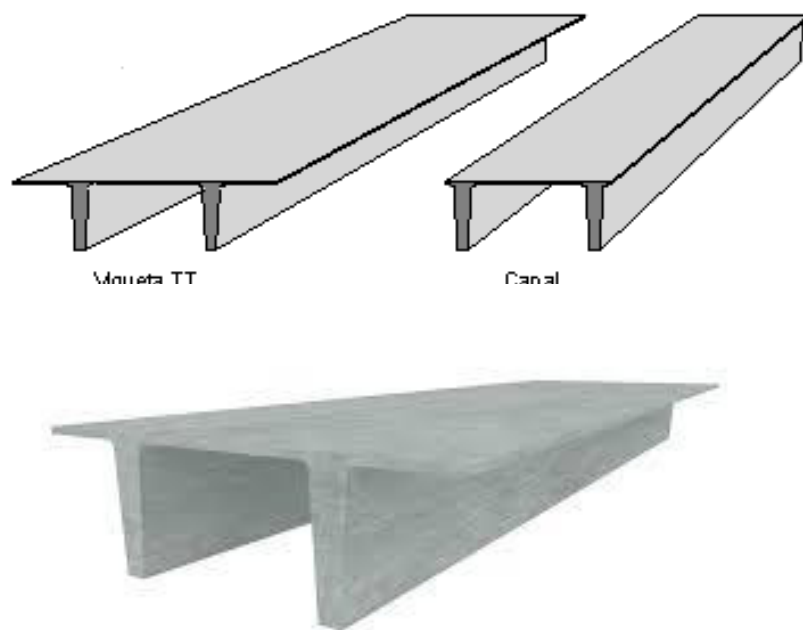


Figura 3.8 Vigas Doble T (Tomada de CONDE, 2010)

3.4.2.2 Vigas pretensadas tipo AASHTO

Son elementos prismáticos de Hormigón sometido a tensiones de precompresión aplicadas mediante una armadura de Acero, se puede tensar previo de hormigonar y posteriormente al destensarla queda anclada al Hormigón que antes ha logrado la resistencia en forma adecuada. (Vigueta pretensada)

Para esta forma de vigas el sistema pretensado consiste en:

1. El acero de presfuerzo se tensa previo al vaciado del hormigón
2. El acero se ancla con gatos hidráulicos para lograr tensarlos
3. Posteriormente el hormigón alcanza la resistencia requerida, se procede a cortar los cables hechos de acero de alta resistencia

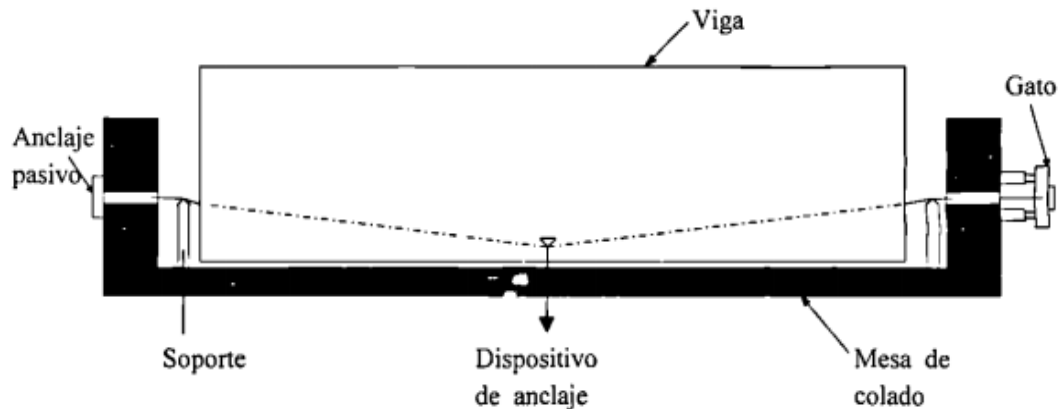


Figura 3.9 Esquema de distribución de cable de presfuerzo, en vigas pretensadas (Tomada de Navarro, 2008)

Es recomendable utilizar el pretensado en longitudes no mayores a 30m debido a que su fabricación se realiza en una planta industrial donde se elaboran en moldes de metal y es curado el concreto en base de vapor, lo que posibilita ciclos de colado de forma diaria; su fabricación se realiza con un fuerte control de calidad. Las vigas ASSHTO se usan en puentes de senderos y pasos a desnivel, salvando barrancas, vías de ferrocarril, ríos, etc.

A causa de las dimensiones es posible llevar a cualquier lugar lo cual da una ventaja de ahorro del tiempo en la obra.

La AASHTO especifica espesores mínimos para vigas que son típicas prefabricadas en este caso:

- a. Ala superior, espesor que no sea inferior de 50 mm.
- b. Ala inferior, espesor que no sea inferior de 125 mm

También indica que el espesor del alma para una viga de concreto pretensado no será inferior a 125 mm. (AASHTO LRFD BRIDGE, 2012)

3.4.2.3 Vigas postensadas tipo AASHTO

A diferencia del pretensado el postensado es un método de presforzado en donde el tendón que va dentro de unos conductos es tensado después de que el concreto haya alcanzado una resistencia inicial, los cables se los introduce mediante ductos pasantes.

Para esta forma de vigas el sistema postensado consistirá en:

1. Se colocan conductos huecos en la posición donde irá el acero de presfuerzo, estos ductos se fijan con alambres para que no ocurra movimientos de acero durante el vaciado
2. Luego del vaciado se procede a colocar los cables cuando el concreto haya logrado el soporte requerido
3. El acero se ancla mediante de gatos hidráulicos
4. Al inicio el acero no está adherido pero se puede inyectar una lechada en los conductos después de haber tensado los cables ya que esto mejorara el comportamiento de la deflexión y resistencia ultima
5. generalmente siempre se le da una forma de curva parabólica ya que reduce el esfuerzo inducido en los apoyos por el acero de presfuerzo, esta configuración mejora la excentricidad del acero de presfuerzo.

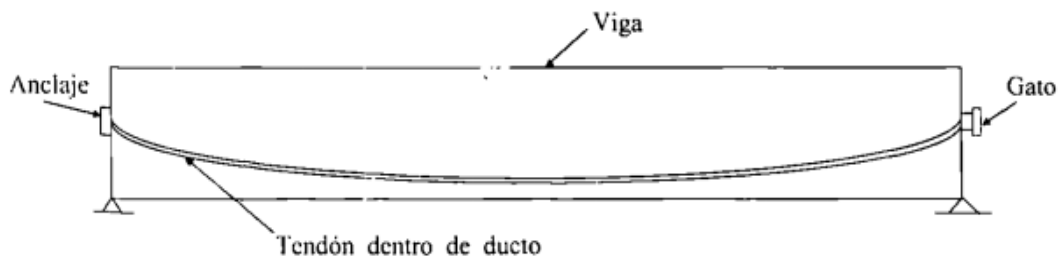


Figura 3.10 Esquema de distribución de cable de presfuerzo, en vigas postensadas (Tomado de Navarro, 2008)

Para vigas de concreto postensado la ASSHTO especifica espesores mínimos para:

- a. Ala superior, espesor no sea inferior a 50 mm.
- b. Ala inferior, espesor no sea inferior a 125 mm.

También indica que espesor del alma para una viga de concreto pretensado no sea inferior a 165 mm. (ASSHTO LRFD BRIDGE, 2012)

CAPÍTULO IV

PARÁMETROS DE DISEÑO Y CONTROL DE CALIDAD

4.1 Especificaciones de Diseño

Para el estudio de las vigas del paso peatonal se tomó en consideración las siguientes Normas Técnicas y Especificaciones:

- *AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, Sexta Edición, 2012.*

4.2 Materiales

Como se mencionó en el capítulo 2.3 los componentes principales para la elaboración del concreto presforzado son el acero de presfuerzo

(cables o torones) y el concreto que tiene una resistencia alta a compresión. Todo material usado para la elaboración del hormigón son los áridos finos y gruesos estos deber ser los más óptimos para lograr que el concreto sea de alta calidad, el agua es otro componente del hormigón que debe ser tomado en cuenta ya que el uso de agua no potable puede reducir la resistencia del hormigón.

4.2.1 Control de Calidad

Los procedimientos de control de calidad de hormigón pretensado se ejecutan a través de las acciones de supervisión o inspección, teniendo estas actividades como objetivo principal comprobar que la estructura cumplan con las normas y reglamentos vigentes de construcción.

Los elementos prefabricados de hormigón deben cumplir con las tolerancias de ubicación, alineamiento, dimensiones y otras especificadas. El hormigón siempre debe cumplir con las especificaciones del ACI 301-S10.

4.2.1.1 Hormigón

Es un material compuesto utilizado en la construcción y está compuesto principalmente por un aglomerante que generalmente es el

cemento portland al que se lo mezcla con áridos (agregado grueso y fino), agua y aditivos específicos.

4.2.1.1.1 CEMENTO

El cemento debe cumplir con cualquiera de las siguientes especificaciones NTE INEN 152, 490 o 2380. Para los ensayos de laboratorio se debe tener una muestra de cemento representativa de todo el lote y se la obtiene siguiendo las recomendaciones del procedimiento NTE INEN 153.

Cuando el cemento se entrega a granel, se debe tomar una muestra con un tubo muestreador ranurado o directamente de la compuerta de descarga. Si se toman varias muestras de cemento, las cantidades a obtener deben ser mayores a 5 kg. Por ejemplo si la entrega del cemento es en sacos hay que tomar la muestra de 5 kg de un saco cualquiera.

La muestra de cemento que se obtuvo debe ser colocada en un recipiente metálico, que sea hermético, que este limpio y seco para evitar variaciones en los resultados. (NTE INEN, 2011)

El recipiente donde se colocó la muestra debe ser identificado con fecha, obra, supervisor, nombre de quien tomó la muestra, número de carro o lote,

marca del cemento, cantidad de cemento representada por la muestra, temperatura y otras que sean necesarias según el caso.

Durante el transporte del cemento se debe verificar y examinar que el material no presente signos de deterioro, contaminación o exposición a la humedad. Se deberá ensayar nuevamente el cemento si la entrega es a granel y ha permanecido almacenado por más de 6 meses. (NTE INEN, 2011)

4.2.1.1.2 ÁRIDOS

Para los áridos es necesario realizar ensayos para su aprobación o rechazo. Los áridos empleados en la construcción de estructuras de hormigón deben cumplir con la especificación NTE INEN 872 ó ASTM C33. Los áridos empleados para la fabricación de hormigón estructural ligero deben cumplir con la especificación ASTM C330.

El árido fino y grueso para hormigón debe ser limpio, duro, sano y durable, con una distribución granulométrica que se mantenga razonablemente uniforme durante toda la producción. La presencia de sustancias nocivas como: terrones de arcilla, partículas desmenuzables, partículas menores a 75µm, carbón, lignito y chert se encuentran limitadas dependiendo del uso

que tendrá el hormigón. Los requisitos y ensayos a ejecutar para que los áridos cumplan con los requisitos para su aceptación se muestran en el documento NTE INEN 872 ó ASTM C33.

El muestreo de los áridos debe ejecutarse de acuerdo al procedimiento NTE INEN 695 ó ASTM D75, se debe tomar una muestra representativa del material, de tal manera que no se presente reclamo alguno al momento de decidir si se acepta o rechaza dicho material. (NTE INEN, 2011)

Cuando se requieran muestras mayores de los áridos, se debe realizar un cuarteo previo al ensayo en el laboratorio y de acuerdo a lo descrito en NTE INEN 2566 ó ASTM C702.

Cuando la medición de los áridos para fabricar hormigón se realizara por volumen, se deberá establecer si la base de medida corresponde a un volumen suelto húmedo, suelto seco o varillado seco y se debe determinar el factor de abultamiento con la siguiente ecuación:

En donde:

$$Fa = \frac{M_{VSSS}}{M_V SH - P_h SH} \quad \text{Ec (4.1)}$$

Fa factor de abultamiento, número de metros cúbicos de árido húmedo suelto que corresponde a 1 metro cubico de árido seco varillado.

Mv SSS: masa volumétrica del árido varillado y superficialmente seco.

Mv SH: masa volumétrica del árido suelto húmedo.

Ph SH: peso de la humedad superficial en volumen unitario de árido suelto húmedo. (NTE INEN, 2011)

4.2.1.1.3 ARIDO FINO

El árido fino puede consistir en arena natural, arena de trituración, o una mezcla de ambas. En la tabla V se muestra los límites de la granulometría del árido fino según la Norma INEN 696.

Tabla V. Requisitos de gradación del árido fino

| TAMIZ INEN | PORCENTAJE QUE PASA |
|-------------------|---------------------|
| 9,5 mm | 100 |
| 4,75 mm | 95 a 100 |
| 2,36 mm | 80 a 100 |
| 1,18 mm | 50 a 85 |
| 600 μm | 25 a 60 |
| 300 μm | 10 a 30 |
| 150 μm | 2 a 10 |

Hay casos donde el árido fino no cumple con el requisito granulométrico y de módulo de finura pero este material puede ser utilizado siempre y cuando las mezclas de prueba preparadas con este árido presenten pequeñas cantidades de impurezas y que cumplan con los requisitos la condición de que la resistencia a los 7 días no debe ser menor a 95%. (NTE INEN, 2011)

Sustancias perjudiciales

Los áridos finos deben estar libres de la presencia de impurezas. La cantidad de sustancias perjudiciales presentes no debe exceder los límites que se especifican en la Tabla VI.

Tabla VI. Límites para las sustancias perjudiciales en el árido fino

| SUSTANCIA PERJUDICIAL | PORCENTAJE MAXIMO EN MASA | METODO DE ENSAYO |
|--|---------------------------|------------------|
| <i>Material más fino que el tamiz INEN 75 μm (ver nota 1):</i> | | |
| a) Para hormigón sometido a abrasión | 3 | INEN 697 |
| b) Para cualquier otro hormigón | 5 | |
| Terrones de arcilla y partículas desmenuzables | 3 | INEN 698 |
| Partículas livianas (carbón y lignito) | | |
| a) Cuando la apariencia superficial del hormigón es de importancia | 0,5 | INEN 699 |
| b) Para cualquier otro hormigón | 1,0 | |
| Cloruros como Cl | | |
| a) Para hormigón simple | 1 | INEN 865 |
| b) Para hormigón armado | 0,4 | |
| c) Para hormigón preesforzado | 0,1 | |
| Sulfatos, como SO_4 | 0,6 | INEN 865 |
| Partículas en suspensión después de 1 h de sedimentación | 3 | INEN 864 |

4.2.1.1.4 ARIDO GRUESO

El árido grueso consiste en grava, grava triturada, piedra triturada o una mezcla de éstas, que cumplan con los requisitos de esta norma. La granulometría del árido grueso, determinada según la Norma INEN 696, para ser considerado como árido grueso de un cierto grado, debe estar comprendida dentro de los límites que para dicho grado se especifican en la Tabla que se presenta a continuación. (NTE INEN, 2011)

Tabla VII. Requisitos de gradación del árido

| (1) TAMIZ INEN (aberturas cuadradas) (mm) | PORCENTAJE EN MASA QUE DEBE PASAR POR LOS TAMICES INEN INDICADOS EN LA COLUMNA (1) PARA SER CONSIDERADO COMO ÁRIDO GRUESO DE GRADO: | | | | | | | | | |
|---|--|--------------|--------------|----------------|----------------|--------------|----------------|---------------|--------------|--------------|
| | 90 - 37,5 mm | 63 - 37,5 mm | 53 - 4,75 mm | 37,5 - 4,75 mm | 26,5 - 4,75 mm | 19 - 4,75 mm | 13,2 - 4,75 mm | 9,5 - 2,36 mm | 53 - 26,5 mm | 37,5 - 19 mm |
| 106 | 100 | | | | | | | | | |
| 90 | 90 - 100 | | | | | | | | | |
| 75 | 100 | | | | | | | | 100 | |
| 63 | 25 - 60 | 90 - 100 | 100 | | | | | | 90 - 100 | 100 |
| 53 | 35 - 70 | 95 - 100 | 95 - 100 | 100 | | | | | 35 - 70 | 90 - 100 |
| 37,5 | 0-15 | 0-15 | 35 - 70 | 95 - 100 | 95 - 100 | 100 | | | 0-15 | 20 - 55 |
| 26,5 | 0-5 | 0-5 | 10 - 30 | 35-70 | 25 - 60 | 90-100 | 100 | | 0-15 | 0-15 |
| 19 | | | 10 - 30 | | | | 90 - 100 | | 0-5 | |
| 13,2 | | | | | | | | 100 | | |
| 9,5 | | | | | | | | 85 - 100 | | 0-5 |
| 4,75 | | 0-5 | | 0-5 | 0-10 | 0-10 | 0-15 | 10-30 | | |
| 2,36 | | | | | 0-5 | 0-5 | 0-5 | 0-10 | | |
| 1,18 | | | | | | | | 0-5 | | |

Sustancias perjudicial

Los áridos gruesos al igual que los finos deben estar libres de impurezas, para que den las mejores condiciones al hormigón. La cantidad de sustancias perjudiciales presentes no debe exceder los límites que se especifican en la Tabla VIII.

Tabla VIII. Límites para las sustancias perjudiciales en el árido grueso

| SUSTANCIA PERJUDICIAL | PORCENTAJE MÁXIMO EN MASA | METODO DE ENSAYO |
|--|---------------------------|----------------------|
| Terrones de arcilla y partículas desmenuzables. a) Para hormigón sometido a abrasión b) Para cualquier otro hormigón | 5 10 | INEN 898 |
| Material más fino que el tamiz INEN 75 µm: (ver nota 2) a) Para hormigón sometido a abrasión b) Para cualquier otro hormigón | 1 1 | INEN 897 |
| Partículas livianas (carbón y lignito) a) Para hormigón sometido a abrasión b) Para cualquier otro hormigón | 0,5 1 | INEN 899 |
| Resistencia a la abrasión: a) Para hormigón sometido a abrasión b) Para cualquier otro hormigón | 50 50 | INEN 860 INEN 861 |
| Resistencia a la disgregación (Pérdida de masa después de 5 ciclos de inmersión y secado) a) Si se utiliza sulfato de magnesio b) Si se utiliza sulfato de sodio | 18 12 | INEN 863 |

4.2.1.1.5 AGUA

Para obtener un hormigón de buena calidad es necesaria agua que sea apta para el consumo humano.

Cuando existen dudas sobre la calidad del agua se deben aplicar los siguientes criterios:

1. Que la resistencia a la compresión de cubos de mortero ensayados de acuerdo con la norma NTE INEN 488 ó ASTM C109 y fabricados con el “agua dudosa” sea por lo menos el 90% de la resistencia a la compresión de cubos de mortero fabricados con agua aceptable para hacer hormigón, comparados a la edad de 7 días.

2. Que la desviación del testigo en el ensayo de tiempo de fraguado ejecutado en concordancia con la norma ASTM C191, se encuentre dentro del rango de 1 hora antes hasta 1 hora 30 minutos después. (NTE INEN , 2009)

4.2.1.2 CONTROL POR RESITENCIA

Para poder efectuar el control de calidad por resistencia es necesaria la preparación de probetas con las características que dependen del tipo de ensayo que se va a realizar. Para ensayos de resistencia se utilizan probetas cilíndricas con $H = 2D$, siendo h la altura y D el diámetro de la probeta, para ensayos donde el hormigón es de mayor resistencia, las probetas son de 100 mm de diámetro, y 200 mm de altura.

De acuerdo con el ACI 318(5.6.2.1) es necesario haber no menor de un ensayo por día por cada día de hormigonado.

Cuando la cantidad total de una clase determinada de hormigón sea menor que 38 m³ y se tenga una evidencia de que la resistencia es satisfactoria, no se necesita ensayos de resistencia. Las probetas cilíndricas deben ensayarse de acuerdo a la norma ASTM C39M (INEN 1573) Método de ensayo de resistencias a la compresión, las probetas primaticas o vigas para ensayos de resistencia a la tracción por flexión deben ensayarse de acuerdo a la norma ASTM C 78 que sería el método de ensayo de resistencia a la flexión usando una viga simple con carga en los tercios. Las vigas deben girarse para que las cargas se apliquen a una de las caras laterales y debe ser lo más rápido posible luego de que se las retira del ambiente húmedo ya

que las superficies secas en las vigas generaran menor resistencia. (NTE INEN 0. , 2011)

La velocidad de aplicación de la carga debe estar entre 0,86 y 1,21 MPa/min.

El módulo de rotura debe cuantificarse mediante la siguiente ecuación:

$$MR = PL / bd^2 \quad Ec (4.2)$$

P = Carga aplicada por la prensa, en kN

L = Distancia entre apoyos de la viga, en mm

b = Ancho de la viga, en mm

d = Altura de la viga, en mm

MR = Modulo de Rotura en MPa.

También se podría determinar de forma indirecta, la resistencia del hormigón a la tracción por flexión, con el uso de probetas cilíndricas que se someten a rotura por tracción indirecta mediante compresión diametral, este

ensayo se conoce como Prueba Brasileña donde se puede determinar el valor de la tracción indirecta que se puede correlacionar con el modulo de rotura por flexo-tracción (MR). Una buena correlación entre en la valor de tracción indirecta y el módulo de rotura permite usar probetas cilíndricas que son mucho más manejables que las vigas.

| Adam M. Neville | American Concrete Institute | Burg y Ost (1992) |
|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| $f_t = 0,3 \cdot (f_c)^{2/3}$ | $MR = 0,392 \cdot (f_c)^{2/3}$ | $f_t = 0,61 \cdot (f_c)^{0,5}$ |
| $MR = 1,333 \cdot (f_t)$ | | |
| $MR = 0,399 \cdot (f_c)^{2/3}$ | | |

Límites mínimos de Aceptabilidad.-

Dependiendo del tipo de obra, se acepta que en un cierto porcentaje de ensayos tengan resistencias menores de diseño, y en la mayoría de estos casos se acepta solo el 1% por debajo de la resistencia que se ensayó.

(NTE INEN, 2011)

4.2.1.3 ACERO DE PRESFUERZO (Torones)

El acero de presfuerzo es un acero de alto carbono, en forma de alambres sin recubrimiento, sometido a esfuerzo, el cual después de enfriarse, se le aplica un tratamiento térmico continuo, para eliminar los esfuerzos internos, y obtener ciertas propiedades y características. Los torones se clasifican en grados 176 (250 ksi) y grado 190 (270 ksi) y son de baja relajación. Todo el acero de presfuerzo deberá cumplir con las especificaciones de las normas ASTM A-416, y ASTM A-421. De la misma manera las barras, se clasifican en grado 150 (10,500 kg/m²) o especial de grado 160 (11,250 kg/m²) y deberán cumplir con las normas ASTM A722 y ASTM A615. (Vazquez, 2012)

El Torón de Prefuerzo es usado en sistemas constructivos más eficientes, técnica y económicamente de la industria de la construcción. El proceso de fabricación es altamente tecnificado, ya que se toman las medidas respectivas para una excelente calidad desde la fundición de la materia prima hasta el producto terminado. Previo al proceso de formación del torón, se debe contar con las características óptimas, tanto mecánicas como químicas, del acero requerido para su fabricación.

En las operaciones de soldadura o calentamiento del acero de pretensado se deben realizar con extremo cuidado de tal manera que no se someta a temperaturas excesivas, chispas de soldadura o descargas eléctrica para evitar una futura al acero, para evitar variaciones en la características del elemento. El torón es un trenzado con 6 alambres sobre uno central los cuales se unidos entre si aseguran la unión. Para lograr los mejores resultados en elasticidad y tenacidad, el torón es sometido a tratamientos térmicos de baja relajación y relevado de esfuerzos, garantizando así un elemento de alta calidad. En las operaciones de soldadura o calentamiento en la proximidad de acero de pretensado se deben realizar de tal manera que no se someta al acero de pretensado a temperaturas excesivas, chispas de soldadura o descargas eléctricas.

4.3 CARGAS CONSIDERADAS PARA EL DISEÑO

Para el diseño de los diversos elementos que conforman los Pasos Peatonales se tomó en cuenta la norma **AASHTO LRFD 2012**.

Para el diseño de los elementos de la superestructura, se tomó en cuenta las siguientes cargas:

- **Carga Permanente:** Peso propio de las vigas, diafragmas, losa y bordillos.
- **Carga Viva** Proveniente de la carga de peatones sobre las aceras.
- **Cargas de Presfuerzo**

4.3.1 CARGAS PERMANENTES

En las cargas permanentes se incluyen los pesos propios de todos los componentes de la estructura, se la conoce como carga muerta.

La carga permanente deberá incluir el peso propio de todos los componentes de la estructura, accesorios e instalaciones de servicio unidas a la misma, superficie de rodamiento, futuras sobrecapas y ensanchamientos previstos. (ASSHTO LRFD BRIGDE, 2012)

La carga muerta se refiere a toda la carga que es producida por el peso propio de la estructura como tal, en este caso, la carga muerta se refiere a todo el hormigón, acero de refuerzo y acero de pretensado que conformarán la estructura del puente. Esta carga se calcula a partir de las secciones, el

volumen de cada material y la densidad específica de cada uno de los materiales. Así se calcula el peso de toda la estructura y por ende la carga que la misma estructura produce. Se llama así ya que es una carga permanente que siempre está presente en la etapa de servicio de una estructura. Para este diseño se considerarán las cargas muertas:

- DC: que será la carga muerta producida por la estructura como tal, todo lo que se refiere a la estructura principal del puente ya sea en la superestructura o la infraestructura.
- DW: será la carga muerta de los elementos que están presentes siempre pero que no son parte estructural del puente, en este caso el asfalto, veredas y pasamanos del puente.

Para las cargas permanentes se pueden utilizar las densidades especificadas en la Tabla VIII, la misma que contiene un listado densidades tradicionales. La densidad de los materiales granulares depende de su grado de compactación y del contenido de agua. La densidad del hormigón depende fundamentalmente de la densidad de los agregados, la cual varía según la ubicación geológica y aumenta con la resistencia a la compresión del hormigón. (ASSHTO LRFD BRIGDE, 2012)

Tabla IX. Densidades tradicionales.

| Material | | Densidad (kg/m ³) |
|--|--|-------------------------------------|
| Aleaciones de aluminio | | 2800 |
| Superficies de rodamiento bituminosas | | 2250 |
| Hierro fundido | | 7200 |
| Escoria | | 960 |
| Arena, limo o arcilla compactados | | 1925 |
| Hormigón | Agregados de baja densidad | 1775 |
| | Agregados de baja densidad y arena | 1925 |
| | Densidad normal con $f'_c \leq 35$ MPa | 2320 |
| | Densidad normal con $35 < f'_c \leq 105$ MPa | $2240 + 2,29 f'_c$ |
| Arena, limo o grava sueltos | | 1600 |
| Arcilla blanda | | 1600 |
| Grava, macadán o balasto compactado a rodillo | | 2250 |
| Acero | | 7850 |
| Sillería | | 2725 |
| Madera | Dura | 960 |
| | Blanda | 800 |
| Agua | Dulce | 1000 |
| | Salada | 1025 |
| Elemento | | Masa por unidad de longitud (Kg/mm) |
| Rieles para tránsito, durmientes y fijadores por vía | | 0,30 |

4.3.2 CARGAS VIVAS

La carga viva se refiere a toda la carga vehicular o peatonal que circule por el puente, esta carga está definida como una carga distribuida, en este caso solo se considerara la carga viva de 4.1×10^{-3} MPA que propone el ASSHTO LRFD 2012 para puentes peatonales

4.3.3 CARGA DE PREFUERZO

Cuando los cables se pasan y se tensan, estas fuerzas se convierten en un estado de cargas adicional sobre la estructura dado que estas fuerzas axiales generan momentos sobre la estructura y es un estado de carga para el cual el resto de la estructura debe estar diseñada. Los momentos y cargas axiales generados por los cables de pretensado o postensado pueden ser muy importantes.

4.3.4 COMBINACIONES DE CARGA

Para las cargas definidas anteriormente, los coeficientes de mayoración correspondientes al estado límite RESISTENCIA 1, según la norma AASHTO, son:

- $DC = 1;25$
- $DW = 1;50$

En estado final: $LL = 1.75$; para cargas vivas de construcción: $LL = 1.50$

CAPÍTULO V:

METODOLOGÍA DE DISEÑO DE

VIGAS PRESFORZADAS

5.1. Diseño a flexión de vigas presforzadas

5.1.1. Fundamentos para el diseño a flexión

El diseño de vigas de hormigón presforzado se realiza mediante la consideración de los Estados Límites. Si se esquematiza el comportamiento de una viga en las diferentes etapas de su construcción mediante una curva carga – deformación, figura 5.1, se pueden establecer los puntos en los cuales se basa el diseño de una viga de Hormigón Presforzado.

Cuando se presfuerza una viga se induce un combeo hacia arriba δ_{pi} (negativo), y al actuar el peso propio del elemento provoca un combeo hacia abajo δ_o (positivo), esto en una condición de simplemente apoyada. Si las pérdidas se producen en este estado, P_i que es la fuerza de presfuerzo inicial, al ocurrir estas pérdidas, se transforma en una fuerza de presfuerzo efectiva P_e . El estado de descarga se encuentra definido por la acción resultante del peso propio y la fuerza de presfuerzo efectiva.

Los diagramas de esfuerzo en la sección crítica, se los tiene graficados junto a las curvas en cada etapa considerada.

El comportamiento de la viga en las primeras etapas es de manera elástica, produciéndose así un diagrama de esfuerzos lineal, en el cual se pueden apreciar esfuerzos de tracción en la fibra superior y esfuerzos de compresión en la fibra inferior de la viga.

Posteriormente la viga recibe la carga muerta adicional aumentando la deflexión positiva hacia abajo δ_d . En este estado la deformación neta de la viga generalmente es hacia arriba.

Una vez la viga entra en servicio recibe la carga viva (δ_l) produciéndose de esta manera la deflexión positiva. Con una porción de esta carga se puede

llegar al estado de balance, donde la deflexión es nula y se tiene una distribución constante de esfuerzos de compresión.

A medida que se incrementa la carga viva se llega al estado de descompresión, donde se tienen esfuerzos de compresión en la fibra superior y el esfuerzo en la fibra inferior de la sección es cero. Al incrementarse la carga aparecen esfuerzos de tracción en la fibra inferior del elemento hasta alcanzar el módulo de ruptura del hormigón (f_r), empezando así el estado de agrietamiento; la viga sigue comportándose de una manera elástica hasta más allá de este estado definiéndose así el rango de carga de servicio entre el límite de elasticidad y el estado de descompresión.

Después de ocurrido esto la viga se comporta de una manera plástica, aumentando así su intensidad con el aumento de la carga hasta que el acero de presfuerzo empieza a fluir o el hormigón llega a la deformación de aplastamiento, mediante esto se define el estado de sobrecarga. La viga sufre un comportamiento muy plástico hasta alcanzar la falla. Cabe destacar que en este punto la viga se comporta de una manera similar a una viga de hormigón armado.

Al observar la curva 5.1, se puede apreciar el comportamiento plástico y elástico de la viga, hallándose los *Estados Límites de Servicio* (ELS) cuando la viga llega a la carga de servicio. Cuando la viga llega al comportamiento plástico se definen los *Estados Límites Últimos* (ELU). (Villavicencio, 2013)

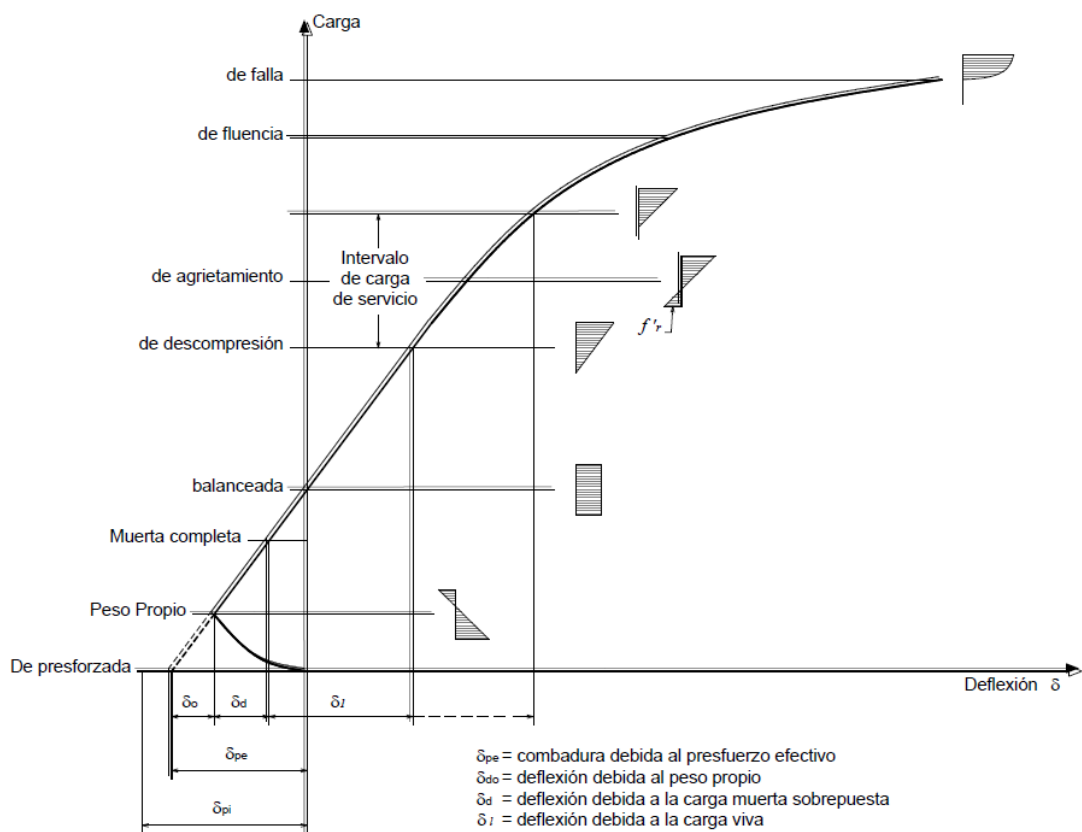


Figura 5.1. Curva carga – deflexión para una viga típica (Tomado de Villavicencio, 2013)

Para el diseño de un elemento de hormigón pretensado se debe realizar dos verificaciones:

- a. Considerar los Estados Límites propuestos por la norma “*AASHTO LRFD 2012*” para elementos presforzados, en la cual se debe verificar que el nivel de los esfuerzos producidos por las acciones externas se encuentren por debajo de los esfuerzos admisibles para los estados de carga: en transferencia, servicio, por pretensado y carga permanente, por carga viva y la mitad de las cargas permanentes y servicio III, las cuales se destacan a continuación:

- l) Por Transferencia: En este estado se tienen tensiones producidas por el pretensado y por el peso propio de la viga. De esta manera:

$$\sigma_1 = -\frac{P_i}{A} + \frac{P_i e_c}{S_1} - \frac{M_o}{S_1} \quad \text{Ec. 5.1}$$

$$\sigma_2 = -\frac{P_i}{A} - \frac{P_i e_c}{S_2} + \frac{M_o}{S_2} \quad \text{Ec. 5.2}$$

Dónde:

- P_i : Presfuerzo inicial luego de ocurridas las pérdidas inmediatas
- e_c : excentricidad de los cables de pretensado.

- S_1 y S_2 : módulos de sección de la viga para las fibras superior e inferior, respectivamente.
- M_o : momento por peso propio de la sección de la viga.

Las tensiones admisibles para este caso son los descritos en el punto 5.1.2.1 para el estado de antes que se presenten las pérdidas.

- II) En servicio: Para este estado se hacen las verificaciones las tensiones por compresión producidas por todas las cargas. De esta manera:

$$\sigma_1 = -\frac{P_e}{A} + \frac{P_e e_c}{S_1} - \frac{M_o}{S_1} - \frac{M_{losa}}{S_1} - \frac{(M_{otros} + M_L)(h - y_{2comp})}{I_{comp}} \quad \text{Ec. 5.3}$$

$$\sigma_2 = -\frac{P_e}{A} - \frac{P_e e_c}{S_2} + \frac{M_o}{S_2} + \frac{M_{losa}}{S_2} + \frac{(M_{otros} + M_L)}{S_{2comp}} \quad \text{Ec. 5.4}$$

$$\sigma_{1losa} = -\frac{(M_{otros} + M_L)}{S_{1comp}} \frac{E_c}{E_{closa}} \quad \text{Ec. 5.5}$$

Dónde:

- P_e : Fuerza de presfuerzo después de ocurridas las pérdidas.
- M_{losa} : momentos producidos por el peso propio de la losa.
- M_{otros} : momentos producidos por otras cargas permanentes (barandas, parapetos, pavimentos).
- M_L : momentos por carga viva.

- h : altura de la viga en sección simple.
- y_{2comp} : distancia del fondo al centro de gravedad de la viga en sección compuesta.
- I_{comp} : inercia de la sección compuesta.
- S_{2comp} y S_{1comp} : módulo de sección de la viga compuesta para las fibras inferior y superior, respectivamente.
- E_c y E_{Closa} : módulos de elasticidad de la viga y losa, respectivamente.

Las tensiones admisibles para este caso son los descritos en el punto 5.1.2.1 para los esfuerzos en compresión de antes que se presenten las pérdidas.

III) Por pretensado y carga permanente: Para este estado se hacen las verificaciones de las tensiones por compresión producidas por las cargas permanentes. De esta manera:

$$\sigma_1 = -\frac{P_e}{A} + \frac{P_e e_c}{S_1} - \frac{M_o}{S_1} - \frac{M_{losa}}{S_1} - \frac{M_{otros}(h-y_{2comp})}{I_{comp}} \quad \text{Ec. 5.6}$$

$$\sigma_2 = -\frac{P_e}{A} - \frac{P_e e_c}{S_2} + \frac{M_o}{S_2} + \frac{M_{losa}}{S_2} + \frac{M_{otros}}{S_{2comp}} \quad \text{Ec. 5.7}$$

$$\sigma_{1losa} = -\frac{M_{otros}}{S_{1comp}} \frac{E_c}{E_{Closa}} \quad \text{Ec. 5.8}$$

Las tensiones admisibles para este caso son:

- Tensión de compresión en la viga: 0.45 f_c .
- Tensión de compresión en la losa: 0.45 $f_{c\text{llosa}}$.

IV) Por carga viva y la mitad de las cargas permanentes y de pretensado: En este caso, se revisan las tensiones por compresión producidas por la totalidad de las cargas vivas y por la mitad del efecto de las cargas de pretensado y cargas permanentes. De esta manera:

$$\sigma_1 = -\frac{P_e}{2A} + \frac{P_e e_c}{2S_1} - \frac{M_o}{2S_1} - \frac{M_{\text{llosa}}}{2S_1} - \frac{(0.5M_{\text{otros}}+M_L)(h-y_{2\text{comp}})}{I_{\text{comp}}} \quad \text{Ec. 5.9}$$

$$\sigma_{1\text{llosa}} = -\frac{(0.5M_{\text{otros}}+M_L)}{S_{1\text{comp}}} \frac{E_c}{E_{c\text{llosa}}} \quad \text{Ec. 5.10}$$

Las tensiones admisibles para este caso son:

- Tensión de compresión en la viga: 0.40 f_c .
- Tensión de compresión en la losa: 0.40 $f_{c\text{llosa}}$.

- V) Servicio III: En el estado límite, se revisan las tensiones de tracción producidas por todas las cargas. De esta manera:

$$\sigma_2 = -\frac{P_e}{A} - \frac{P_e e_c}{S_2} + \frac{M_o}{S_2} + \frac{M_{losa}}{S_2} + \frac{(M_{otros} + 0.8M_L)}{S_{2comp}} \quad \text{Ec. 5.11}$$

La tensión admisible la obtenemos de la tabla X que se presenta más adelante.

- b. Debido al incremento de las acciones de las cargas externas o a la reducción de la resistencia límite de los materiales, se debe verificar la seguridad respecto a la rotura por resistencia última considerando el Estado Límite Ultimo.

Las dos condiciones de diseño descritas deben ser verificadas independientemente, aunque la primera condición es la que define la sección del elemento y la segunda se verifica posteriormente.

5.1.2. Diseño a flexión por esfuerzos admisibles

Para diseñar una viga de hormigón presforzado hay que determinar tres elementos primordiales que son: la sección del elemento, la fuerza de presfuerzo y la excentricidad. Estos elementos se deberán escoger de tal manera que los esfuerzos producidos no excedan los límites especificados por la norma.

Es práctico realizar un proceso sistemático, escogiendo una sección de viga y encontrando la fuerza de presfuerzo, de manera que los esfuerzos inducidos a la viga se aproximen, tan cerca como sea posible, a los esfuerzos límites, en el estado de carga que controla al diseño. (Villavicencio, 2013)

La siguiente notación es por la cual identificaremos a los esfuerzos límites:

f_{ci} = Esfuerzo de compresión permisible, inmediatamente después de la transferencia.

f_{ti} = Esfuerzo de tracción permisible, inmediatamente después de la transferencia.

f_{cs} = Esfuerzo de compresión permisible, bajo cargas de servicio, una vez ocurridas todas las pérdidas.

f_{ts} = Esfuerzo de tracción permisible, bajo cargas de servicio, una vez ocurridas todas las pérdidas.

Estos valores de esfuerzos límites se establecen en especificaciones y reglamentos de diseño. En nuestro medio se tiene el reglamento del American Concrete Institute (ACI 318) el cual cubre el diseño y construcción de hormigón estructural en edificaciones; y el *Standard Specifications For Highway Bridges – American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO), el mismo que norma el diseño de puentes y carreteras.

5.1.2.1. Esfuerzos admisibles de acuerdo al AASHTO LRFD 2012

Acero de Presfuerzo

La tensión en los tendones debida al pretensado o en el estado límite de servicio no deberá ser mayor que los siguientes valores:

Tabla X – Límites de tensión para los tendones de pretensado
(En Norma ASSHTO Tabla # 5.9.3-1)

| Condición | Tipo de tendón | | |
|---|--|---------------------------|--|
| | Cables aliviados de tensiones y barras lisas de alta resistencia | Cables de baja relajación | Barras de alta resistencia conformadas |
| Pretensado | | | |
| Inmediatamente antes de la transferencia ($f_{pi} + \Delta f_{pES}$) | $0,70 f_{pu}$ | $0,75 f_{pu}$ | - |
| En estado límite de servicio después de todas las pérdidas (f_{ps}) | $0,80 f_{py}$ | $0,80 f_{py}$ | $0,80 f_{py}$ |
| Postesado | | | |
| Antes del acuanamiento, se puede permitir f_i a corto plazo | $0,90 f_{py}$ | $0,90 f_{py}$ | $0,90 f_{py}$ |
| En anclajes y acoplamiento inmediatamente después del acuanamiento de los anclajes ($f_{pi} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pA}$) | $0,70 f_{pu}$ | $0,70 f_{pu}$ | $0,70 f_{pu}$ |
| En el extremo de la zona de pérdida por asentamiento inmediatamente después del acuanamiento del anclaje ($f_{pi} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pA}$) | $0,70 f_{pu}$ | $0,74 f_{pu}$ | $0,70 f_{pu}$ |
| En estado límite de servicio después de las pérdidas (f_{ps}) | $0,80 f_{py}$ | $0,80 f_{py}$ | $0,80 f_{py}$ |

Hormigón

A. Esfuerzos temporales antes de ocurridas las pérdidas de presfuerzo por fluencia y retracción del hormigón, no deben exceder los siguientes valores:

Compresión:

- a. Elementos Pretensados: $0.60 f'_{ci}$
- b. Elementos Postensados: $0.60 f'_{ci}$

Tracción

Tabla XI – Límites para la tensión de tracción temporaria en el hormigón antes de las pérdidas – Elementos totalmente pretensados (en Norma ASSHTO Tabla # 5.9.4.1.2-1)

| Tipo de puente | Ubicación | Tensión límite |
|--|---|--|
| Todos los puentes, excepto los puentes construidos por segmentos | <ul style="list-style-type: none"> • En la zona de tracción precomprimida sin armadura adherente • En áreas fuera de la zona de tracción precomprimida y sin armadura auxiliar adherente • En áreas con armadura adherente (barras de armadura o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de $0.5f_y$, no mayor que 210 MPa • Para tensiones de manipuleo en pilares pretensados | <p>N/A</p> <p>$0.25 \sqrt{f'_a} \leq 1.38$ (MPa)</p> <p>$0.63 \sqrt{f'_a}$ (MPa)</p> <p>$0.415 \sqrt{f'_c}$ (MPa)</p> |
| | Tensiones longitudinales a través de uniones en la zona de tracción precomprimida | <p>$0.25 \sqrt{f'_a}$ tracción máxima (MPa)</p> <p>Tracción nula</p> |
| | <ul style="list-style-type: none"> • Uniones con armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones, la cual es suficiente para soportar la fuerza de tracción calculada a una tensión de $0.5f_y$; con tendones internos o tendones externos • Uniones sin la armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones | |
| | Tensiones transversales a través de las uniones | <ul style="list-style-type: none"> • Para cualquier tipo de unión |
| Tensiones en otras áreas | <ul style="list-style-type: none"> • Para áreas sin armadura adherente no pretensada • En áreas con armadura adherente (barras de armadura o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de $0.5f_y$, no mayor que 210 MPa | <p>Tracción nula</p> <p>$0.50 \sqrt{f'_a}$ (MPa)</p> |

B. Esfuerzos finales en la etapa de servicio, luego de ocurridas todas las pérdidas, no deben exceder de los siguientes valores:

Compresión:

Tabla XII – Límites para la tensión de compresión en el hormigón pretensado después de las pérdidas – Elementos totalmente pretensados (en Norma ASSHTO Tabla # 5.9.4.2.1-1)

| Ubicación | Tensión límite |
|--|--------------------------|
| <ul style="list-style-type: none"> • Excepto en puentes construidos por segmentos, tensión provocada por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes | $0,45 f'_c$ (MPa) |
| <ul style="list-style-type: none"> • En puentes construidos por segmentos, tensión provocada por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes | $0,45 f'_c$ (MPa) |
| <ul style="list-style-type: none"> • Excepto en puentes construidos por segmentos, tensión provocada por la sobrecarga y la semisuma de la tensión efectiva de pretensado más las cargas permanentes | $0,40 f'_c$ (MPa) |
| <ul style="list-style-type: none"> • Tensión provocada por la sumatoria de las tensiones efectivas de pretensado, cargas permanentes y cargas transitorias, y durante las operaciones de transporte y manipuleo | $0,60 \phi_w f'_c$ (MPa) |

Tracción:

Tabla XIII – Límites para la tensión de tracción en el hormigón pretensado en estado límite de servicio después de las pérdidas – Elementos totalmente pretensados (en Norma ASSHTO Tabla # 5.9.4.2.2-1)

| Tipo de puente | Ubicación | Tensión límite |
|--|---|---|
| Todos los puentes, excepto los puentes construidos por segmentos | Tracción en la zona de tracción precomprimada, suponiendo secciones no fisuradas <ul style="list-style-type: none"> • Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión leves o moderadas | $0,50 \sqrt{f'_c}$ (MPa) |
| | <ul style="list-style-type: none"> • Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión severas • Para elementos con tendones de pretensado no adherentes | $0,25 \sqrt{f'_c}$ (MPa) Tracción nula |
| | | |
| Puentes construidos por segmentos | Tensiones longitudinales a través de uniones en la zona de tracción precomprimada <ul style="list-style-type: none"> • Uniones con armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones, la cual es suficiente para soportar la fuerza de tracción longitudinal calculada a una tensión de $0,5f_y$; con tendones internos o tendones externos • Uniones sin la armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones | $0,25 \sqrt{f'_c}$ (MPa) Tracción nula |
| | Tensiones transversales a través de las uniones <ul style="list-style-type: none"> • Tracción en la dirección transversal en la zona de tracción precomprimada | $0,25 \sqrt{f'_c}$ (MPa) |
| | Tensiones en otras áreas <ul style="list-style-type: none"> • Para áreas sin armadura adherente | Tracción nula |
| | <ul style="list-style-type: none"> • En áreas con armadura adherente suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de $0,5f_y$, no mayor que 205 MPa | $0,50 \sqrt{f'_c}$ (MPa) |

5.1.2.2. Diseño de vigas con excentricidad del presfuerzo variable y constante

Caso de excentricidad variable:

Para este caso se considera que la excentricidad varía a lo largo del claro, donde la distribución de los esfuerzos de flexión en el hormigón en la sección de máximo momento se muestra en la figura 5.2. La fuerza de presfuerzo inicial P_i , una vez ocurridas las pérdidas inmediatas, produce la distribución lineal de esfuerzos 1 de la figura. Simultáneamente al presfuerzo inicial, debido al combeo hacia arriba provocado por la flexo-compresión del presfuerzo, actúa el peso propio de la viga, donde se superponen los esfuerzos de flexión debido al momento M_0 , así se tiene la primera distribución real, dada por la línea 2. Este estado inicial es el primero en considerar en el diseño, ya que los esfuerzos superior e inferior no deberán exceder a los esfuerzos permisibles de tracción inicial (f_{ti}) y de compresión inicial (f_{ci}) respectivamente. (Villavicencio, 2013)

Una vez ocurra el resto de pérdidas, se provoca una reducción gradual tanto en el esfuerzo de tracción en la fibra extrema superior Δf_1 , como en el esfuerzo de compresión en la fibra inferior Δf_2 , hasta definir la distribución de esfuerzos 3. (Villavicencio, 2013)

Conforme comience a actuar el momento por cargas muertas sobreimpuestas M_d y el momento por cargas vivas M_L , los esfuerzos por flexión debido a estos momentos se superponen a los presentes en el estado de esfuerzos 3, por lo que se produce la distribución 4. En este estado el esfuerzo de compresión en la fibra extrema superior no deberá exceder al esfuerzo permisible (f_{cs}), así como el esfuerzo de tracción en la fibra extrema inferior del esfuerzo permisible (f_{ts}). (Villavicencio, 2013)

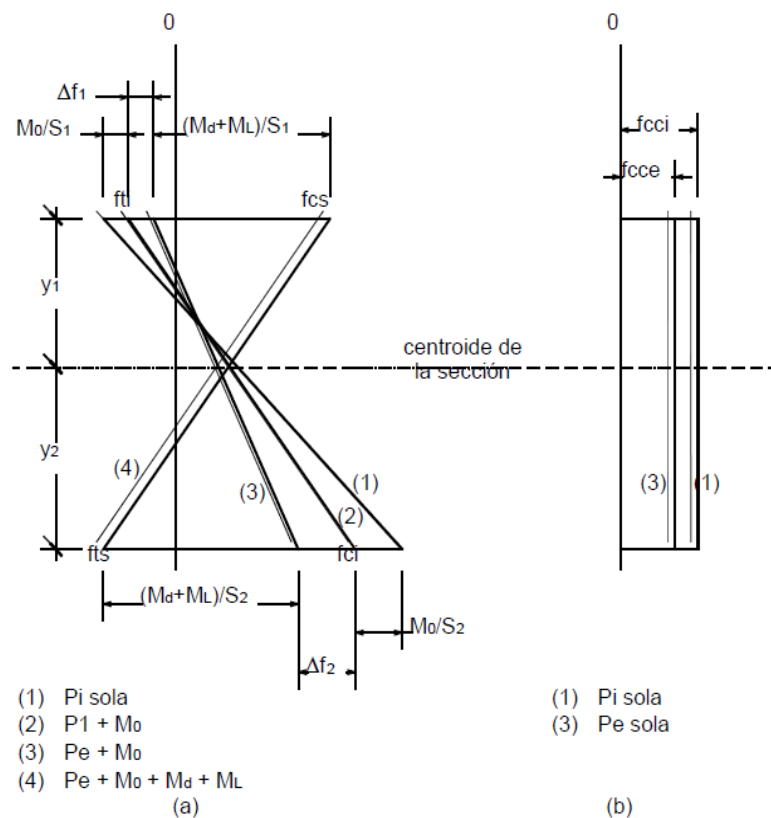


Figura 5.2. Distribución de esfuerzos de flexión para una viga de Hormigón pretensado con excentricidad variable. (a) Sección de máximo momento. (b) Sección de Apoyo (Tomado de Villavicencio, 2013)

Caso de excentricidad constante:

De acuerdo a las condiciones antes descritas, el diseño se basa en las condiciones de esfuerzos en la sección de máximo momento de la viga, donde el valor de M_o debido al peso propio es máximo. Si la fuerza de presfuerzo inicial (P_i) y su excentricidad (e_o) se mantuvieran constantes a lo largo del claro, que es la caso típico de una viga de hormigón pretensado, se tendrían esfuerzos que sobrepasan a los esfuerzos límites f_{ti} y f_{ci} en otras secciones del claro, donde M_o es menor que su máximo valor. El máximo valore de la excentricidad e_o está dado por las condiciones en los apoyos de un claro simple, donde M_o es cero. (Villavicencio, 2013)

En la figura 5.3 se muestra la distribución de los esfuerzos de flexión en los apoyos y en centro del claro para una viga con excentricidad constante. En este caso los límites de esfuerzos f_{ti} y f_{ci} no se sobrepasan cuando el momento por la excentricidad del presfuerzo actúa solo, como en los apoyos.

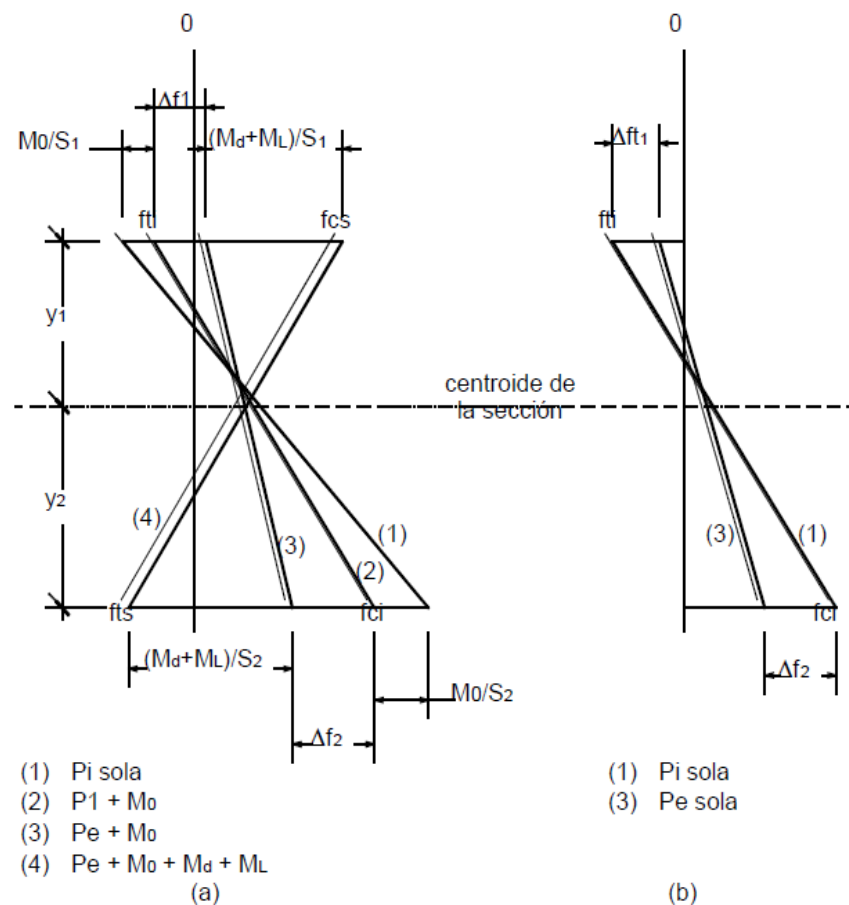


Figura 5.3. Distribución de esfuerzos de flexión para una viga de Hormigón presforzado con excentricidad constante. (a) Sección de máximo momento. (b) Sección de Apoyo (Tomado de Villavicencio, 2013)

Para ambos casos, ya sea de excentricidad constante o variable se procederá a diseñar mediante el diagrama de magnel, en el centro del claro donde se produciría la máxima excentricidad, que encierra las cuatro estados de carga para una viga presforzada. En el caso de que la fuerza de presfuerzo hallada mediante el diagrama sobrepase los estados límites en

los apoyos para una viga con excentricidad constante se procedería a determinar el número de tendones que se silenciarían para que se pueda cumplir con el criterio de los esfuerzos admisibles.

5.1.2.3. Diagrama de Magnel

El diagrama de magnel es una solución grafica que cubre las combinaciones de excentricidad y presfuerzo para los estados de cargas en servicio y en transferencia. Deben ser satisfechos cuatro límites de esfuerzos, dos en el estado de transferencia y dos en el estado de servicio en el cual se considerara una sección compuesta es decir la viga trabajando en conjunto con la losa:

$$f_{ti} \geq \frac{P_i}{Ac} \left[-1 + \frac{e_o y_1}{i^2} \right] - \frac{M_{pp}}{S_1} \quad \text{Ec. 5.12a}$$

$$-f_{ci} \leq \frac{P_i}{Ac} \left[-1 - \frac{e_o y_2}{i^2} \right] + \frac{M_{pp}}{S_2} \quad \text{Ec. 5.12b}$$

$$f_{ts} \geq \frac{RP_i}{Ac} \left[-1 - \frac{e_o y_2}{i^2} \right] + \frac{M_{pp}}{S_2} + \frac{M_{dlosa}}{S_2} + \frac{M_{otros}}{S_{2comp}} + \frac{M_l}{S_{2comp}} \quad \text{Ec. 5.12c}$$

$$-f_{cs} \leq \frac{RP_i}{Ac} \left[-1 + \frac{e_0 y_1}{i^2} \right] - \frac{M_{pp}}{S_1} - \frac{Mdlosa}{S_1} - \frac{Motros}{S_{1comp}} - \frac{Ml}{S_{1comp}} \quad \text{Ec. 5.12d}$$

Es mucho mejor trabajar la inecuación como una relación de la inversa del presfuerzo, para lo cual las inecuaciones a y b del estado de transferencia quedarían de la siguiente manera:

$$\frac{1}{Pi} \geq \frac{-1 + \frac{e_0 y_1}{i^2}}{Ac \left(f_{ti} + \frac{M_0}{S_1} \right)} \quad \text{Ec. 5.13a}$$

$$\frac{1}{Pi} \geq \frac{1 + \frac{e_0 y_2}{i^2}}{Ac \left(f_{ci} + \frac{M_{pp}}{S_2} \right)} \quad \text{Ec. 5.13b}$$

De las ecuaciones c y d, en el estado de caga de servicio se tiene:

$$\frac{1}{Pi} \geq \acute{o} \leq \frac{R \left(-1 - \frac{e_0 y_2}{i^2} \right)}{Ac \left(f_{ts} - \frac{M_{pp}}{S_2} - \frac{Mdlosa}{S_2} - \frac{Motros}{S_{2comp}} - \frac{Ml}{S_{2comp}} \right)} \quad \text{Ec. 5.14c}$$

$$\frac{1}{Pi} \leq \acute{o} \geq \frac{R \left(1 - \frac{e_0 y_1}{i^2} \right)}{Ac \left(f_{cs} - \frac{M_{pp}}{S_1} - \frac{Mdlosa}{S_1} - \frac{Motros}{S_{1comp}} - \frac{Ml}{S_{1comp}} \right)} \quad \text{Ec. 5.14d}$$

En la figura 5.4 se muestra el diagrama de magnel para las combinaciones de presfuerzo y excentricidad. El diagrama está conformado por las líneas 1 a 4 que corresponden a las inecuaciones 5.12a a 5.12d respectivamente, donde la 1 y 3 controlan que los esfuerzos en la parte superior se encuentren dentro de los límites de los esfuerzos admisibles y la 2 y 4 controlan los esfuerzos en la parte inferior. Las posibles soluciones se encuentran definidas por la intersección de las cuatro líneas.

Si se iguala la relación $1/P_i$ igual a cero, en las ecuaciones 1 y 4 se tendría:

$$e_o = -\frac{i^2}{y_1} \quad \text{Ec. 5.15}$$

$$e_o = k_2 \quad \text{Ec. 5.16}$$

Para las ecuaciones 2 y 3:

$$e_o = -\frac{i^2}{y_2} \quad \text{Ec. 5.17}$$

$$e_o = k_1 \quad \text{Ec. 5.18}$$

Siendo k_1 y k_2 los límites del núcleo central de inercia de la sección únicamente para el caso en que no se considere sección compuesta.

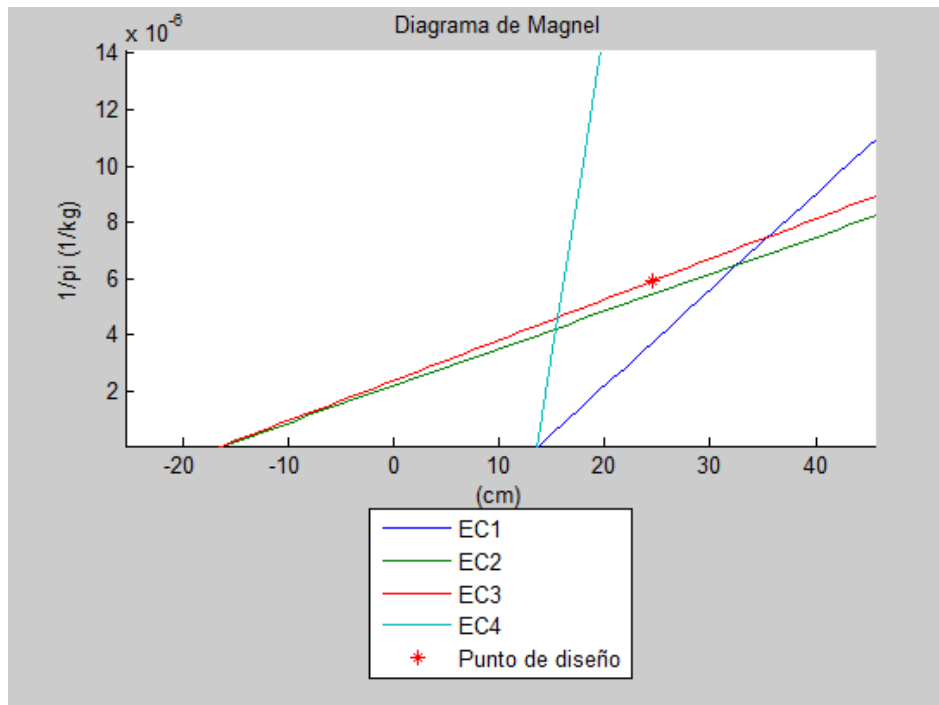


Figura 5.4. Diagrama de Magnel (Elaborado por Autores)

De acuerdo al grafico mostrado la mínima fuerza de presfuerzo para la máxima excentricidad, sin que se sobrepase de los esfuerzos admisibles, se encuentra determinado por la intersección de las líneas 1 y 3. Siendo esta combinación (mínimo presfuerzo y máxima excentricidad) la solución más deseable.

Sin embargo la excentricidad máxima en muchas ocasiones se encuentra limitada por la geometría del elemento, tal como la distancia del centroide a la fibra inferior reducida por el recubrimiento mínimo para proteger el acero

de refuerzo y el acero de presfuerzo. Consecuencia de esto la solución óptima sería la intersección de la excentricidad máxima $e_{om\acute{a}x}$ con la línea 3 (ecuación 5.14d).

Por lo general la pendiente de las líneas graficadas son positivas, pero hay casos donde la pendiente de la línea es 4 es negativa o cero para vigas T o doble T, donde no se excede el valor del esfuerzo de compresión admisible en el estado de servicio (f_{cs}) al soportar las cargas, inclusive sin necesidad de la fuerza de presfuerzo, debido al gran patín superior que tienen. Para este caso no se considera la línea 4 y la solución se define por las líneas restantes.

5.1.2.4 Variación de la excentricidad a lo largo del claro, para vigas con excentricidad variable

Empleando las ecuaciones elásticas de presfuerzo estudiadas en el capítulo 2 se pueden establecer los límites para la ubicación del cable resultante de presfuerzo en cualquier punto del claro. Los esfuerzos que se tengan en los estados de descargados y cargados se comparan con los esfuerzos límites establecidos en las normas, de tal forma que se tenga una solución para la excentricidad del cable $e_o(x)$ como una función de la distancia x a lo largo de la viga. (Villavicencio, 2013)

Se define como $e_o(x)$, $M_o(x)$ y $M_T(x)$ representan la excentricidad y los momentos en los estados de carga como función de la distancia x desde el apoyo respectivamente (Villavicencio, 2013).

Para el estado descargado, el esfuerzo en la fibra extrema superior no deberá exceder el límite f_{ti} , donde se tendría:

$$f_{ti} \geq \frac{P_i}{Ac} \left[-1 + \frac{e_o(x)y_1}{i^2} \right] - \frac{M_o(x)}{S_1} \quad \text{Ec. 5.19}$$

Para la máxima excentricidad se tendría:

$$e_o(x) \leq \frac{f_{ti}S_1}{P_i} + \frac{S_1}{Ac} + \frac{M_o(x)}{P_i} \quad \text{Ec. 5.20}$$

En el estado descargado, para la fibra extrema inferior, el esfuerzo no deberá exceder la compresión inicial límite, donde:

$$f_{ci} \leq \frac{P_i}{Ac} \left[-1 - \frac{e_o(x)y_2}{i^2} \right] + \frac{M_o(x)}{S_2} \quad \text{Ec. 5.21}$$

En el estado descargado, para la fibra extrema inferior, el esfuerzo no deberá exceder la compresión inicial límite, donde:

$$e_{o(x)} \leq -\frac{f_{ci}S_2}{P_i} - \frac{S_2}{Ac} + \frac{M_{o(x)}}{P_i} \quad \text{Ec. 5.22}$$

En el estado totalmente cargado, se definen los límites superiores para la excentricidad, donde:

$$f_{cs} \leq \frac{P_e}{Ac} \left[-1 + \frac{e_{o(x)}y_1}{i^2} \right] - \frac{M_{T(x)}}{S_1} \quad \text{Ec. 5.23a}$$

Donde:

$$e_{o(x)} \geq \frac{f_{cs}S_1}{P_e} + \frac{S_1}{Ac} + \frac{M_{T(x)}}{P_e} \quad \text{Ec. 5.23b}$$

Para el segundo límite superior se tiene:

$$f_{ts} \leq \frac{P_e}{Ac} \left[-1 - \frac{e_{o(x)}y_2}{i^2} \right] + \frac{M_{T(x)}}{S_2} \quad \text{Ec. 5.24}$$

Donde:

$$e_{o(x)} \geq -\frac{f_{ts}S_2}{P_e} - \frac{S_2}{Ac} + \frac{M_{T(x)}}{P_e} \quad \text{Ec. 5.25}$$

A partir de las ecuaciones 5.20 y 5.22 se establece el límite inferior de la excentricidad del cable resultante, así mismo, las ecuaciones 5.24 y 5.25 el límite superior. En la figura 5.5 se muestra la envolvente de los límites de la excentricidad del cable resultante de presfuerzo. (Villavicencio, 2013)

Cualquier cable resultante que sea trazado dentro de la zona sombreada será satisfactorio desde el punto de vista de los límites de esfuerzo en el hormigón. Cabe destacar que es el cable resultante el que debe caer dentro de la zona límite, los cables individuales generalmente se ubican fuera de ella.

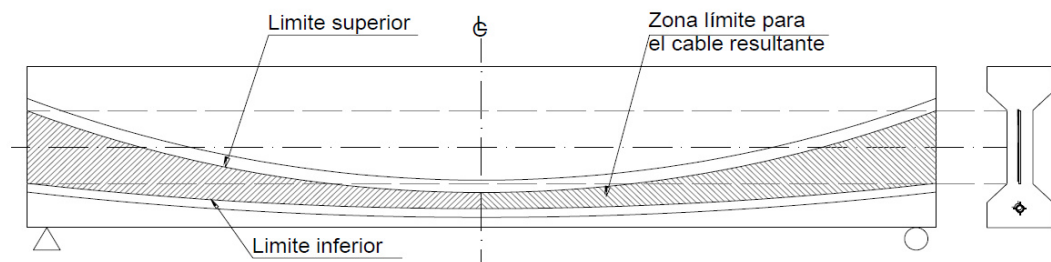


Figura 5.5. Zona límite típica para el centroide del cable resultante de presfuerzo (Tomado de Villavicencio, 2013))

En la práctica, para las vigas postensadas, se usa un perfil con un trazado parabólico o una catenaria. El ducto que contiene los cables de presfuerzo (torones o alambres) se colocan de la forma deseada y se fijan en esa posición sujetándolos al armado del alma, previo al hormigonado de la viga.

En el caso de vigas pretensadas se emplea trazados trapezoidales con cables atirantados, utilizando elemento de desvío que sujetan hacia abajo los cables de presfuerzo en el centro, en los tercios o en los cuartos del claro, y sujetan hacia a arriba en los extremos. (Villavicencio, 2013)

El cable teórico, debido a las limitaciones físicas está definido por varios cables, cada uno con distinto trazos. En el centro de la viga los cables concurren a un mismo punto definido por la máxima excentricidad y a medida que se acercan a los extremos se separan en trazados parabólicos de acuerdo a la siguiente expresión:

$$y_i = x_i^2 \frac{f}{d^2} \quad \text{Ec. 5.26}$$

Dónde:

y_i : Ordenada de cada cable, medido desde la máxima excentricidad del cable.

x_i : Abscisa de cada cable, medido desde el centro de la viga.

f : Máxima ordenada en el extremo de la viga.

d : Longitud media de la viga (L/2)

Se debe considerar las limitaciones que se presenta en la ubicación de los cables en los extremos, debido a las dimensiones de los anclajes.

5.1.3. Criterios para la selección de la sección de la viga

A diferencia de la construcción de elementos con otros materiales tales como el acero o la madera, en el hormigón presforzado se tiene la ventaja de escoger la sección óptima que se acople a las necesidades particulares de cada caso. No solamente puede variarse el peralte de la viga, sino también el espesor del alma, el ancho y espesores de los patines.

En el caso de vigas de claros pequeños, en las que la carga muerta probablemente es sólo una pequeña porción de la carga total a soportarse, elementos rectangulares pueden proporcionar la solución más económica, debido a la reducción de los costos de encofrado. La desventaja de las secciones rectangulares radica en que cuentan con una menor dimensión en su núcleo central de inercia. En el caso de claros medianos y grandes, es más eficiente el uso de secciones con patín, tales como secciones I, T o cajón, mostradas en la figura 5.6. En dichas secciones el cable resultante puede ubicarse más abajo sin que se sobrepasen los límites de esfuerzos del estado descargado. El brazo del par interno existente entre las resultantes de

las fuerzas de tracción y compresión bajo los estados de carga de servicio y última es llevado a un máximo.

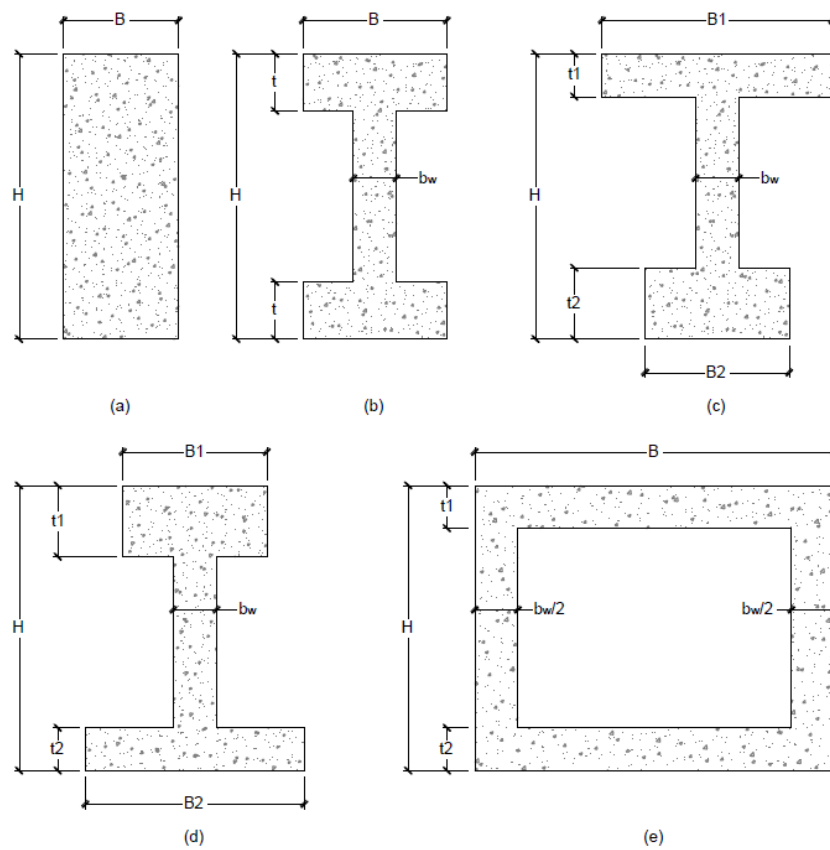


Figura 5.6. Secciones transversales idealizadas

(Tomado de Villavicencio, 2013)

En la práctica la altura de la viga se puede seleccionar en base a la relación claro peralte, o en requerimientos de alturas de entrepisos y gálibos. Se tienen las siguientes relaciones claro/peralte (L/h):

- Para vigas de un solo claro varían desde 16 hasta 22, dependiendo de las condiciones de carga y del criterio de diseño.
- Para tableros ligeramente cargados en doble T o para tableros de cubierta, se tiene la relación entre 30 hasta 40.
- Para tableros de sección hueca se puede sobrepasar de 40 la relación, sin que esto afecte el desempeño de la estructura.
- En vigas de puentes simplemente apoyados, con claros entre 18 m y 36 m, Guyon sugiere que el peralte no sea menor que $L/25$ más 10 cm, pero para claros mayores el peralte deberá ser incrementado.

El AASHTO LRFD 2012 propone en la Tabla 2.5.2.6.3-1 una profundidad mínima, para varios tipos de vigas, dependiendo de la luz de la misma.

Tabla XIV – Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante

| Superestructura | | Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo. | |
|---------------------|--|--|---|
| Material | Tipo | Tramos simples | Tramos continuos |
| Hormigón Armado | Losas con armadura principal paralela al tráfico | $\frac{1,2(S+3000)}{30}$ | $\frac{S+3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$ |
| | Vigas T | $0,070 L$ | $0,065 L$ |
| | Vigas cajón | $0,060 L$ | $0,055 L$ |
| | Vigas de estructuras peatonales | $0,035 L$ | $0,033 L$ |
| Hormigón Pretensado | Losas | $0,030 L \geq 165 \text{ mm}$ | $0,027 L \geq 165 \text{ mm}$ |
| | Vigas cajón coladas in situ | $0,045 L$ | $0,040 L$ |
| | Vigas doble T prefabricadas | $0,045 L$ | $0,040 L$ |
| | Vigas de estructuras peatonales | $0,033 L$ | $0,030 L$ |
| | Vigas cajón adyacentes | $0,030 L$ | $0,025 L$ |
| Acero | Profundidad total de una viga doble T compuesta | $0,040 L$ | $0,032 L$ |
| | Profundidad de la porción de sección doble T de una viga doble T compuesta | $0,033 L$ | $0,027 L$ |
| | Cerchas | $0,100 L$ | $0,100 L$ |

5.2. Pérdidas del presforzado

En lugar de un análisis más detallado, las pérdidas de pretensado en elementos contruidos y pretensados en una sola etapa, respecto de la tensión inmediatamente antes de la transferencia, se pueden tomar como:

- En elementos pretensados

$$\Delta f_{pF} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2} \quad \text{Ec. 5.27}$$

- En elementos postensados

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2} \quad \text{Ec.5.28}$$

Donde:

Δf_{pT} = pérdida total (MPa)

Δf_{pF} = pérdida por fricción (MPa)

Δf_{pA} = pérdida por acuíñamiento de los anclajes (MPa)

Δf_{pES} = pérdida por acortamiento elástico (MPa)

Δf_{pSR} = pérdida por contracción (MPa)

Δf_{pCR} = pérdida por fluencia lenta del hormigón (MPa)

Δf_{pR2} = pérdida por relajación del acero después de la transferencia (MPa)

Para los elementos postensados se debería considerar una pérdida de fuerza en los tendones dentro de los equipos de pretensado, de acuerdo con lo indicado por las tensiones leídas en los instrumentos de medición.

5.2.2. Pérdidas instantáneas

5.2.2.2. Acuñamiento de los anclajes

La magnitud del acuñamiento de los anclajes será el valor mayor entre la requerida para controlar la tensión en el acero de pretensado en el momento de la transferencia o la recomendada por el fabricante de los anclajes. La magnitud del acuñamiento supuesta para el diseño y utilizada para calcular la pérdida deberá ser indicada en la documentación técnica y verificada durante la construcción.

5.2.2.3. Fricción

5.2.2.3.1. Construcciones pretensadas

Para los tendones de pretensado deformados se deberán considerar las pérdidas que pueden ocurrir en los dispositivos de fijación.

5.2.2.3.2. Construcciones postensadas

Las pérdidas por fricción entre los tendones de pretensados internos y la pared de la vaina se pueden tomar como:

$$\Delta f_{pF} = f_{pj}(1 - e^{-(Kx + \mu\alpha)}) \quad \text{Ec. 5.29}$$

Las pérdidas por fricción entre un tendón externo que atraviesa una única tubería de desviación se puede tomar como:

$$\Delta f_{pF} = f_{pj}(1 - e^{-\mu(\alpha + 0.04)}) \quad \text{Ec.5.30}$$

Donde:

f_{pj} = tensión en el acero de pretensado en el momento del tesado (MPa)

x = longitud de un tendón de pretensado desde el extremo del gato de tesado hasta cualquier punto considerado (mm)

K = coeficiente de fricción por desviación de la vaina de pretensado (por mm de tendón)

μ = coeficiente de fricción

α = sumatoria de los valores absolutos de la variación angular del trazado del acero de pretensado entre el extremo del gato de tesado, o entre el extremo del gato de tesado más próximo si el tesado se realiza igualmente en ambos extremos, y el punto investigado (radianes)

e = base de los logaritmos neperianos

Los valores de K y μ se deberían basar en datos experimentales correspondientes a los materiales especificados, y deberán ser incluidos en la documentación técnica. En ausencia de estos datos, se puede utilizar un valor comprendido dentro de los rangos de K y μ especificados en la Tabla XIV.

Para tendones confinados a un plano vertical, α se deberá tomar como la sumatoria de los valores absolutos de las variaciones angulares en la longitud x .

Para los tendones curvados en tres dimensiones, la variación angular tridimensional total α se deberá obtener sumando vectorialmente la variación angular vertical total, α_v , más la variación angular horizontal total, α_h .

Tabla XV - Coeficientes de fricción para tendones de postensado

(en norma ASSTHO Tabla 5.9.5.2.2b-1)

| Tipo de acero | Tipo de vaina | K | μ |
|----------------------------|---|----------------------|-------------|
| Alambres o cables | Vaina rígida y semirrígida de metal galvanizado | $6,6 \times 10^{-7}$ | 0,15 - 0,25 |
| | Polietileno | $6,6 \times 10^{-7}$ | 0,23 |
| | Desviadores de tubería de acero rígida para tendones externos | $6,6 \times 10^{-7}$ | 0,25 |
| Barras de alta resistencia | Vaina de metal galvanizado | $6,6 \times 10^{-7}$ | 0,30 |

5.2.2.4. Acortamiento Elástico

5.2.2.4.1. Elementos Pretensados

En los elementos pretensados la pérdida por acortamiento elástico se deberá tomar como:

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \quad \text{Ec. 5.31a}$$

Dónde:

f_{cgp} = sumatoria de las tensiones del hormigón en el centro de gravedad de los tendones de pretensado debidas a la fuerza de pretensado en el momento de la transferencia y al peso propio del elemento en las secciones de máximo momento (MPa)

E_p = módulo de elasticidad del acero de pretensado (MPa)

E_{ci} = módulo de elasticidad del hormigón en el momento de la transferencia (MPa)

Para los elementos pretensados de diseño habitual, f_{cgp} se puede calcular suponiendo en el acero de pretensado una tensión igual a $0,65f_{pu}$ para cables aliviados de tensiones y barras de alta resistencia o igual a $0,70f_{pu}$ para cables de baja relajación. Para los elementos de diseño no habitual se deberían utilizar métodos más precisos avalados por la experiencia o investigaciones teóricas.

5.2.2.4.2. Elementos Postensados

En los elementos postensados, a excepción de los sistemas de losa, la pérdida por acortamiento elástico se puede tomar como:

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \quad \text{Ec. 5.31b}$$

Dónde:

N = número de tendones de pretensado idénticos

f_{cgp} = sumatoria de las tensiones del hormigón en el centro de gravedad de los tendones de pretensado debidas a la fuerza de pretensado después del tesado y al peso propio del elemento en las secciones de máximo momento (MPa)

Los valores de f_{cgp} se pueden calcular usando una tensión del acero reducida por debajo del valor inicial en un margen que depende de los efectos del acortamiento elástico, la relajación y la fricción. Para las estructuras postensadas con tendones adherentes, f_{cgp} se puede tomar en la sección central del tramo o, en el caso de construcciones continuas, en la sección de máximo momento.

Para las estructuras postensadas con tendones no adherentes, f_{cgp} se puede calcular como la tensión en el centro de gravedad del acero de pretensado promediada sobre la longitud del elemento.

5.2.2.5. Pérdidas Diferidas

5.2.2.5.1. Contracción

La pérdida de pretensado debida a la contracción, en MPa, se puede tomar como:

- Para elementos pretensados:

$$\Delta f_{pSR} = (117 - 1.03H) \quad \text{Ec. 5.32a}$$

- Para elementos postensados:

$$\Delta f_{pSR} = (93 - 0.85H) \quad \text{Ec. 5.32b}$$

Dónde:

H = humedad relativa ambiente anual media (porcentaje)

5.2.2.5.2. Fluencia Lenta

La pérdida de pretensado debida a la fluencia lenta se puede tomar como:

$$\Delta f_{pCR} = 12f_{cpg} - 7\Delta f_{cdp} \geq 0 \quad \text{Ec. 5.33}$$

Dónde:

f_{cpg} = tensión del hormigón en el centro de gravedad del acero de pretensado en el momento de la transferencia (MPa)

Δf_{cdp} = variación de la tensión en el hormigón en el centro de gravedad del acero de pretensado debida a las cargas permanentes, a excepción de la carga que actúa en el momento que se aplica la fuerza de pretensado. Los valores de Δf_{cdp} se deberían calcular en la misma sección o secciones para las cuales se calcula f_{cpg} (MPa).

5.2.2.5.3. Relajación

En el Momento de la Transferencia

En los elementos pretensados la pérdida por relajación del acero de pretensado, inicialmente tesado a más de 0,50fpu, se puede tomar como:

- Para cable aliviando de tensiones

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log(24 t)}{10} \left[\frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0.55 \right] f_{pj} \quad \text{Ec. 5.34a}$$

- Para cable de baja relación

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log(24 t)}{40} \left[\frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0.55 \right] f_{pj} \quad \text{Ec. 5.34b}$$

Dónde:

t = tiempo estimado entre el tesado y la transferencia (días)

f_{pj} = tensión inicial en el tendón al final del tesado (MPa)

f_{py} = tensión de fluencia especificada del acero de pretensado (MPa)

Después de la Transferencia

Las pérdidas por relajación del acero de pretensado se pueden tomar como:

- Para pretensado con cable aliviando de tensiones

$$\Delta f_{pR2} = 138 - 0.4\Delta f_{pES} - 0.2(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR}) \quad \text{Ec. 5.35a}$$

- Para cable de baja relación

$$\Delta f_{pR2} = 138 - 0.3\Delta f_{pF} - 0.4\Delta f_{pES} - 0.2(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR}) \quad \text{Ec. 5.35b}$$

Dónde:

Δf_{pF} = pérdida por fricción debajo del nivel de $0,70f_{pu}$ en el punto considerado, calculada de acuerdo con el Artículo 5.9.5.2.2 (MPa)

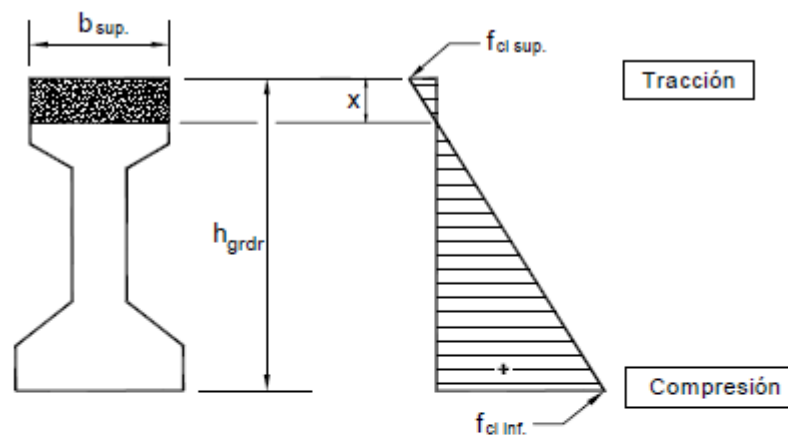
Δf_{pES} = pérdida por acortamiento elástico (MPa)

Δf_{pSR} = pérdida por contracción (MPa)

Δf_{pCR} = pérdida por fluencia lenta del hormigón (MPa)

5.3. Acero pasivo o refuerzo adherente

De ser el caso que se vaya a utilizar el acero pasivo o refuerzo adherente, la norma en su comentario C5.9.4.1.2 indica que se calcula de la manera siguiente.



$$T = \frac{f_{ci\ sup}}{2} b_{sup} \cdot x$$

$$A_s = \frac{T}{f_s}$$

$$\text{donde } f_s = 0,5 f_y \leq 206 \text{ MPa}$$

El cálculo del acero pasivo se lo realizara para la fibra superior en el estado de transferencia y para la fibra inferior en el estado de servicio, debido a que en estos casos es donde se puede producir el máximo esfuerzo a tracción en la fibra superior e inferior respectivamente.

El acero calculado no contempla el armado que se realiza por efectos de construcción de la viga y dicho armado no se lo considera en los cálculos con el fin de ser conservadores.

5.4. Diseño por cortante de vigas presforzada

5.4.2. Resistencia al cortante – Diseño por resistencia última

La resistencia al cortante de vigas de hormigón presforzado, en su comprobación a la rotura por resistencia última se la efectúa considerando el estado límite último, con su respectiva mayoración de las cargas.

5.4.2.2. Agrietamiento por esfuerzos de tracción diagonal

En las vigas presforzadas simplemente apoyadas con carga uniforme el agrietamiento debido a los esfuerzos de tracción diagonal se da a distancias del apoyo de alrededor del cuarto de la luz, en esta zona el cortante neto es relativamente alto.

En el caso de vigas I el agrietamiento se dará en la unión alma-ala inferior, esto se debe a que los esfuerzos cortante aún son altos y la flexión por las cargas externas reduce los esfuerzos longitudinales de compresión.

En el estado límite último, basándose en resultados de ensayos, se distinguen tres zonas en la longitud de la viga (figura 5.7).

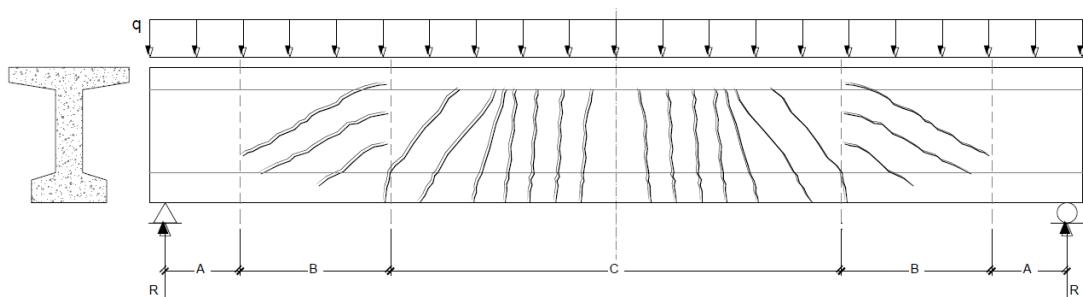


Figura 5.7 Zonas de agrietamiento en una viga presforzada
(Tomado de Villavicencio, 2013)

Zona A: En esta zona generalmente no se presentan grietas, esto se debe a que la compresión vertical que genera la reacción anula el agrietamiento diagonal. Por tanto la resistencia se debe a la integridad del hormigón.

Zona B: En esta zona se presentan las grietas por cortante en el alma. Este tipo de grietas pueden ocurrir a una distancia de los apoyos de alrededor de un cuarto de luz. Estas grietas inician en el alma de la viga no agrietada por flexión y cerca del centro de gravedad, una vez que los esfuerzos de tracción diagonal alcancen la resistencia del hormigón a tracción. Las grietas se

forman de manera súbita, siguiendo la dirección del plano donde se genere el esfuerzo de tracción diagonal y cuando el refuerzo por corte sea insuficiente ocurre la falla, la misma que podría ser de los siguientes tipos:

1. Separación alma-ala inferior en tracción, a medida que la grieta se extiende horizontalmente hacia los apoyos.
2. Aplastamiento del alma debido a la alta compresión en el concreto paralela a la grieta diagonal, la misma que convierte a la viga en un arco atirantado equivalente.
3. Agrietamiento por tracción diagonal secundaria cerca de los apoyos que separa el patín en compresión del alma.

Zona C: Las grietas diagonales debido al esfuerzo cortante nacen en el ala traccionada de la viga, este tipo de grietas se las denomina grietas por flexión-cortante.

Una vez se formen las grietas por flexión en la fibra inferior extrema, las mismas que se extienden casi verticales, si la combinación flexión-cortante es crítica en la grieta iniciada por flexión, las grietas se podrán prolongar en

una dirección inclinada. Si no se cuenta con refuerzo en el alma de la viga, se puede producir una falla por compresión-cortante, si es que luego del agrietamiento, el área de compresión disponible sobre la grieta es incapaz de soportar la compresión por flexión. Este es el tipo más común de agrietamiento.

Las fallas por cortante en el alma son más frágiles y súbitas que las debidas a flexión-cortante.

5.4.3. DISEÑO POR CORTANTE

Para este procedimiento de cálculo depende de la deformación unitaria longitudinal de un punto de la sección, dada por la siguiente ecuación:

$$\epsilon_x = \frac{\left| \frac{M_u}{d_v} \right| + 0.5N_u + 0.5|V_u + V_p| \cot\theta - A_{ps}f_{po}}{2(E_s A_s + E_p A_{ps})} \quad \text{Ec. 5.36a}$$

Cabe indicar que la expresión mostrada es válida solo si se coloca por lo

menos el mínimo acero de corte, que se obtiene mediante: $S_{max} = \frac{A_v f_y}{0.265 \sqrt{f'_c} b_v}$

Si el valor calculado sale negativo, se recalcula mediante la siguiente expresión:

$$\epsilon_x = \frac{\left| \frac{M_u}{d_v} \right| + 0.5N_u + 0.5|V_u + V_p| \cot\theta - A_{ps}f_{po}}{2(E_s A_s + E_p A_{ps} + E_c A_c)} \quad \text{Ec. 5.36b}$$

Dónde:

- N_u , es la carga axial de la viga, que, por ser el pretensado únicamente, es negativa.
- M_u y V_u , son el momento y el cortante últimos actuantes, que varían con la posición.
- A_s y A_{ps} , son el área del acero pasivo y de los cables de la sección que trabaja en tracción, y E_s y E_{ps} son los correspondientes módulos de elasticidad.
- A_c , es el área de hormigón en la zona de tracción, y E_c es el correspondiente módulo de elasticidad.
- $d_v = \max\left(\frac{M_n}{A_s f_y + A_{ps} f_{po}}; 0.90d_e; 0.72h\right)$, es el brazo de palanca efectivo; donde d_e es la distancia desde la fibra más comprimida hasta el centroide de los cables.
- θ , es el ángulo de inclinación de las fisuras y se obtiene tanteando, asumiendo como primera aproximación que $\epsilon_T = 0.001$. La tabla

5.8.3.4.2-1 del AASHTO LRFD 2012 da los valores de Θ en función de ϵ_x y de $\frac{V_u}{f'_c}$

- V_p , es el cortante producido por el pretensado.

Finalmente, para calcular el cortante se usa la siguiente expresión:

$$V_c = 0.265\beta\sqrt{f'_c b_v d_v} \quad \text{Ec. 5.37}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha}{s} \quad \text{Ec. 5.38}$$

$$V_n = V_c + V_s + V_p \leq 0.25f'_c b_v d_v + V_p \quad \text{Ec. 5.39}$$

De acuerdo al artículo 5.8.2.5 del AASHTO LRFD 2012, el armado mínimo para el cortante se debe verificar con la siguiente ecuación.

$$A_{vmin} = 0.083\sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y} \quad \text{Ec. 5.40}$$

Donde:

A_v = área de la armadura transversal en una distancia s (mm²)

b_v = altura de corte efectiva tomada como la distancia, medida de forma perpendicular al eje neutro, entre las resultantes de las fuerzas de tracción y compresión debidas a flexión (mm)

s = separación de la armadura transversal (mm)

f_y = tensión de fluencia de la armadura transversal (MPa)

5.5. RESISTENCIA ÚLTIMA A FLEXION

La resistencia a la flexión mayorada M_r deberá ser menor que la flexión actuante y se deberá tomar como lo especifica el Artículo 5.7.3.2 del AASHTO LRFD 2012:

$$M_r = \phi M_n$$

Donde:

M_n = resistencia nominal (N·mm)

ϕ = factor de resistencia especificado en el Artículo 5.5.4.2 del AASHTO LRFD 2012, que para este caso será igual a 0.9.

5.5.1. Etapa Constructiva

Para esta etapa se debe obtener la resistencia de la sección mediante las siguientes ecuaciones dependiendo del caso que amerite:

Caso 1: Cuando el valor de 'c' es mayor al espesor del ala de la viga

$$M_n = A_{ps}f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_y \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) + 0.85 f'_{ci} (b - b_w) B_i h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right)$$

Ec. 5.41

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y - 0.85 B_i f'_{ci} (b - b_w) h_f}{0.85 B_i f'_{ci} B_i b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad \text{Ec. 5.42}$$

Caso 2: Cuando el valor de 'c' es menor al espesor del ala de la viga

$$M_n = A_{ps}f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_y \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) + 0.85 f'_{ci} b B_i h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right) \quad \text{Ec. 5.43}$$

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y}{0.85 B_i f'_{ci} B_i b + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad \text{Ec. 5.44}$$

Dónde:

- d_p , d_s , d'_s , son los peraltes efectivos de los cables y refuerzos pasivos inferior y superior, respectivamente, tomados con respecto a la parte superior de la viga.
- f'_{ci} es la resistencia a compresión de la viga en la etapa constructiva; y B_i es el factor para la aproximación de tensiones uniforme del concreto, relativo a f_{ci}

5.5.2. Resistencia Última

La resistencia última, considerando una sección compuesta, se puede calcular mediante las siguientes ecuaciones dependiendo del caso que amerite:

Caso 1: Cuando el valor de 'c' es mayor al espesor de la losa "t"

$$M_n = A_{ps}f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_y \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) + 0.85 f'_{closa} (b_e f - b_w) B_i t \left(\frac{a}{2} - \frac{t}{2} \right)$$

Ec. 5.26

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y - 0.85 B_i f'_{closa} (b_e f - b_w) t}{0.85 B_i f'_{closa} B_i b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad \text{Ec. 5.45}$$

Caso 2: Cuando el valor de 'c' es menor al espesor de la losa 't'

$$M_n = A_{ps}f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_y \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) + 0.85 f'_{closa} b e f B_i t \left(\frac{a}{2} - \frac{t}{2} \right)$$

Ec. 5.28

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y}{0.85 B_i f'_{closa} B_i b e f + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

Ec. 5.46

Dónde:

- f_{closa} , es la resistencia a compresión de la losa; y B1 es el factor para la aproximación de tensiones uniforme del concreto, relativo a f_{closa} .
- $f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right)$, es la tensión en los cables.
- $k = 2 \left(1,04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right)$, según la ecuación 5.7.3.1.1-1 del AASHTO LRFD.
- $a = \beta_1 c$, la profundidad de la sección que trabaja a compresión.
- t es la profundidad de la losa de compresión.
- d_p , d_s , d'_s , son los peraltes efectivos de los cables y refuerzos pasivos inferior y superior, respectivamente, tomados con respecto a la parte superior de la losa de compresión.
- A_{ps} , A_s , A'_s , son el área total de los cables de pretensado y de los refuerzos pasivos inferior y superior, respectivamente.

5.6. Límites de refuerzo

Se revisa que cumpla los siguientes parámetros:

- El acero máximo será de tal manera que se cumpla $\frac{c}{d} \leq 0.42$. Donde c es la distancia de la fibra de compresión al eje neutro y d es el peralte efectivo del refuerzo.
- La cantidad de acero debe de ser suficiente para que se cumpla que : $M_r \geq 1.2M_{cr}$. Donde M_r es el momento resistente y M_{cr} es el momento de agrietamiento, que se calcula de la siguiente manera:

$$M_{cr} = S_{bcomp}(f_r + f_{cpe}) - M_{pp+losa} \left(\frac{S_{bcomp}}{S_b} - 1 \right) \geq S_{bcomp} f_r \quad \text{Ec. 5.47}$$

Dónde:

f_{cpe} = tensión de compresión en el hormigón debida exclusivamente a las fuerzas de pretensado efectivas (una vez que han ocurrido todas las pérdidas) en la fibra extrema de la sección en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción(MPa)

$M_{pp+losa}$ = momento total no mayorado debido a la carga permanente que actúa sobre la sección monolítica o no compuesta (N·mm)

S_{bcomp} = módulo seccional para la fibra extrema de la sección compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (mm³)

S_b = módulo seccional para la fibra extrema de la sección monolítica o no compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (mm³)

f_r = Modulo de rotura del hormigón como se especifica en el Artículo 5.4.2.6. del AASHTO LRFD 2012 ($0.63 \cdot \sqrt{f'_c}$ MPa)

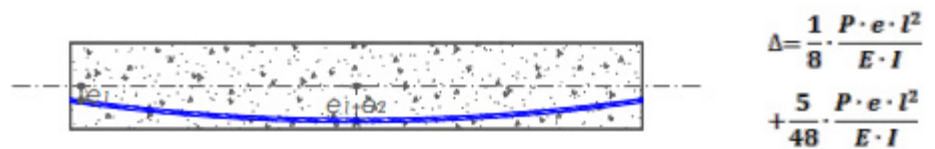
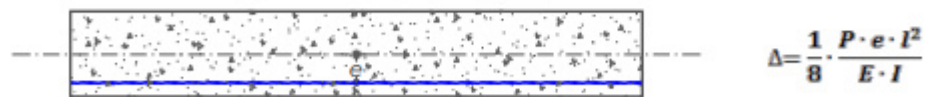
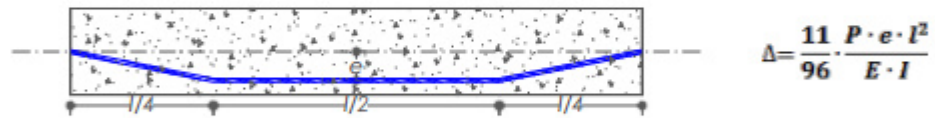
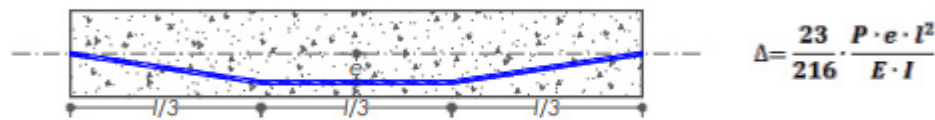
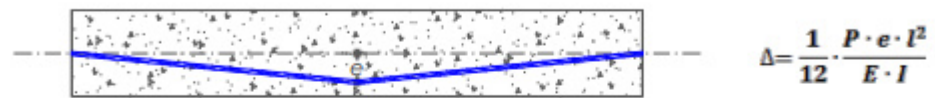
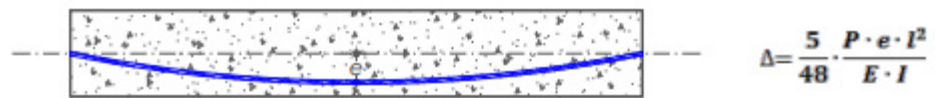
5.7. Deflexiones

Para el cálculo de las deflexiones se utilizara el método sugerido por la "PCI Design Handbook", el cual presenta factores que deben ser usados en el cálculo de las deflexiones a largo plazo, enseguida se presentan los factores que deben ser usados en el cálculo de dichas deflexiones.

- Componente de la deflexión hacia abajo, aplica a la deflexión elástica debido al peso del elemento al momento de transmitir la fuerza de presfuerzo. EL factor es 2.4.
- Componente de la contraflecha hacia arriba, aplica a la contraflecha elástica debida a la fuerza de presfuerzo. EL factor es 2.2.
- Componente de la deflexión hacia abajo, aplica a la deflexión elástica debido a la carga muerta sobreimpuesta en la viga. EL factor es 3.
- Componente de la deflexión hacia abajo, aplica a la deflexión elástica debido a la carga de la losa, que actúa como losa de compresión de la viga. EL factor es 2.3.

Deflexiones debidas al presforzado: Las deflexiones que ocurren en esta etapa son fácilmente calculadas por métodos como: deformación curvatura y área de momentos. Existe otro método basado en obtener la carga equivalente que simula el efecto del presfuerzo para luego poder aplicar ecuaciones conocidas para obtener las deflexiones. Cualquiera de estos métodos lanza expresiones como las mostradas en la siguiente tabla:

Tabla XVI – Deflexiones a corto plazo debido a la fuerza del pretensado



Deflexiones debidas a cargas gravitacionales: Para este caso se calculara las deflexiones producidas por las cargas gravitacionales (peso propio, carga muerta, carga de losa, carga viva) mediante la expresión $\frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I}$ para una sección compuesta.

La deflexión a largo plazo será entonces, la suma de las deflexiones calculadas para cada caso y multiplicada por el factor correspondiente

El AASHTO LRFD 2012, en el artículo 2.5.2.6.2, establece como límite máximo para las deflexiones en una viga de hormigón presforzado para un puente vehicular y peatonal el valor de la Longitud/1000.

CAPÍTULO VI:

EJEMPLO DE DISEÑO DE VIGAS

El objetivo de este capítulo es resolver varios problemas de vigas presforzadas siguiendo la secuencia en la que se basará el software de diseño utilizando los algoritmos desarrollados para las resoluciones de los problemas.

Los siguientes datos se usaran para resolver los diferentes casos de diseño, ya sea para las vigas con excentricidad constante o variable.

- Luz = 20m
- Carga Viva (Peatonal) = Propuesta por la norma, 4.1×10^{-3} MPA
- Carga Muerta sobreimpuesta = 460kg/m

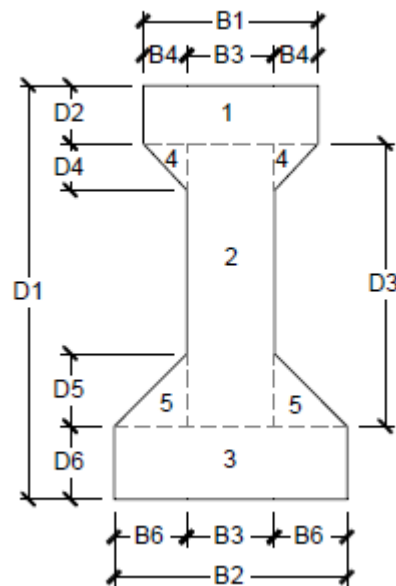
- Carga viva durante la etapa constructiva= 120kg/m
- $f'c$ (Hormigón presforzado)= 450kgf/cm²
- $f'c$ (Losa)= 250kgf/cm²
- %Transferencia = 70%
- Perdidas diferidas (Valor asumido) = 25% (se verificara posteriormente)
- Se asumirá que la sección tendrá acero de refuerzo adherente, y que estará bajo condiciones de corrosión moderada.
- Se considerara sección compuesta, con un espesor de losa de 10cm

6.1 Vigas postensada tipo AASHTO

En este caso se procederá a diseñar la viga presforzada de un puente peatonal cuyo tablero tiene un ancho efectivo de 2m, y el ancho de influencia para cada viga es de 1m.

6.1.1 Selección de viga

De acuerdo a la tabla 2.5.2.6.3-1 de la norma, con una luz de 20m, se recomienda usar una viga con peralte de 0.66m, se procederá a utilizar la Viga tipo I del AASHTO cuyas características se destacan a continuación:



| DIMENSIONES (CENTIMETROS) | | | | | | | | | | | | |
|---------------------------|----|----|----|----|------|------|----|----|----|-----|----|------|
| Tipo | D1 | D2 | D3 | D4 | D5 | D6 | B1 | B2 | B3 | B4 | B5 | B6 |
| I | 71 | 10 | 0 | 8 | 12.5 | 12.5 | 30 | 40 | 15 | 7.5 | 0 | 12.5 |

| PROPIEDADES | | | | | | | | |
|-------------|-------------------------|---------|----------------------|----------------------|----------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|--------------|
| Tipo | AREA cm ² | h cm | y ₁ cm | y ₂ cm | INERCIA cm ⁴ | S ₁ cm ³ | S ₂ cm ³ | PESO kg/m |
| I | 1,743.8 | 71 | 39.02 | 31.98 | 926,272.8 | 23,738.3 | 28,964.3 | 418.50 |

Luego de seleccionada la viga, procedemos a tomar una excentricidad para la cual se va a trabajar el problema, se recomienda que dicha excentricidad este por encima de la fibra inferior en un valor de $0.1h$ (Altura de viga). La excentricidad calculada será de $e_c = y_b - 0.1h = 31.98 - 7.1 = 24.88 \rightarrow 24.5\text{cm}$

6.1.2 Esfuerzos admisibles

Calculo de los esfuerzos admisibles para los en transferencia y servicio de acuerdo a lo descrito en el capítulo V.

- En la transferencia:

$$f_{ci} = 0.6x f'_{ci} = 0.6x 0.70x f'_c = 189 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ti} = 1.97\sqrt{f'_{ci}} = 1.97x\sqrt{0.70x f'_c} = 34.96\text{kg/cm}^2 \text{ (con acero pasivo)}$$

- En servicio:

$$f_{cs} = 0.45x f'_c = 202.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ts} = 1.6x\sqrt{f'_c} = 33.94 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Corrosión moderada)}$$

6.1.3 Cálculo de momentos

Para una viga simplemente apoyada el momento se calcula con la formula $M=q.L^2/8$.

- Momento por carga viva:

La carga viva se calcula multiplicando el valor propuesto por la norma y el ancho de influencia en la viga lo cual nos da como resultado una carga uniformemente distribuida de 410kg/m.

$$M_l = \frac{q_L L^2}{8} = \frac{410 \times 20^2}{8} = 20500 \text{ kg. m} \xrightarrow{\text{Cambiando unidades}} 2050000 \text{ kg. cm}$$

- Momento por carga muerta sobreimpuesta

Para este cálculo se considera toda la carga muerta sobreimpuesta.

$$M_d(\text{otros}) = \frac{q_D L^2}{8} = \frac{460 \times 20^2}{8} = 23000 \text{ kg. m} \xrightarrow{\text{Cambiando unidades}} 2300000 \text{ kg. cm}$$

- Momento por carga muerta de la losa

q_{dlosa} será igual al espesor de la losa multiplicado por el ancho de influencia y por el peso volumétrico del hormigón, quedando para este caso un valor de 240kg/m

$$M_{dlosa} = \frac{q_{dlosa}L^2}{8} = \frac{240 \times 20^2}{8} = 12000 \text{ kg. m} \xrightarrow{\text{Cambiando unidades}} 1200000 \text{ kg. cm}$$

- Momento por peso propio:

La carga por peso propio se encuentra dentro de las características de la sección escogida, la cual es 418.5 kg/m

$$M_{pp} = \frac{q_{pp}L^2}{8} = \frac{418.5 \times 20^2}{8} = 20925 \text{ kg. m} \xrightarrow{\text{Cambiando unidades}} 2092500 \text{ kg. cm}$$

- Momento por carga viva en el momento de la construcción:

$$M_{cl} = \frac{q_{cl}L^2}{8} = \frac{120 \times 20^2}{8} = 6000 \text{ kg. m} \xrightarrow{\text{Cambiando unidades}} 600000 \text{ kg. cm}$$

6.1.3.1 Cálculo de momentos últimos (Resistencia I)

- En la etapa constructiva

$$M_{ucl} = 1.25(M_{pp} + M_{dlosa}) + 1.75M_{cl}$$

$$M_{ucl} = 5165625 \text{ kg. cm}$$

- En la etapa de servicio

$$M_u = 1.25(M_{pp} + M_{dlosa}) + 1.5(M_{d(otros)}) + 1.75M_l$$

$$M_u = 11153125 \text{ kg. cm}$$

6.1.4 Cálculo de cortantes

Para una viga simplemente apoyada el cortante máximo se calcula con la fórmula $V=q.L/2$.

- Cortante por carga viva:

La carga viva se calcula multiplicando el valor propuesto por la norma y el ancho de influencia en la viga lo cual nos da como resultado una carga uniformemente distribuida de 410kg/m^2 .

$$V_l = \frac{q_l L}{2} = \frac{410 \times 20}{2} = 4100 \text{ kg}$$

- Cortante por carga muerta sobreimpuesta

Para este cálculo se considera toda la carga muerta sobreimpuesta, incluida la losa.

$$V_d = \frac{q_D L}{2} = \frac{460 \times 20}{2} = 4600 \text{ kg}$$

- Cortante por carga muerta de la losa

$q_{d\text{losa}}$ será igual al espesor de la losa multiplicado por el ancho de influencia y por el peso volumétrico del hormigón, quedando para este caso un valor de 240kg/m

$$V_{d\text{losa}} = \frac{q_{d\text{losa}} L}{2} = \frac{240 \times 20}{2} = 2400 \text{ kg}$$

- Cortante por peso propio:

La carga por peso propio se encuentra dentro de las características de la sección escogida, la cual es 418.5 kg/m

$$V_{pp} = \frac{q_{pp} L}{2} = \frac{418.5 \times 20}{2} = 4185 \text{ kg}$$

6.1.4.1 Cálculo de cortante último (Resistencia I)

$$V_u = 1.25(V_{pp} + V_{dlosa}) + 1.5(V_d) + 1.75V_l$$

$$V_u = 22306 \text{ kg}$$

6.1.5 Diagrama de Momento

Del diagrama de momento, considerando sección compuesta para la sección establecida, se determinó que el presfuerzo que trabaja para la excentricidad establecida, es una fuerza $P_i = -162440 \text{ kg}$. De no encontrarse solución en el diagrama indica que la sección escogida no es satisfactoria, y se deberá escoger otra sección.

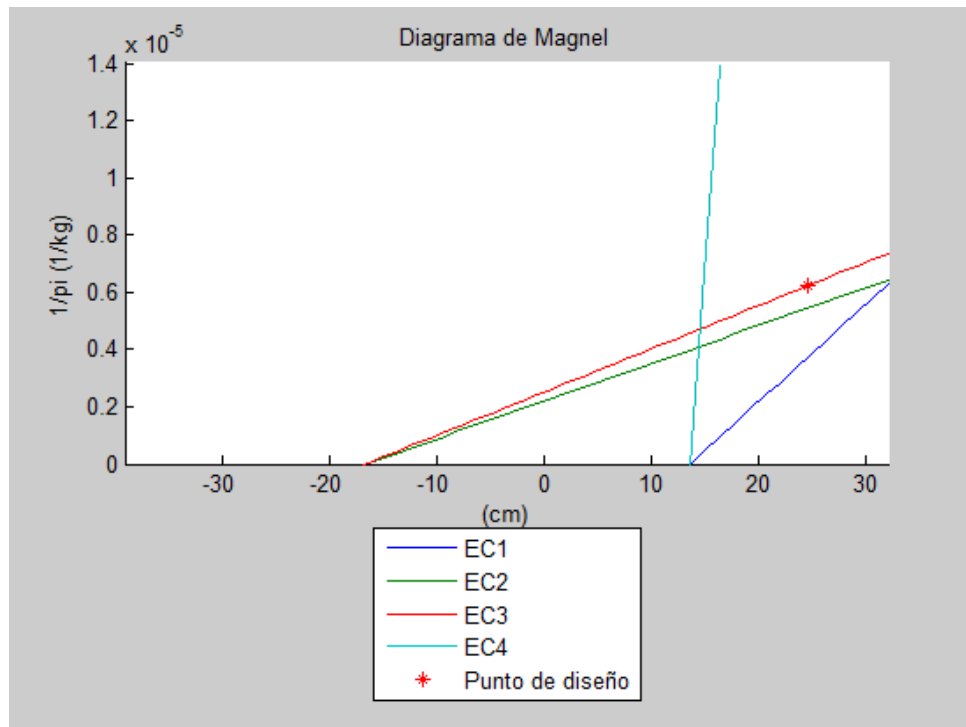


Figura 6.1. Diagrama de Magnel (Elaborado por autores)

Se usarán torones de $\frac{1}{2}$ pulgada de diámetro de grado 250 KSI relevados de esfuerzo, donde el esfuerzo límite según la tabla IV descrita en el capítulo II es de 16329 kg/cm².

Se escogerá como el f_{pi} el 70% del f_{pu} , donde f_{pu} del cable utilizado es de 16329 kg/cm²

El área requerida del acero de presfuerzo es:

$$A_p = \frac{P_i}{f_{pi}} = \frac{160460}{0.70 * 16329} = 14.04 \text{ cm}^2$$

El número de torones requeridos está determinada por:

$$N \text{ torones} = \frac{14.04}{0.929} = 15.11 \text{ torones}$$

Se usaran 16 torones

6.1.6 Revisión de tensiones admisibles

6.1.6.1 En transferencia

En transferencia, se tienen las tensiones producidas por el pretensado y por el peso propio de la viga. De esta manera:

$$\sigma_1 = -\frac{P_i}{A} + \frac{P_i e_c}{S_1} - \frac{M_o}{S_1} \quad \text{Ec. 5.1}$$

$$\sigma_2 = -\frac{P_i}{A} - \frac{P_i e_c}{S_2} + \frac{M_o}{S_2} \quad \text{Ec. 5.2}$$

A continuación se presentará un gráfico donde se ilustra los esfuerzos admisibles, como se describieron en el capítulo V, y los actuantes en la

sección, el código que se utilizó para elaborar dicho grafico se especificara dentro de los anexos, es la función “funciontransferenciavar”.

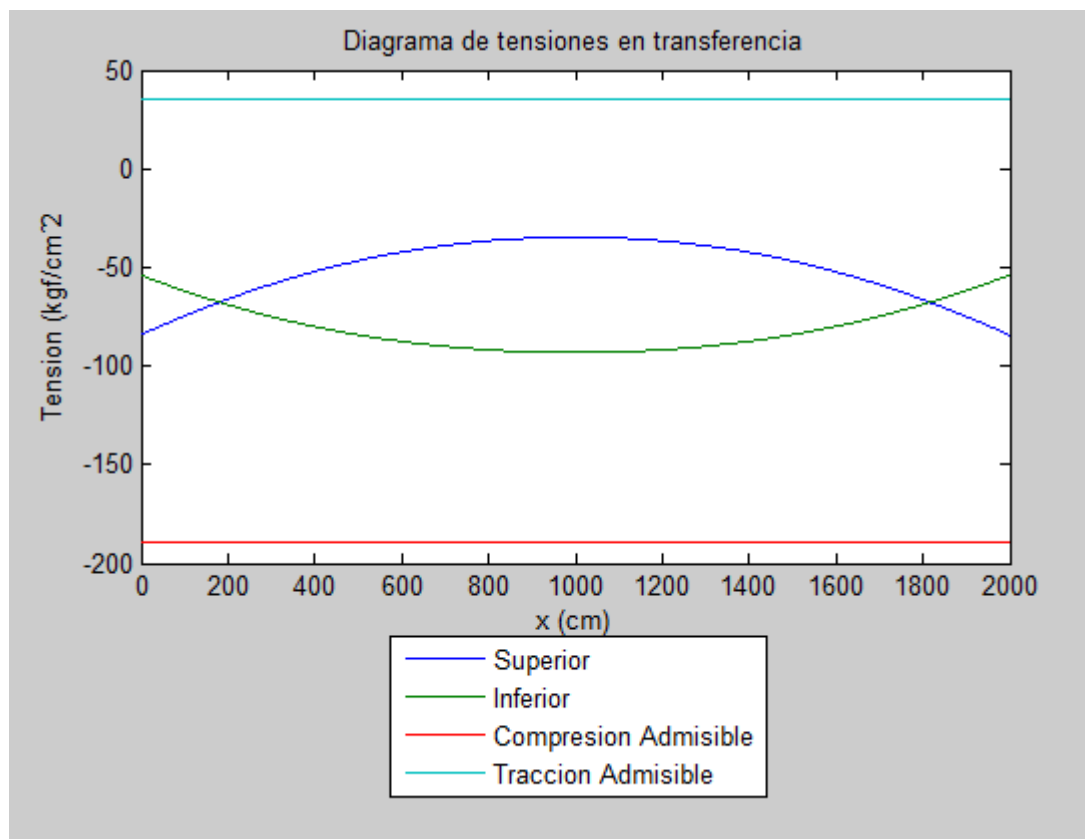


Figura 6.2 Esfuerzos admisibles Vs Actuantes en estado de transferencia (Elaborado por autores)

6.1.6.2 En servicio I

Para este estado se hacen las verificaciones las tensiones por compresión producidas por todas las cargas. De esta manera:

$$\sigma_1 = -\frac{P_e}{A} + \frac{P_e e_c}{S_1} - \frac{M_o}{S_1} - \frac{M_{losa}}{S_1} - \frac{(M_{otros} + M_L)(h - y_{2comp})}{I_{comp}} \quad \text{Ec. 5.3}$$

$$\sigma_2 = -\frac{P_e}{A} - \frac{P_e e_c}{S_2} + \frac{M_o}{S_2} + \frac{M_{losa}}{S_2} + \frac{(M_{otros} + M_L)}{S_{2comp}} \quad \text{Ec. 5.4}$$

$$\sigma_{1losa} = -\frac{(M_{otros} + M_L)}{S_{1comp}} \frac{Ec}{Ec_{losa}} \quad \text{Ec. 5.5}$$

A continuación se presentará un gráfico donde se ilustra los esfuerzos admisibles, como se describieron en el capítulo V, y los actuantes en la sección, el código que se utilizó para elaborar dicho grafico se especificara dentro de los anexos con el nombre de función “funcionserviciovar”.

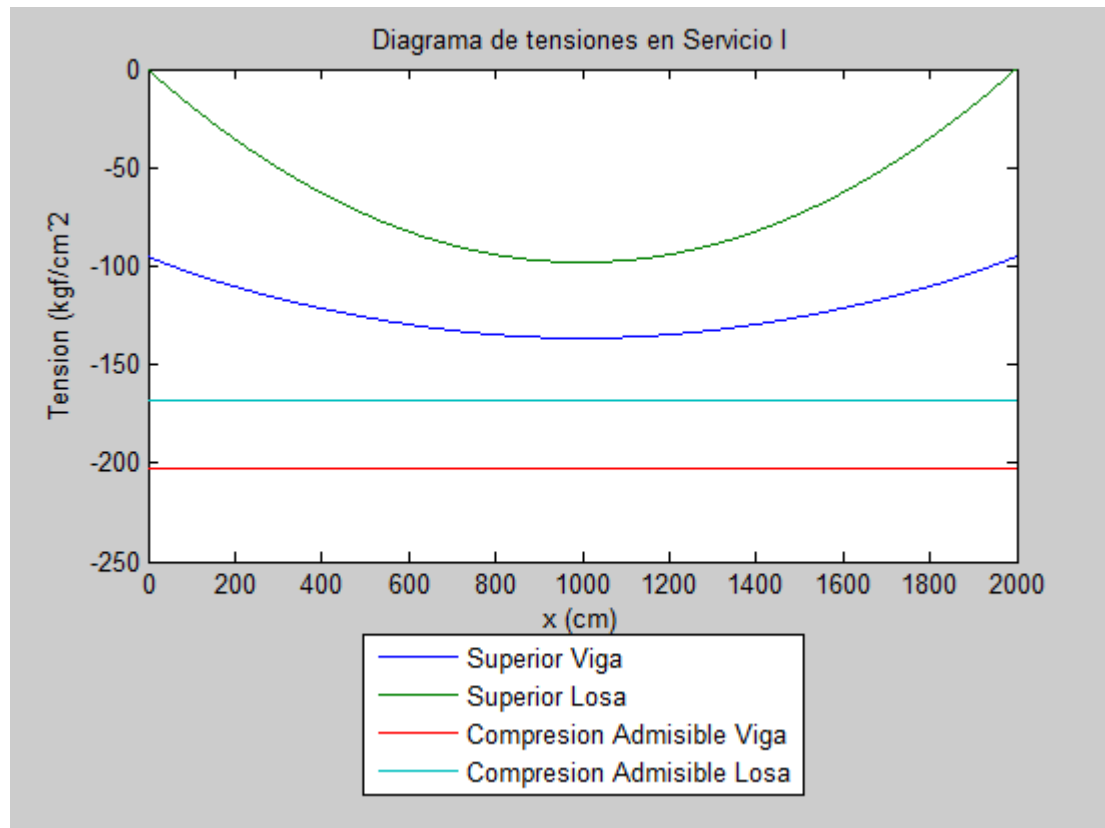


Figura 6.3 Esfuerzos admisibles Vs Actuantes en estado de Servicio I
(Elaborado por autores)

6.1.6.3 Por pretensado y carga permanente

Para este estado se hacen las verificaciones de las tensiones por compresión producidas por las cargas permanentes. De esta manera:

$$\sigma_1 = -\frac{P_e}{A} + \frac{P_e e_c}{S_1} - \frac{M_o}{S_1} - \frac{M_{losa}}{S_1} - \frac{M_{otros}(h - y_{2comp})}{I_{comp}} \quad \text{Ec. 5.6}$$

$$\sigma_2 = -\frac{P_e}{A} - \frac{P_e e_c}{S_2} + \frac{M_o}{S_2} + \frac{M_{losa}}{S_2} + \frac{M_{otros}}{S_{2comp}} \quad \text{Ec. 5.7}$$

$$\sigma_{1losa} = -\frac{M_{otros}}{S_{1comp}} \frac{Ec}{Ec_{losa}} \quad \text{Ec. 5.8}$$

A continuación se presentará un gráfico donde se ilustra los esfuerzos admisibles, como se describieron en el capítulo V, y los actuantes en la sección, el código que se utilizó para elaborar dicho grafico se especificara dentro de los anexos mediante la función “funcionpremuertavar”.

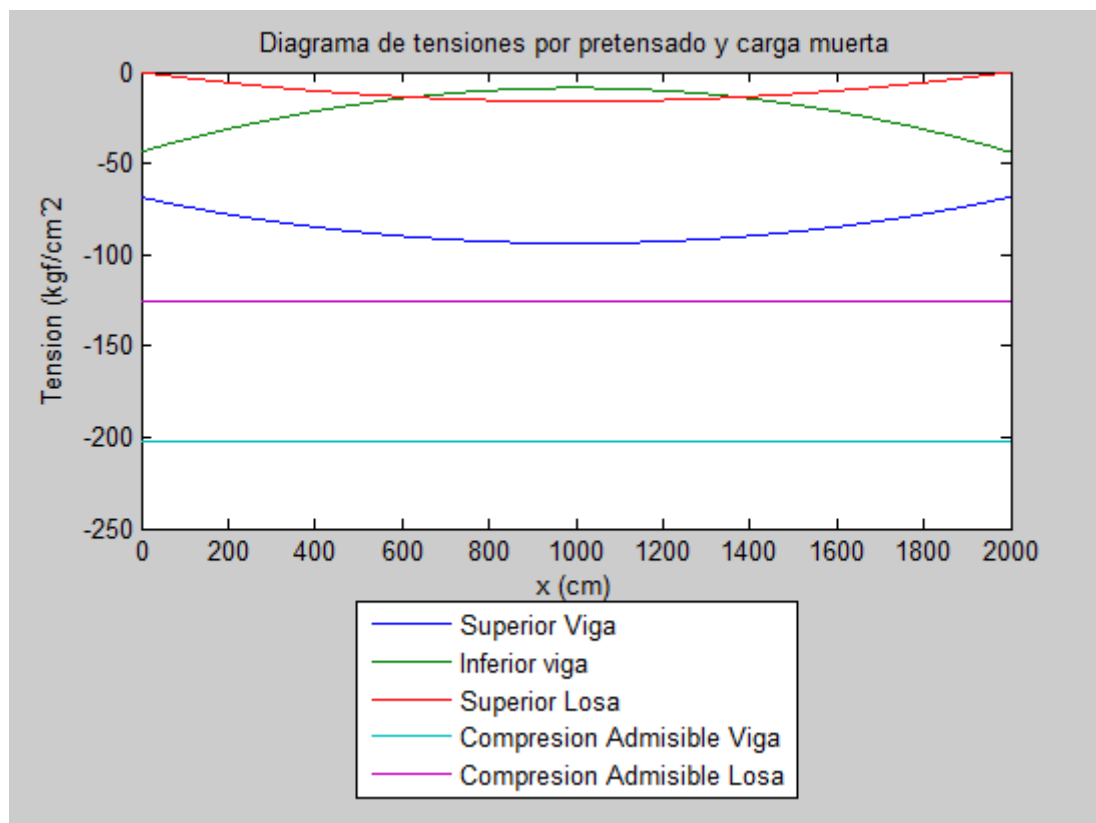


Figura 6.4 Esfuerzos admisibles Vs Actuantes por pretensado y carga muerta (Elaborado por autores)

6.1.6.4 Por carga viva y la mitad de las cargas permanentes y de pretensado

En este caso, se revisan las tensiones por compresión producidas por la totalidad de las cargas vivas y por la mitad del efecto de las cargas de pretensado y cargas permanentes. De esta manera:

$$\sigma_1 = -\frac{P_e}{2A} + \frac{P_e e_c}{2S_1} - \frac{M_o}{2S_1} - \frac{M_{losa}}{2S_1} - \frac{(0.5M_{otros} + M_L)(h - y_{2comp})}{I_{comp}} \quad \text{Ec. 5.9}$$

$$\sigma_{1losa} = -\frac{(0.5M_{otros} + M_L)}{S_{1comp}} \frac{Ec}{Ec_{losa}} \quad \text{Ec. 5.10}$$

A continuación se presentará un gráfico donde se ilustra los esfuerzos admisibles, como se describieron en el capítulo V, y los actuantes en la sección, el código que se utilizó para elaborar dicho grafico se especificara dentro de los anexos mediante la función “funcionvivamediamuertavar”.

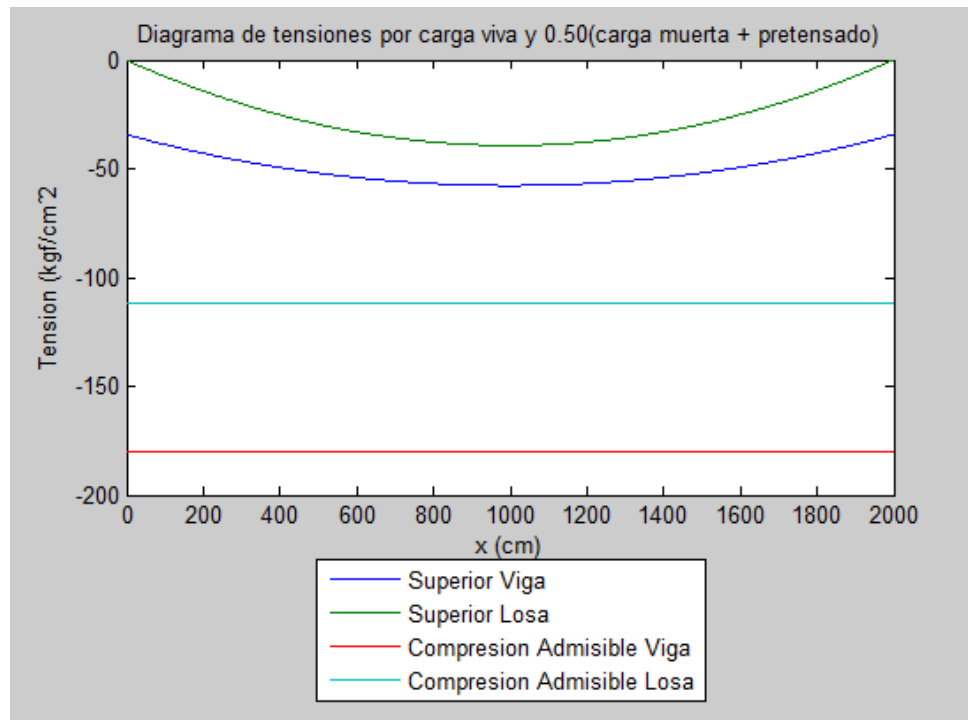


Figura 6.5 Esfuerzos admisibles Vs Actuantes por carga viva y la mitad del pretensado y carga muerta (Elaborado por autores)

6.1.6.5 Servicio III

En el estado límite, se revisan las tensiones de tracción producidas por todas las cargas. De esta manera:

$$\sigma_2 = -\frac{P_e}{A} - \frac{P_e e_c}{S_2} + \frac{M_o}{S_2} + \frac{M_{losa}}{S_2} + \frac{(M_{otros} + 0.8M_L)}{S_{2comp}} \quad \text{Ec. 5.11}$$

A continuación se presentará un gráfico donde se ilustra los esfuerzos admisibles, como se describieron en el capítulo V, y los actuantes en la sección, el código que se utilizó para elaborar dicho grafico se especificara dentro de los anexos mediante la función “funcionservicioIIIvar”.

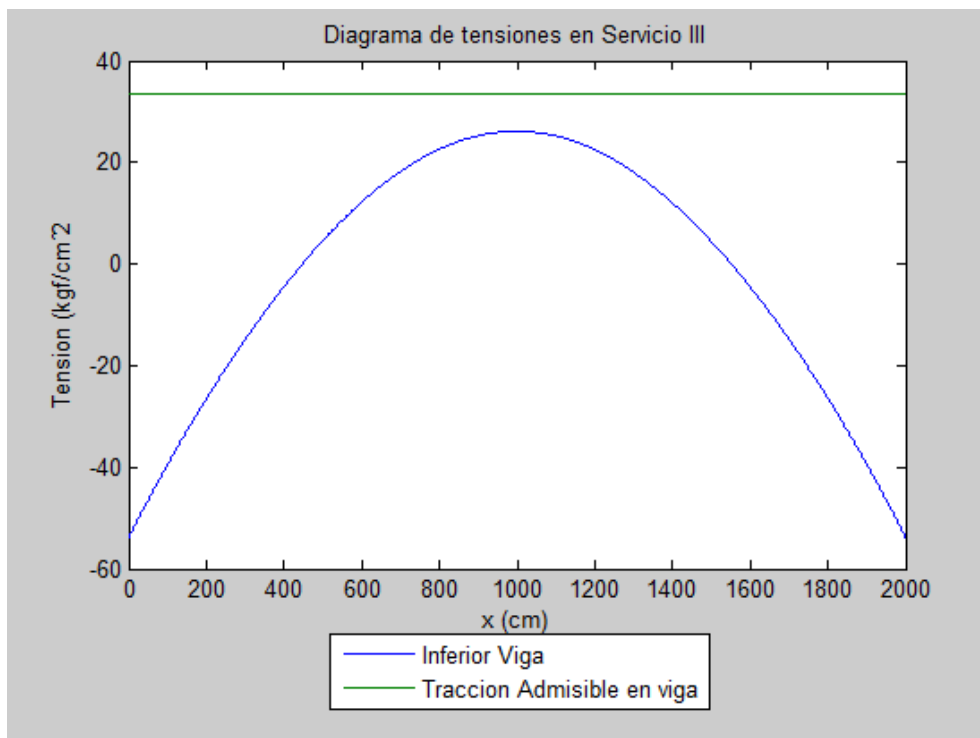


Figura 6.6 Esfuerzos admisibles Vs Actuantes por estado de Servicio3
(Elaborado por autores)

6.1.7 Cálculo de pérdidas

Se procederá a calcular las pérdidas para el presforzado de acuerdo lo descrito en el capítulo V para el caso de vigas postensadas.

6.1.7.1 Acuñaamiento de los anclajes

Para este caso la pérdida Δf_{pA} la vamos a despreciar, pero dentro del software de diseño este valor será requerido al usuario, el cual podrá colocarlo o despreciarlo.

6.1.7.2 Fricción

Para elementos postensados la pérdida por fricción queda de la siguiente manera:

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} (1 - e^{-(Kx + \mu\alpha)}) \text{ (Mpa)} \quad \text{Ec. 5.29}$$

Los valores de K y μ dependen del tipo de vaina que se esté utilizando, en este caso asumiremos que se va utilizar una vaina de metal semirrigido galvanizado para los cuales queda un valor de 6.6×10^{-7} y 0.2 respectivamente, los cuales se pueden verificar en la tabla XV descrita en el capítulo V.

El valor de x se lo toma como la distancia del cable a la mitad del claro y se lo toma de manera aproximada al valor de $L/2$

El valor de α se lo aproxima mediante la expresión $4.e/L$ para la posición central de la viga.

El algoritmo que resuelve este caso de pérdida por fricción se destaca en la sección de los anexos mediante el nombre de “presfuerzo_perdida_var”.

6.1.7.3 Acortamiento elástico

Como lo descrito en el capítulo V, la pérdida por acortamiento elástico para un elemento postensado queda de la siguiente manera.

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \text{ (Mpa)} \quad \text{Ec. 5.31a}$$

El valor de f_{cgp} se lo calculo como la tensión producida por el presfuerzo a la altura de los cables menos la tensión producida por el momento por peso propio a la altura de los cables.

El algoritmo que resuelve este caso de pérdida por acortamiento elástico se destaca en la sección de los anexos mediante el nombre de “presfuerzo_perdida_var”.

6.1.7.4 Contracción

Para elementos postensados queda de la siguiente manera:

$$\Delta f_{pSR} = (96 - 0.85H) \text{ (Mpa)} \quad \text{Ec. 5.32b}$$

La humedad relativa (H) se la escogió para una media anual del año 2013.

El algoritmo que resuelve este caso de pérdida por acortamiento elástico se destaca en la sección de los anexos mediante el nombre de “presfuerzo_perdida_var”.

6.1.7.5 Fluencia lenta

La pérdida debido a la fluencia lenta queda de la siguiente manera

$$\Delta f_{pCR} = 12.0f_{cgp} - 7.0\Delta f_{cdp} \geq 0 \text{ (Mpa)} \quad \text{Ec. 5.33}$$

El valor de f_{cgp} es el mismo valor calculado en la pérdida por acortamiento elástico, y el valor de Δf_{cdp} se lo calcula como la tensión producida por las cargas permanentes exceptuando la inducida por el peso propio.

El algoritmo que resuelve este caso de pérdida por acortamiento elástico se destaca en la sección de los anexos mediante el nombre de “presfuerzo_perdida_var”.

6.1.7.6 Relajación del acero

La pérdida por relajación del acero de acuerdo a lo descrito en el capítulo V queda de la siguiente manera:

$$\Delta f_{pR2} = 138 - 0.4\Delta f_{pES} - 0.2(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR})(Mpa) \quad \text{Ec. 5.35a}$$

El algoritmo que resuelve este caso de pérdida por acortamiento elástico se destaca en la sección de los anexos mediante el nombre de “presfuerzo_perdida_var”.

6.1.8 Perdida totales

Las pérdidas totales es la suma de todas las pérdidas encontradas en los puntos anteriores.

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2} \quad \text{Ec. 6.1}$$

Del algoritmo resuelto encontramos que el valor de las pérdidas después de haber hecho las respectivas transformaciones de unidades queda de la siguiente manera.

$$\Delta f_{pF} = 1669.7 \text{ kg}$$

$$\Delta f_{pA} = 0$$

$$\Delta f_{pES} = 13361 \text{ kg}$$

$$\Delta f_{pSR} = 5530 \text{ kg}$$

$$\Delta f_{pCR} = 13684 \text{ kg}$$

$$\Delta f_{pR2} = 7714 \text{ kg}$$

$$\Delta f_{pT} = 41958.7 \text{ kg}$$

El porcentaje de pérdidas quedaría de la siguiente manera:

$$\%Perdida = 100 - \frac{P_i - \Delta f_{pT}}{P_i} \times 100 = 100 - \frac{160460 - 41958.7}{160460} \times 100 = 26.14\%$$

Inicialmente se asumió un valor de 25% el cual es menor al calculado, consecuencia de esto deberíamos asumir un valor de pérdida mayor y realizar el proceso nuevamente. Dentro del software se establecerá un proceso iterativo, en donde se modificara el valor de la pérdida y se recalculara todos los valores encontrados, hasta el momento en que la pérdida real y la asumida tengan una diferencia mínima.

Para efectos de este ejemplo continuaremos el problema modificando la fuerza de presfuerzo efectiva con el valor calculado de la pérdida.

6.1.9 Cálculo del acero pasivo o refuerzo adherente

De acuerdo a lo descrito en el capítulo V, se procedió a calcular el acero pasivo en las fibras inferior y superior de la viga. La viga se la dividió en cuatro partes y se calculó el acero requerido para cada sección.

Al revisar el estado en “transferencia” podemos notar que toda la fibra superior se encuentra comprimida y en consecuencia de eso no se requeriría de acero pasivo en esa fibra.

Al revisar el estado en “servicioIII” podemos notar que parte de la sección central de la viga se encuentra traccionada, en consecuencia de eso se precede a calcular el refuerzo que será distribuido en esa zona para el caso de máximo esfuerzo a tracción que soporta la viga.

El máximo esfuerzo a tracción lo obtenemos de la gráfica donde se ilustra el estado de “servicio III”, cuyo valor es de 26.14 kg/cm^2 , y el máximo esfuerzo a compresión en la fibra inferior lo obtenemos del grafico que ilustra el estado de “servicio I” cuyo valor es de -136.6 kg/cm^2 . El acero pasivo en este estado de esfuerzos es el máximo que se requeriría para contrarrestar los esfuerzos de tracción, pero debido a que los esfuerzos van cambiando a lo largo de la viga el requerimiento del refuerzo pasivo sería menor. Para esto se elaboró un algoritmo que determina el requerimiento de refuerzo en diferentes zonas de la viga, utilizando las formulas descritas en el capítulo V, como se muestra a continuación.

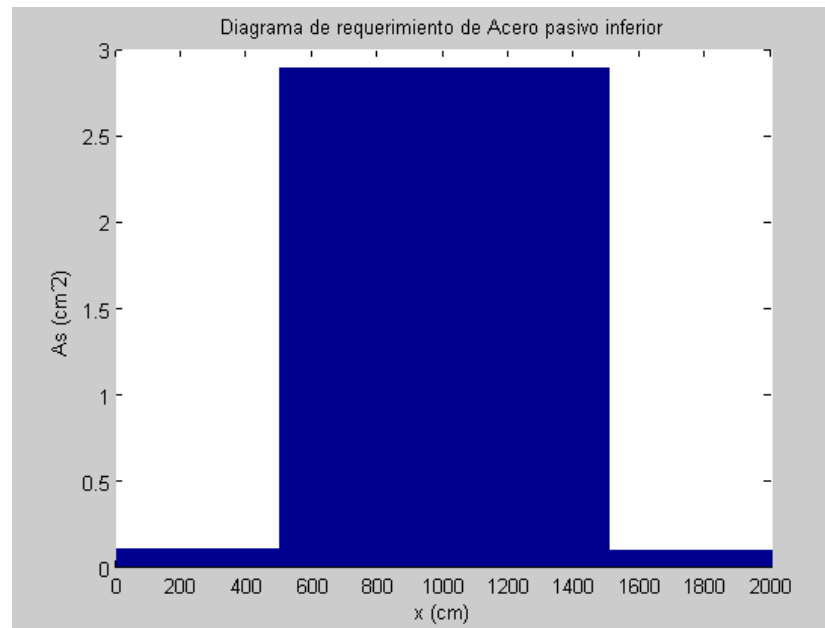


Figura 6.7. Requerimiento de acero pasivo inferior (Elaborado por autores)

El algoritmo que resuelve este caso de acero pasivo o refuerzo adherente se destaca en la sección de los anexos mediante el nombre de “apasivo”.

6.1.10 Revisión de resistencia ultima a flexión

6.1.10.1 En etapa constructiva

Los valores de C para los dos casos descritos en el capítulo V se muestran a continuación.

- Caso 1

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y - 0.85B_i f'_{ci}(b - b_w)h_f}{0.85B_i f'_{ci} B_i b_w + kA_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \rightarrow 46.55cm$$

- Caso 2

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y}{0.85B_i f'_{ci} B_i b + kA_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \rightarrow 30.52cm$$

Debido a que el valor de C hallado en el caso 2 es mayor al espesor del ala superior de la viga se procederá a utilizar el valor de C hallado para el caso 1, con la ecuación del momento para dicho caso.

$$M_{ncl} = A_{ps}f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_y \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) + 0.85f'_{ci}(b - b_w)B_i h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right)$$

$$M_{ncl} = 11026000 \text{ kg. cm}$$

Se verifica que $0.9M_{ncl}$ es mayor que $M_{ucl}=5165625 \text{ kg.cm}$

El algoritmo que resuelve este proceso se destaca en la sección de los anexos mediante el nombre de “flexionultimavar”.

6.1.10.2 En etapa de servicio

Los valores de C para los dos casos descritos en el capítulo V se muestran a continuación.

- Caso 1

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y - 0.85 B_i f'_{ciosa} (b_e f - b_w) t}{0.85 B_i f'_{ciosa} B_i b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \rightarrow 15.28 \text{ cm}$$

- Caso 2

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y}{0.85 B_i f'_{ciosa} B_i b_e f + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \rightarrow 10.96$$

Debido a que el valor de C hallado en el caso 2 es mayor al espesor de la losa se procederá a utilizar el valor de C hallado para el caso 1, con la ecuación del momento para dicho caso.

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_y \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) + 0.85 f'_{ciosa} (b_e f - b_w) B_i t \left(\frac{a}{2} - \frac{t}{2} \right)$$

$$M_n = 17995000 \text{ kg.cm}$$

Se verifica que $0.9M_n$ es mayor que $M_u = 11153125 \text{ kg.cm}$

El algoritmo que resuelve este proceso se destaca en la sección de los anexos mediante el nombre de “flexionultimavar”.

6.1.11 Límites del refuerzo

De acuerdo a lo descrito en el capítulo V se revisan dos casos, que se destacan a continuación:

- $\frac{c}{d} \leq 0.42$ donde $c=15.28$ y $d= 73.52 \rightarrow c/d = 0.21 < 0.42$
- $M_r \geq 1.2M_{cr}$

$$M_{cr} = S_{bcomp}(f_r + f_{cpe}) - M_{pp+losa} \left(\frac{S_{bcomp}}{S_b} - 1 \right) \geq S_{bcomp} f_r$$

$$M_{cr} = 1818800 \text{ kg.cm}$$

$$M_r = M_n = 16489000 \text{ kg.cm}$$

Se verifica que $M_r > 1.2M_{cr}$

El algoritmo que resuelve este proceso se destaca en la sección de los anexos mediante el nombre de “flexionultimavar”.

6.1.12 Cortante

El resultado arrojado por el software en este proceso será el requerimiento del acero transversal a lo largo de la viga en las unidades cm^2/cm . La viga se la ha procedido a dividir en 4 partes.

Después de despejar las fórmulas para obtener el requerimiento necesario obtenemos la siguiente ecuación.

$$\text{Refuerzo requerido} \left(\frac{As}{S} \right) = \frac{\frac{V_{uf}}{0.9} - V_c - V_p}{f_y \cdot d_v \cdot [\cot \phi + \cot \alpha] \cdot \text{sena} \alpha}$$

En donde:

$$V_c = 0.265 \beta \sqrt{f'_c b_v d_v}$$

V_{uf} (Es el cortante ultimo)

V_p (Es el cortante producido por el presfuerzo)

El algoritmo utilizado para determinar los valores de ϕ y β se destaca en los anexos mediante el nombre "cortear"

El algoritmo que resuelve todo este proceso se destaca en los anexos mediante el nombre “cortanteultimo”

A continuación se presenta un diagrama de la sollicitación de refuerzo a lo largo de toda la viga.

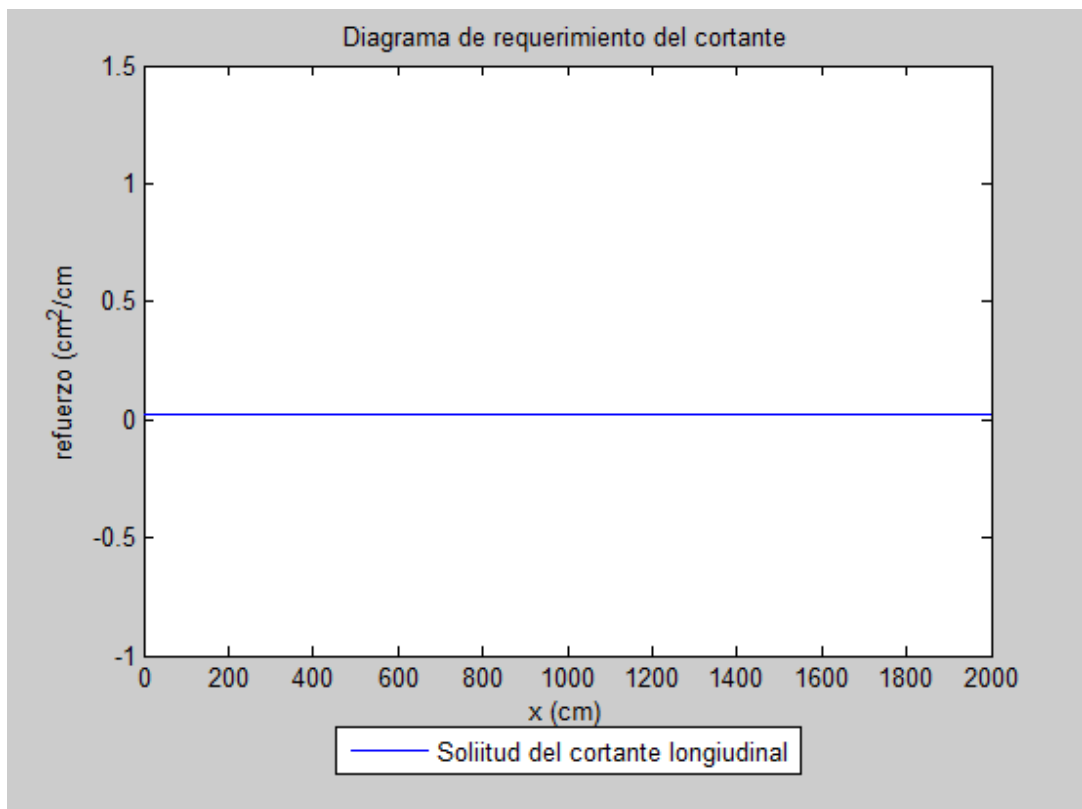


Figura 6.8. Requerimiento de refuerzo para el cortante (Elaborado por autores)

El diagrama muestra una recta constante debido a que la sollicitación de la armadura se encuentra por debajo del mínimo requerido.

6.1.13 Deflexiones

De acuerdo a lo descrito en el capítulo V, se procederá a calcular la deflexión en la viga.

Deflexión debida al presfuerzo:

La deflexión debida al presfuerzo queda de la siguiente manera

$$\Delta_{pres} = \frac{5 \cdot P_i \cdot e \cdot L^2}{48 \cdot E \cdot I} \rightarrow 5.52 \text{ cm}$$

La deflexión debida al presfuerzo sufre una disminución debida a la pérdida del presforzado la cual se calcula mediante la siguiente expresión.

$$\Delta_{perdida} = \Delta_{pres} \frac{P_i - P_e}{P_i} \rightarrow 1.44 \text{ cm}$$

Debida a las cargas gravitacionales

La deflexión debida a las cargas gravitacionales se la calcula mediante la siguiente expresión, considerando una inercia de la sección compuesta.

$$\Delta q_{pp} = \frac{5. (q_{pp}) \cdot L^4}{384. E. I_{comp}} \rightarrow 1.37 \text{ cm}$$

$$\Delta q_l = \frac{5. (q_l) \cdot L^4}{384. E. I_{comp}} \rightarrow 1.34 \text{ cm}$$

$$\Delta q_{otros} = \frac{5. (q_l) \cdot L^4}{384. E. I_{comp}} \rightarrow 1.50 \text{ cm}$$

$$\Delta q_{dlosa} = \frac{5. (q_{dlosa}) \cdot L^4}{384. E. I_{comp}} \rightarrow 0.79 \text{ cm}$$

La deflexión diferida quedaría de la siguiente manera

$$\begin{aligned} \Delta Diferida &= (\Delta_{pres. 2.2} - \Delta_{perdida. 2.2} - \Delta_{qpp. 2.4} - \Delta_{q_l} - \Delta_{q_{otros. 3}} \\ &\quad - \Delta_{q_{dlosa. 2.3}}) \\ &= (5.52 \times 2.2 - 1.44 \times 2.2 - 1.37 \times 2.4 - 1.34 - 1.5 \times 3 - 0.79 \times 2.3) \\ &= -1.91 \end{aligned}$$

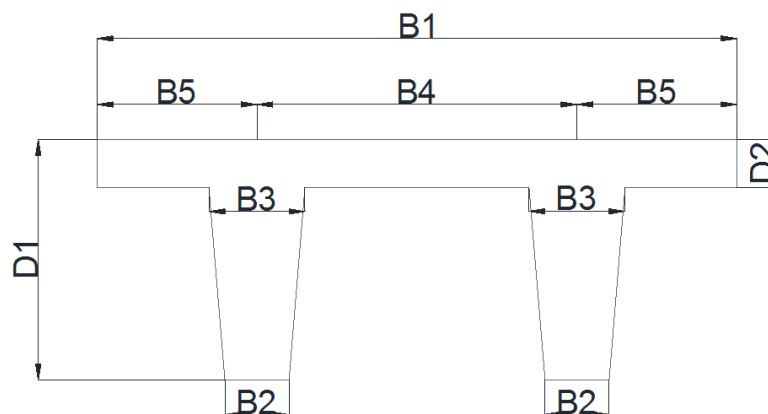
Si comparamos con el valor permisivo por la norma que es de $L/1000=2\text{cm}$, notamos que estamos por debajo de ese valor y consecuencia de esto el diseño es satisfactorio

6.2 Vigas pretensada tipo doble T

En este caso se procederá a diseñar la viga presforzada de un puente peatonal cuyo tablero tiene un ancho efectivo de 2.44m, ancho de la viga que se utilizara para el diseño, para este caso se asumirá una perdida diferida del 28% y los demás datos serán iguales a los del caso anterior.

6.2.1 Selección de viga

De acuerdo a la tabla 2.5.2.6.3-1 de la norma, con una luz de 20m, se recomienda usar una viga con peralte de 0.90m, se procederá a utilizar la Viga doble T cuyas características se destacan a continuación:



| Dimensiones(cm) | | | | | | | |
|-----------------|------|----|-----|------|------|-----|----|
| Tipo | D1 | D2 | B1 | B2 | B3 | B4 | B5 |
| DEF-USUARIO | 86.4 | 10 | 244 | 16.5 | 22.9 | 122 | 61 |

| Propiedades | | | | | | | | |
|-------------|-------------------------|------|----------|----------|----------------------------|--------------------|--------------------|--------------|
| Tipo | Area cm ² | h cm | y1 cm | y2 cm | Inercia cm ⁴ | S1 cm ³ | S2 cm ³ | Peso kg/m |
| DEF-USUARIO | 5450.16 | 86.4 | 27.72 | 58.68 | 3593569.84 | 129650.87 | 61237.28 | 1308.04 |

Luego de seleccionada la viga, procedemos a tomar una excentricidad para la cual se va a trabajar el problema, se recomienda que dicha excentricidad este por encima de la fibra inferior en un valor de 0.1h (Altura de viga). La excentricidad calculada será de $ec=yb-0.1h=58.68-8.64=50.04 \rightarrow 50\text{cm}$

6.2.2 Esfuerzos admisibles

Calculo de los esfuerzos admisibles para los en transferencia y servicio de acuerdo a lo descrito en el capítulo V.

- En la transferencia:

$$f_{ci} = 0.6x f'_{ci} = 0.6x 0.70x f'_{c} = 189 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ti} = 1.97\sqrt{f'_{ci}} = 1.97x\sqrt{0.70x f'_{c}} = 34.96\text{kg/cm}^2 \text{ (con acero pasivo)}$$

- En servicio:

$$f_{cs} = 0.45x f'_c = 202.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ts} = 1.6x\sqrt{f'_c} = 33.94 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Corrosión moderada)}$$

6.2.3 Cálculo de momentos

Para una viga simplemente apoyada el momento se calcula con la formula $M=q.L^2/8$.

- Momento por carga viva:

La carga viva se calcula multiplicando el valor propuesto por la norma y el ancho de influencia en la viga lo cual nos da como resultado una carga uniformemente distribuida de 1000kg/m.

$$M_l = \frac{q_L L^2}{8} = \frac{1000x20^2}{8} = 50000 \text{ kg. m} \xrightarrow{\text{Cambiando unidades}} 5000000 \text{ kg. cm}$$

- Momento por carga muerta sobreimpuesta

Para este cálculo se considera toda la carga muerta sobreimpuesta.

$$M_d(\text{otros}) = \frac{q_D L^2}{8} = \frac{460 \times 20^2}{8} = 23000 \text{ kg. m} \xrightarrow{\text{Cambiando unidades}} 2300000 \text{ kg. cm}$$

- Momento por carga muerta de la losa

Debido que para este análisis no se ha considerado losa, porque se utilizara como calzada el ala superior de la viga doble Tee, el valor del momento es cero.

$$M_{d\text{llosa}} = 0$$

- Momento por peso propio:

La carga por peso propio se encuentra dentro de las características de la sección escogida, la cual es 1308.04 kg/m

$$M_{pp} = \frac{q_{pp} L^2}{8} = \frac{1308.04 \times 20^2}{8} = 65402 \text{ kg. m} \xrightarrow{\text{Cambiando unidades}} 6540200 \text{ kg. cm}$$

- Momento por carga viva en el momento de la construcción:

$$M_{cl} = \frac{q_{cl} L^2}{8} = \frac{120 \times 20^2}{8} = 6000 \text{ kg. m} \xrightarrow{\text{Cambiando unidades}} 600000 \text{ kg. cm}$$

6.2.3.1 Cálculo de momentos últimos (Resistencia I)

- En la etapa constructiva

$$M_{ucl} = 1.25(M_{pp}) + 1.75M_{cl}$$

$$M_{ucl} = 9225240 \text{ kg. cm}$$

- En la etapa de servicio

$$M_u = 1.25(M_{pp}) + 1.5(M_d) + 1.75M_l$$

$$M_u = 20375240 \text{ kg. cm}$$

6.2.4 Cálculo de cortantes

Para una viga simplemente apoyada el cortante máximo se calcula con la fórmula $V=q.L/2$.

- Cortante por carga viva:

La carga viva se calcula multiplicando el valor propuesto por la norma y el ancho de influencia en la viga lo cual nos da como resultado una carga uniformemente distribuida de 1000kg/m.

$$V_l = \frac{q_l L}{2} = \frac{1000 \times 20}{2} = 10000 \text{ kg}$$

- Cortante por carga muerta sobreimpuesta

Para este cálculo se considera toda la carga muerta sobreimpuesta.

$$V_d = \frac{q_D L}{2} = \frac{460 \times 20}{2} = 4600 \text{ kg}$$

- Cortante por carga muerta de la losa

Debido que para este análisis no se ha considerado losa, porque se utilizara como calzada el ala superior de la viga doble Tee, el valor del cortante es cero.

$$V_{d\text{llosa}} = 0$$

- Cortante por peso propio:

La carga por peso propio se encuentra dentro de las características de la sección escogida, la cual es 1308.04 kg/m

$$V_{pp} = \frac{q_{pp} L}{2} = \frac{1308.04 \times 20}{2} = 13080.4 \text{ kg}$$

6.2.4.1 Cálculo de cortante último (Resistencia I)

$$V_u = 1.25(V_{pp} + V_{dlosa}) + 1.5(V_d) + 1.75V_l$$

$$V_u = 40750 \text{ kg}$$

6.2.5 Diagrama de Momento

Del diagrama de momento, considerando sección compuesta para la sección establecida, se determinó que el presfuerzo que trabaja para la excentricidad establecida, es una fuerza $P_i = -244640 \text{ kg}$. De no encontrarse solución en el diagrama indica que la sección escogida no es satisfactoria, y se deberá escoger otra sección.

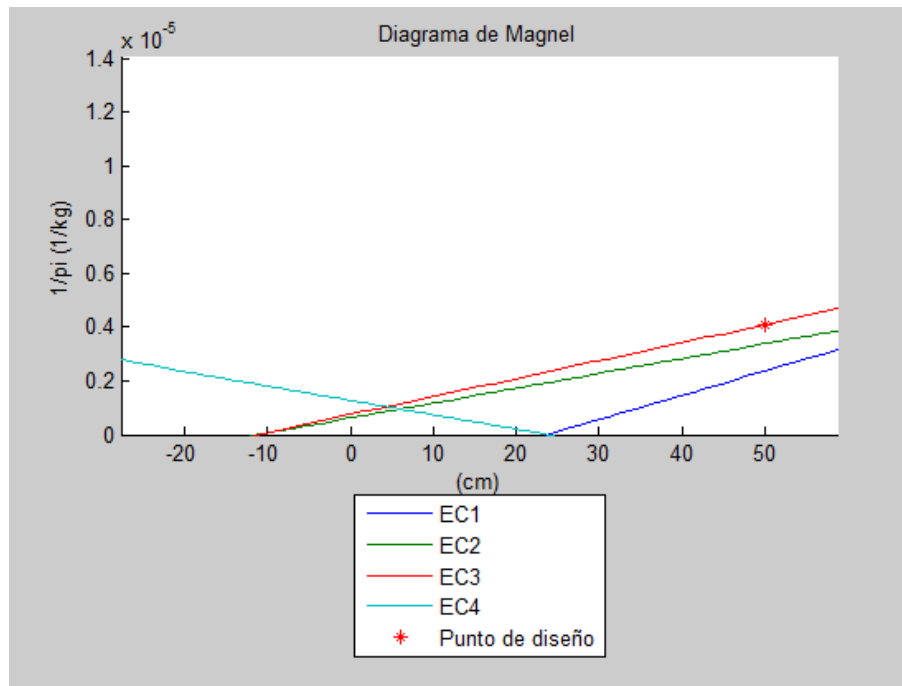


Figura 6.9. Diagrama de Magnel (Elaborado por autores)

Se usarán torones de $\frac{1}{2}$ pulgada de diámetro de grado 250 KSI relevados de esfuerzo, donde el esfuerzo límite según la tabla III descrita en el capítulo II es de 16329 kg/cm².

De acuerdo al AASHTO el f_{pi} es el 70% del f_{pu} , donde f_{pu} del cable utilizado es de 16329 kg/cm²

El área requerida del acero de presfuerzo es:

$$A_p = \frac{P_i}{f_{pi}} = \frac{244640}{0.70 * 16329} = 21.40 \text{ cm}^2$$

El número de torones requeridos está determinada por:

$$N \text{ torones} = \frac{21.40}{0.929} = 23.04 \text{ torones}$$

Se usaran 24 torones

6.2.6 Revisión de tensiones admisibles

En este punto se chequeara los esfuerzos en las fibras de la viga para los diferentes estados que exige la norma. Se podrá notar que al inicio de los diagramas hay un incremento proporcional en el valor del esfuerzo, esto se debe a que se consideró que el presfuerzo comienza actuar en un 100% a una distancia de 60 veces el diámetro del torón.

6.2.6.1 En transferencia

En transferencia, se tienen las tensiones producidas por el pretensado y por el peso propio de la viga. De esta manera:

$$\sigma_1 = -\frac{P_i}{A} + \frac{P_i e_c}{S_1} - \frac{M_o}{S_1} \quad \text{Ec. 5.1}$$

$$\sigma_2 = -\frac{P_i}{A} - \frac{P_i e_c}{S_2} + \frac{M_o}{S_2} \quad \text{Ec. 5.1}$$

A continuación se presentará un gráfico donde se ilustra los esfuerzos admisibles, como se describieron en el capítulo V, y los actuantes en la sección, el código que se utilizó para elaborar dicho grafico se especificara dentro de los anexos, es la función “funciontransferenciacon”.

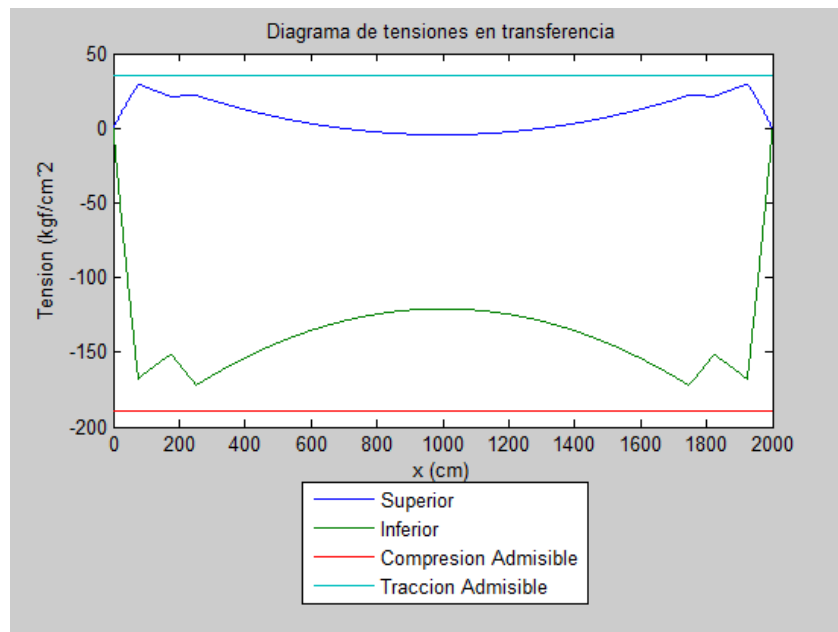


Figura 6.10 Esfuerzos admisibles Vs Actuantes en estado de transferencia
(Elaborado por autores)

Debido a que para el caso de excentricidad variable se realiza un diagrama de magnel con las mismas condiciones que se usó para el caso de la

excentricidad variable, se elaboró un algoritmo que verifica los esfuerzos a tracción y compresión en el estado de transferencia y calcula la distancia mínima y la cantidad de torones que se deben silenciar para que se cumpla con los esfuerzos mínimos en este estado. Dicho algoritmo se encuentra en la función “presfuerzo_perdida_con”. Para este caso dio el resultado que se deberían silenciar 4 torones a una distancia de 176.2cm del extremo de la viga.

6.2.6.2 En servicio I

Para este estado se hacen las verificaciones las tensiones por compresión producidas por todas las cargas. De esta manera:

$$\sigma_1 = -\frac{P_e}{A} + \frac{P_e e_c}{S_1} - \frac{M_o}{S_1} - \frac{M_{losa}}{S_1} - \frac{(M_{otros} + M_L)(h - y_{2comp})}{I_{comp}} \quad \text{Ec. 5.3}$$

$$\sigma_2 = -\frac{P_e}{A} - \frac{P_e e_c}{S_2} + \frac{M_o}{S_2} + \frac{M_{losa}}{S_2} + \frac{(M_{otros} + M_L)}{S_{2comp}} \quad \text{Ec. 5.4}$$

A continuación se presentará un gráfico donde se ilustra los esfuerzos admisibles, como se describieron en el capítulo V, y los actuantes en la sección, el código que se utilizó para elaborar dicho grafico se especificara dentro de los anexos con el nombre de función “funcionserviciocon”.

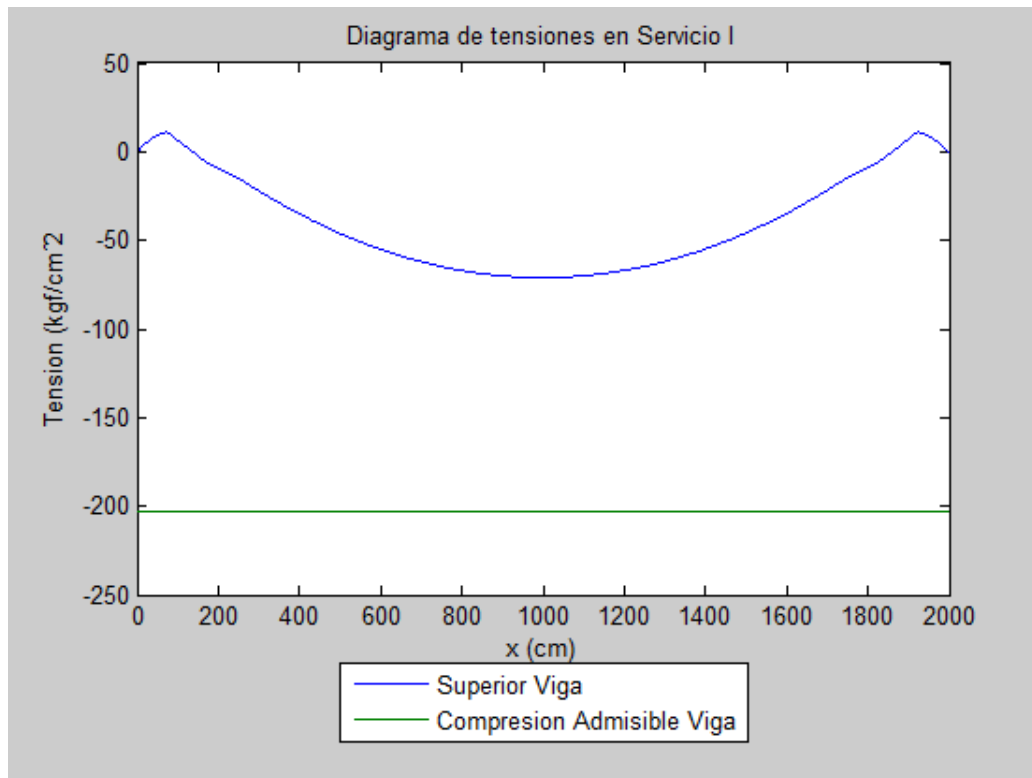


Figura 6.11 Esfuerzos admisibles Vs Actuantes en estado de Servicio I
(Elaborado por autores)

6.2.6.3 Por pretensado y carga permanente

Para este estado se hacen las verificaciones de las tensiones por compresión producidas por las cargas permanentes. De esta manera:

$$\sigma_1 = -\frac{P_e}{A} + \frac{P_e e_c}{S_1} - \frac{M_o}{S_1} - \frac{M_{losa}}{S_1} - \frac{M_{otros}(h - y_{2comp})}{I_{comp}} \quad \text{Ec. 5.6}$$

$$\sigma_2 = -\frac{P_e}{A} - \frac{P_e e_c}{S_2} + \frac{M_o}{S_2} + \frac{M_{losa}}{S_2} + \frac{M_{otros}}{S_{2comp}} \quad \text{Ec. 5.7}$$

A continuación se presentará un gráfico donde se ilustra los esfuerzos admisibles, como se describieron en el capítulo V, y los actuantes en la sección, el código que se utilizó para elaborar dicho grafico se especificara dentro de los anexos mediante la función “funcionpremuertacon”.

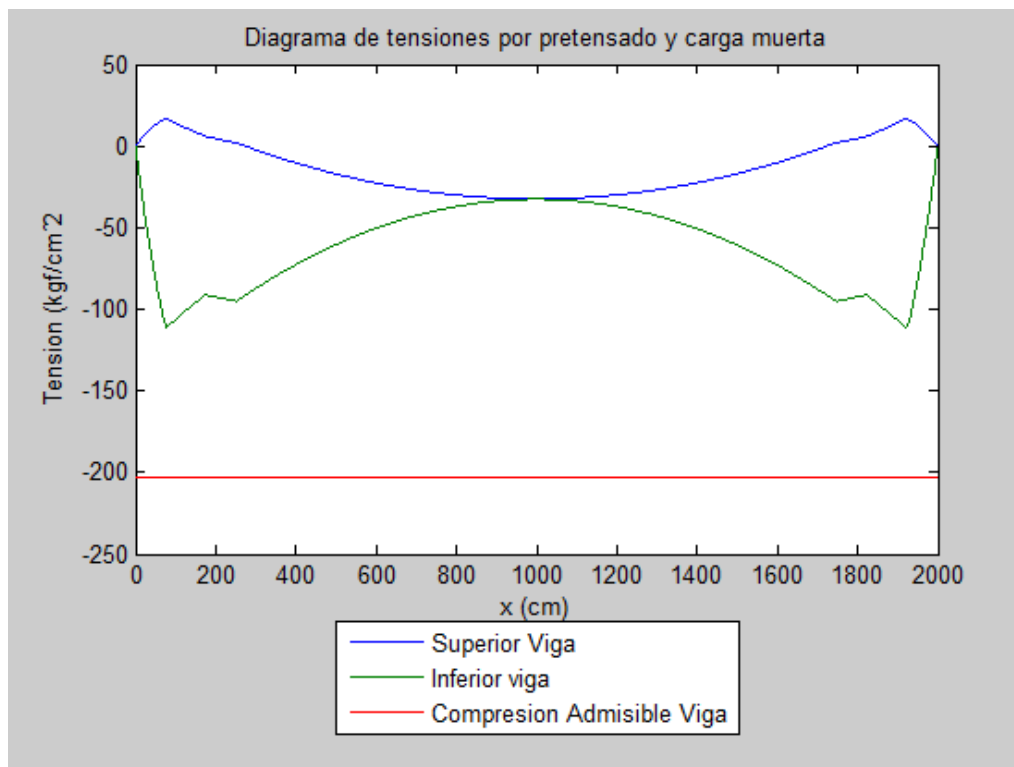


Figura6.12 Esfuerzos admisibles Vs Actuantes por pretensado y carga muerta (Elaborado por autores)

6.2.6.4 Por carga viva y la mitad de las cargas permanentes y de pretensado

En este caso, se revisan las tensiones por compresión producidas por la totalidad de las cargas vivas y por la mitad del efecto de las cargas de pretensado y cargas permanentes. De esta manera:

$$\sigma_1 = -\frac{P_e}{2A} + \frac{P_e e_c}{2S_1} - \frac{M_o}{2S_1} - \frac{M_{losa}}{2S_1} - \frac{(0.5M_{otros} + M_L)(h - y_{2comp})}{I_{comp}} \quad \text{Ec. 5.9}$$

A continuación se presentará un gráfico donde se ilustra los esfuerzos admisibles, como se describieron en el capítulo V, y los actuantes en la sección, el código que se utilizó para elaborar dicho grafico se especificara dentro de los anexos mediante la función “funcionvivamediamuertacon”.

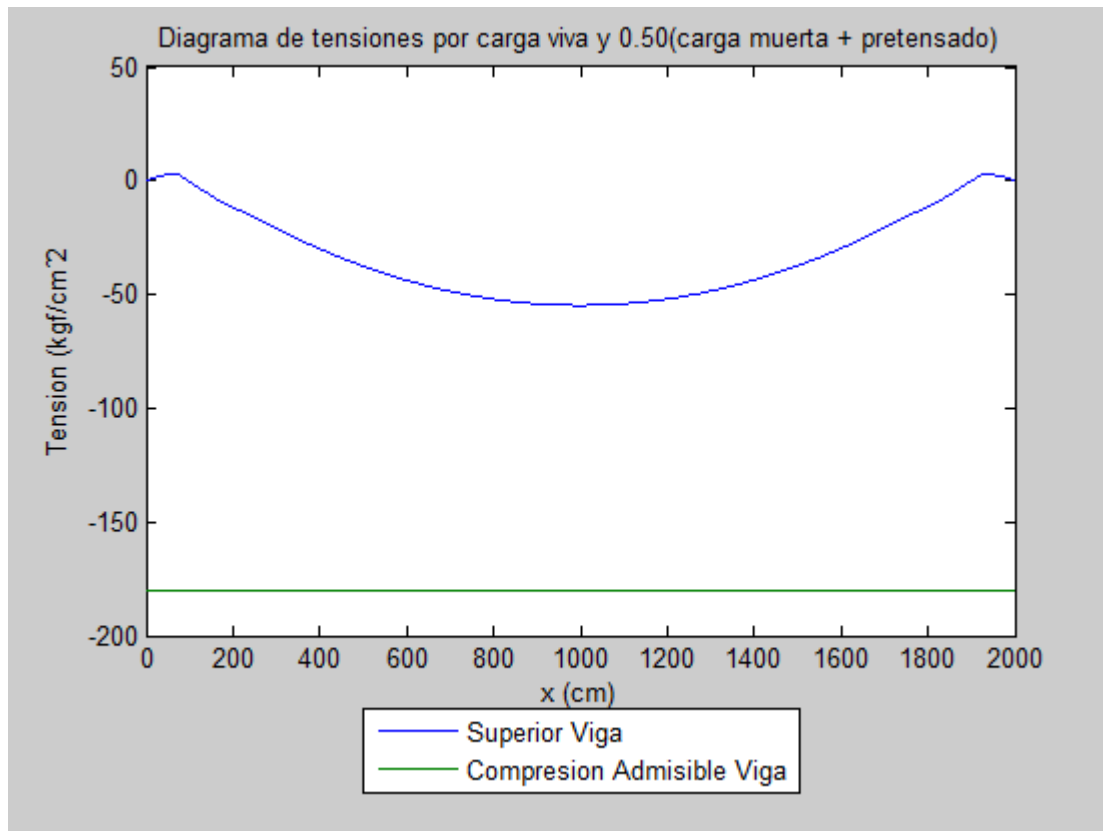


Figura 6.13 Esfuerzos admisibles Vs Actuantes por carga viva y la mitad del pretensado y carga muerta (Elaborado por autores)

6.2.6.5 Servicio III

En el estado límite, se revisan las tensiones de tracción producidas por todas las cargas. De esta manera:

$$\sigma_2 = -\frac{P_e}{A} - \frac{P_e e_c}{S_2} + \frac{M_o}{S_2} + \frac{M_{losa}}{S_2} + \frac{(M_{otros} + 0.8M_L)}{S_{2comp}} \quad \text{Ec. 5.11}$$

A continuación se presentará un gráfico donde se ilustra los esfuerzos admisibles, como se describieron en el capítulo V, y los actuantes en la sección, el código que se utilizó para elaborar dicho grafico se especificara dentro de los anexos mediante la función “funcionservicioIIIcon”.

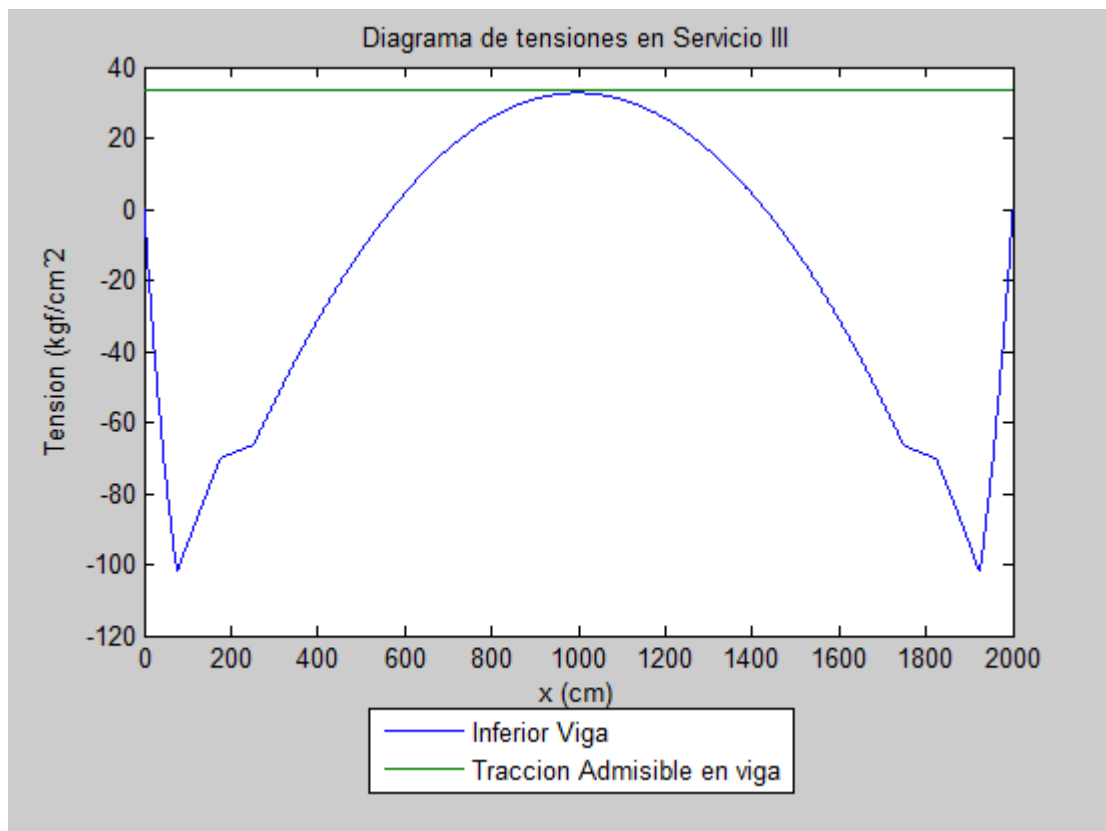


Figura 6.14 Esfuerzos admisibles Vs Actuantes por estado de Servicio3
(Elaborado por autores)

6.2.7 Cálculo de pérdidas

Se procederá a calcular las pérdidas para el presforzado de acuerdo lo descrito en el capítulo V para el caso de vigas pretensadas.

6.2.7.1 Acortamiento elástico

Como lo descrito en el capítulo V, la pérdida por acortamiento elástico para un elemento postensado queda de la siguiente manera.

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \text{ (Mpa)} \quad \text{Ec. 5.31b}$$

El valor de f_{cgp} se lo calculo como la tensión producida por el presfuerzo a la altura de los cables menos la tensión producida por el momento por peso propio a la altura de los cables.

El algoritmo que resuelve este caso de pérdida por acortamiento elástico se destaca en la sección de los anexos mediante el nombre de “presfuerzo_perdida_con”.

6.2.7.2 Contracción

Para elementos postensados queda de la siguiente manera:

$$\Delta f_{pSR} = (117 - 1.03H) \text{ (Mpa)} \quad \text{Ec. 5.32b}$$

La humedad relativa (H) se la escogió para una media anual del año 2013.

El algoritmo que resuelve este caso de pérdida por acortamiento elástico se destaca en la sección de los anexos mediante el nombre de “presfuerzo_perdida_con”.

6.2.7.3 Fluencia lenta

La pérdida debido a la fluencia lenta queda de la siguiente manera

$$\Delta f_{pCR} = 12.0f_{cgp} - 7.0\Delta f_{cdp} \geq 0 \text{ (Mpa)} \quad \text{Ec. 5.33}$$

El valor de f_{cgp} es el mismo valor calculado en la pérdida por acortamiento elástico, y el valor de Δf_{cdp} se lo calcula como la tensión producida por las cargas permanentes exceptuando la inducida por el peso propio.

El algoritmo que resuelve este caso de pérdida por acortamiento elástico se destaca en la sección de los anexos mediante el nombre de “presfuerzo_perdida_con”.

6.2.7.4 Relajación del acero

La pérdida por relajación del acero de acuerdo a lo descrito en el capítulo V queda de la siguiente manera:

$$\Delta f_{pR2} = 138 - 0.4\Delta f_{pES} - 0.2(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR})(Mpa)$$

El algoritmo que resuelve este caso de pérdida por acortamiento elástico se destaca en la sección de los anexos mediante el nombre de “presfuerzo_perdida_con”.

6.2.8 Perdida totales

Las pérdidas totales es la suma de todas las pérdidas encontradas en los puntos anteriores.

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2} \quad \text{Ec. 6.1}$$

Del algoritmo resuelto encontramos que el valor de las pérdidas después de haber hecho las respectivas transformaciones de unidades queda de la siguiente manera.

$$\Delta f_{pES} = 16982 \text{ kg}$$

$$\Delta f_{pSR} = 10205 \text{ kg}$$

$$\Delta f_{pCR} = 22449 \text{ kg}$$

$$\Delta f_{pR2} = 18041 \text{ kg}$$

$$\Delta f_{pT} = 67677 \text{ kg}$$

El porcentaje de pérdidas quedaría de la siguiente manera:

$$\%Perdida = 100 - \frac{Pi - \Delta f_{pT}}{Pi} \times 100 = 100 - \frac{244640 - 67677}{244640} \times 100 = 27.66\%$$

Inicialmente se asumió un valor de 28% el cual es mayor al calculado, consecuencia de esto podemos seguir trabajando sin ningún problema. Dentro del software se establecerá un proceso iterativo, en donde se modificara el valor de la perdida y se recalculara todos los valores

encontrados, hasta el momento en que la pérdida real y la asumida tengan una diferencia mínima.

6.2.9 Cálculo del acero pasivo o refuerzo adherente

De acuerdo a lo descrito en el capítulo V, se procedió a calcular el acero pasivo en las fibras inferior y superior de la viga. La viga se la dividió en cuatro partes y se calculó el acero requerido para cada sección.

Al revisar el estado en “transferencia” podemos notar que parte de la fibra superior cercana a los apoyos se encuentra a tracción, consecuencia de eso se calculara el acero pasivo necesario en dichas secciones.

El máximo esfuerzo a tracción lo obtenemos de la gráfica donde se ilustra el estado “en transferencia” cuyo valor es de 29.63 kg/cm^2 . El esfuerzo a compresión en la fibra inferior, en la misma línea donde se produce el máximo a tracción, lo obtenemos del mismo grafico cuyo valor es de -168 kg/cm^2 . El acero pasivo en este estado de esfuerzos es el máximo que se requeriría para contrarrestar los esfuerzos de tracción en el estado de transferencia, pero debido a que los esfuerzos van cambiando a lo largo de la viga el requerimiento del refuerzo pasivo sería menor. Para esto se elaboró un algoritmo que determina el requerimiento de refuerzo en diferentes zonas

de la viga, utilizando las formulas descritas en el capítulo V, como se muestra a continuación.

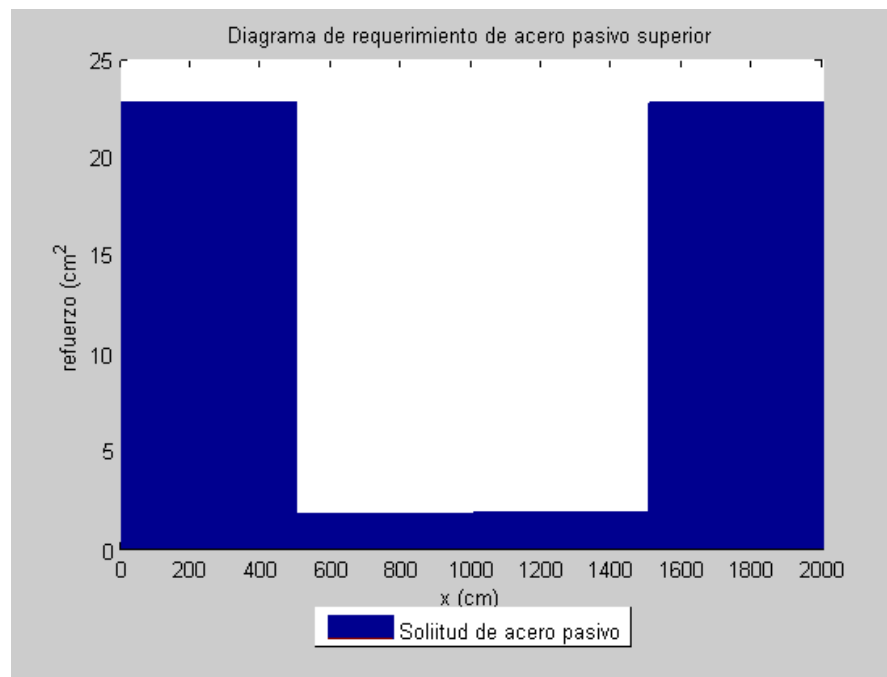


Figura 6.15. Requerimiento de acero pasivo superior (Elaborado por autores)

Al revisar el estado en “serviciIII” podemos notar que parte de la sección central de la viga se encuentra traccionada, en consecuencia de eso se precede a calcular el refuerzo que será distribuido en esa zona para el caso de máximo esfuerzo a tracción que soporta la viga.

El máximo esfuerzo a tracción lo obtenemos de la gráfica donde se ilustra el estado de “servicio III”, cuyo valor es de 32.72 kg/cm^2 , y el máximo esfuerzo a compresión en la fibra inferior lo obtenemos del grafico que ilustra el estado

de “servicio I” cuyo valor es de -70.97 kg/cm^2 . El acero pasivo en este estado de esfuerzos es el máximo que se requeriría para contrarrestar los esfuerzos de tracción, pero debido a que los esfuerzos van cambiando a lo largo de la viga el requerimiento del refuerzo pasivo sería menor. Para esto se elaboró un algoritmo que determina el requerimiento de refuerzo en diferentes zonas de la viga, utilizando las formulas descritas en el capítulo V, como se muestra a continuación.

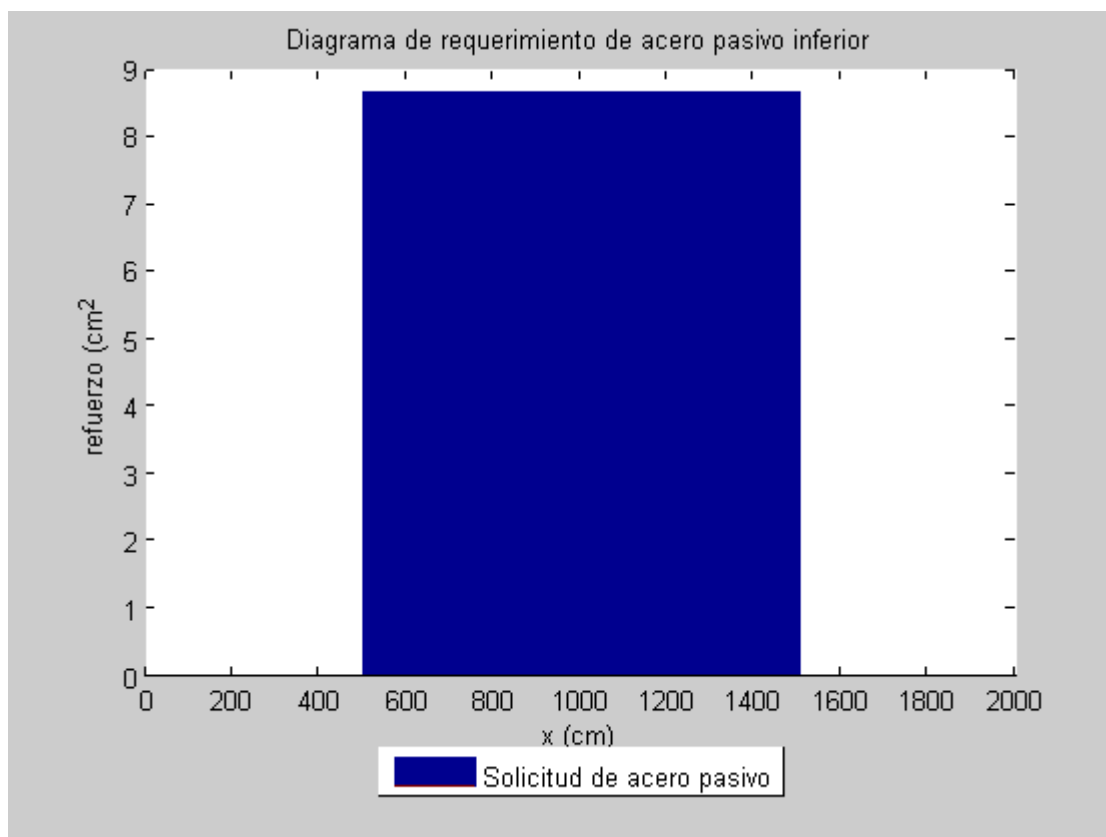


Figura 6.16. Requerimiento de acero pasivo inferior (Elaborado por autores)

El algoritmo que resuelve este caso de acero pasivo o refuerzo adherente se destaca en la sección de los anexos mediante el nombre de “apasivo”.

6.2.10 Revisión de resistencia ultima a flexión

6.2.10.1 En etapa constructiva

Los valores de C para los dos casos descriptos en el capítulo V se muestran a continuación.

- Caso 1

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y - 0.85B_i f'_{ci}(b - b_w)h_f}{0.85B_i f'_{ci} B_i b_w + kA_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \rightarrow -11.83cm$$

- Caso 2

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y}{0.85B_i f'_{ci} B_i b + kA_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \rightarrow 6.1cm$$

Debido a que el valor de C hallado en el caso 2 es menor al espesor del ala superior de la viga se procederá a utilizar el valor de C hallado para el caso 2, con la ecuación del momento para dicho caso.

$$M_n = A_{ps}f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_y \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) + 0.85 f'_c b B_i h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right)$$

$$M_{ncl} = 25439000 \text{ kg.cm}$$

Se verifica que $0.9M_{ncl}$ es mayor que $M_{ucl} = 9225240 \text{ kg.cm}$

El algoritmo que resuelve este proceso se destaca en la sección de los anexos mediante el nombre de “flexionultimacon”.

6.2.10.2 En etapa de servicio

Los valores de C para los dos casos descritos en el capítulo V, debido a que no se considera losa las ecuaciones quedan modificadas de la siguiente manera

- Caso 1

$$C = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y - 0.85 B_i f'_c (b - b_w) h_f}{0.85 B_i f'_c B_i b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \rightarrow -19.37 \text{ cm}$$

- Caso 2

$$C = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y}{0.85 B_i f'_c B_i b + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \rightarrow 4.85 \text{ cm}$$

Debido a que el valor de C hallado en el caso 2 es menor al espesor del ala superior de la viga se procederá a utilizar el valor de C hallado para el caso 2, con la ecuación del momento para dicho caso.

$$M_n = A_{ps}f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_y \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) + 0.85 f'_c b B_i h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right)$$

$$M_n = 27707000 \text{ kg.cm}$$

Se verifica que $0.9M_n$ es mayor que $M_u = 20375240 \text{ kg.cm}$

El algoritmo que resuelve este proceso se destaca en la sección de los anexos mediante el nombre de “flexionultimacon”.

6.2.11 Límites del refuerzo

De acuerdo a lo descrito en el capítulo V se revisan dos casos, que se destacan a continuación:

- $\frac{c}{d} \leq 0.42$ donde $c=4.85$ y $d=71.71 \rightarrow c/d = 0.06 < 0.42$
- $M_r \geq 1.2M_{cr}$

$$M_{cr} = S_{bcomp}(f_r + f_{cpe}) - M_{pp+losa} \left(\frac{S_{bcomp}}{S_b} - 1 \right) \geq S_{bcomp} f_r$$

$$M_{cr} = 2563300 \text{ kg.cm}$$

$$M_r = M_n = 27707000 \text{ kg.cm}$$

Se verifica que $M_r > 1.2M_{cr}$

El algoritmo que resuelve este proceso se destaca en la sección de los anexos mediante el nombre de “flexionultimacon”.

6.2.12 Cortante

El resultado arrojado por el software en este proceso será el requerimiento del acero transversal a lo largo de la viga en las unidades cm^2/cm . La viga se la ha procedido a dividir en 4 partes.

Después de despejar las fórmulas para obtener el requerimiento necesario obtenemos la siguiente ecuación.

$$\text{Refuerzo requerido} \left(\frac{A_s}{S} \right) = \frac{\frac{V_{uf}}{0.9} - V_c - V_p}{f_y \cdot d_v \cdot [\cot\phi + \cot\alpha] \cdot \text{sena}}$$

En donde:

$$V_c = 0.265\beta\sqrt{f'_c b_v d_v}$$

V_{uf} (*Es el cortante ultimo*)

V_p (*Es el cortante producido por el presfuerzo*)

El algoritmo utilizado para determinar los valores de ϕ y β se destaca en los anexos mediante el nombre “cortevar”

El algoritmo que resuelve todo este proceso se destaca en los anexos mediante el nombre “cortanteultimo”

A continuación se presenta un diagrama de la sollicitación de refuerzo a lo largo de toda la viga.

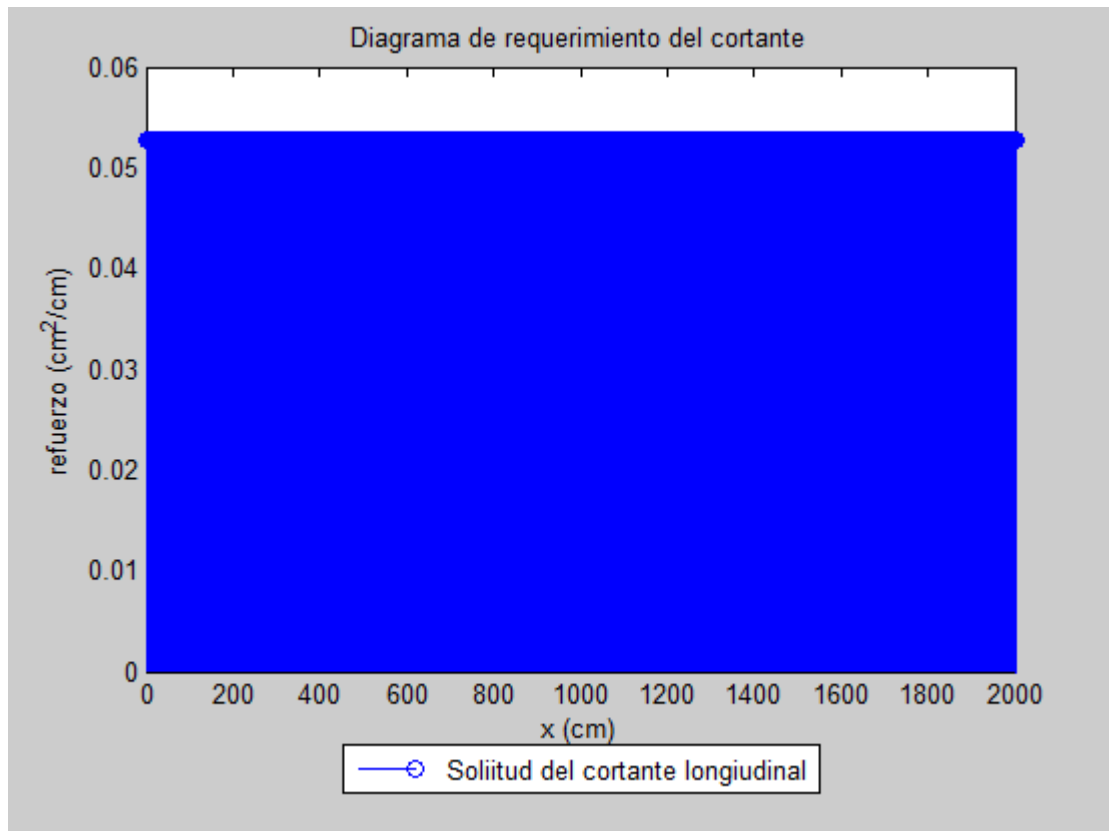


Figura 6.17. Requerimiento de refuerzo para el cortante (Elaborado por autores)

El diagrama muestra una recta constante debido a que la sollicitación de la armadura se encuentra por debajo del mínimo requerido.

6.2.13 Deflexiones

De acuerdo a lo descrito en el capítulo V, se procederá a calcular la deflexión en la viga.

Deflexión debida al presfuerzo:

La deflexión debida al presfuerzo queda de la siguiente manera

$$\Delta_{pres} = \frac{P_i \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot E \cdot I} \rightarrow 5.31 \text{ cm}$$

La deflexión debida al presfuerzo sufre una disminución debida a la pérdida del presforzado la cual se calcula mediante la siguiente expresión.

$$\Delta_{perdida} = \Delta_{pres} \frac{P_i - P_e}{P_i} \rightarrow 1.47 \text{ cm}$$

Debida a las cargas gravitacionales

La deflexión debida a las cargas gravitacionales se la calcula mediante la siguiente expresión, considerando una inercia de la sección compuesta.

$$\Delta q_{pp} = \frac{5. (q_{pp}). L^4}{384. E. I_{comp}} \rightarrow 2.37 \text{ cm}$$

$$\Delta q_l = \frac{5. (q_l). L^4}{384. E. I_{comp}} \rightarrow 1.81 \text{ cm}$$

$$\Delta q_{otros} = \frac{5. (q_l). L^4}{384. E. I_{comp}} \rightarrow 0.83 \text{ cm}$$

La deflexión diferida quedaría de la siguiente manera

$$\begin{aligned} \Delta Diferida &= (\Delta pres. 2.2 - \Delta perdida. 2.2 - \Delta q_{pp}. 2.4 - \Delta q_l - \Delta q_{otros}. 3) \\ &= (5.31 \times 2.2 - 1.47 \times 2.2 - 2.37 \times 2.4 - 1.81 - 0.83 \times 3) = -1.53 \end{aligned}$$

Si comparamos con el valor permisivo por la norma que es de $L/1000=2\text{cm}$, notamos que estamos por debajo de ese valor y consecuencia de esto el diseño es satisfactorio

CAPÍTULO VII

SOFTWARE DE ANÁLISIS Y VERIFICACIÓN DEL DISEÑO DE UNA VIGA PRESFORZADA

7.1 Descripción del lenguaje de Programación

El lenguaje de programación utilizado para la realización del software de análisis es el MATLAB, su nombre viene de "MATrix LABoratory" (laboratorio matricial). Es una herramienta computacional bastante elaborada pero simple a la vez, es de muchísima utilidad para aplicaciones numéricas, simbólicas y gráficas.

Este programa contiene una alta gama de funciones predefinidas que son de mucha utilidad al momento de realizar cálculos en cualquier área de la ingeniería.

MATLAB, tiene mucha similitud a un lenguaje de programación, sus comandos y funciones presentan ventajas muy grandes cuando se trata de trabajar con números, matrices, iteraciones y ciclos, sin embargo tiene muchas limitaciones con respecto a la creación de una interfaz de usuario ya que no proporciona muchas herramientas como otros lenguajes como Visual Basic u otros semejantes que cuentan con una interfaz gráfica mucho mejor a la vista.

7.1.1 Interfaz Gráfica (GUI)

GUI son las siglas para GRAPHICAL USER INTERFACES cuya traducción es Interfaz Gráfica para el Usuario, y esta será la herramienta utilizada para el desarrollo de software que se planteó inicialmente para este proyecto.

MATLAB permite realizar fácilmente una o más pantallas (paneles) con botones, menús, ventanas, que se los denominan Componentes y que

mediante funciones de llamadas conocidos como callbacks permiten al usuario utilizar de una forma interactiva los programas (tareas) desarrollados con esta Herramienta. A este conjunto de herramientas se lo denomina interfaz gráfica de usuario. Cabe mencionar que las posibilidades que ofrece MATLAB con esta interfaz no son muy amplias comparado a otras aplicaciones de Windows como Visual Basic, Visual C.

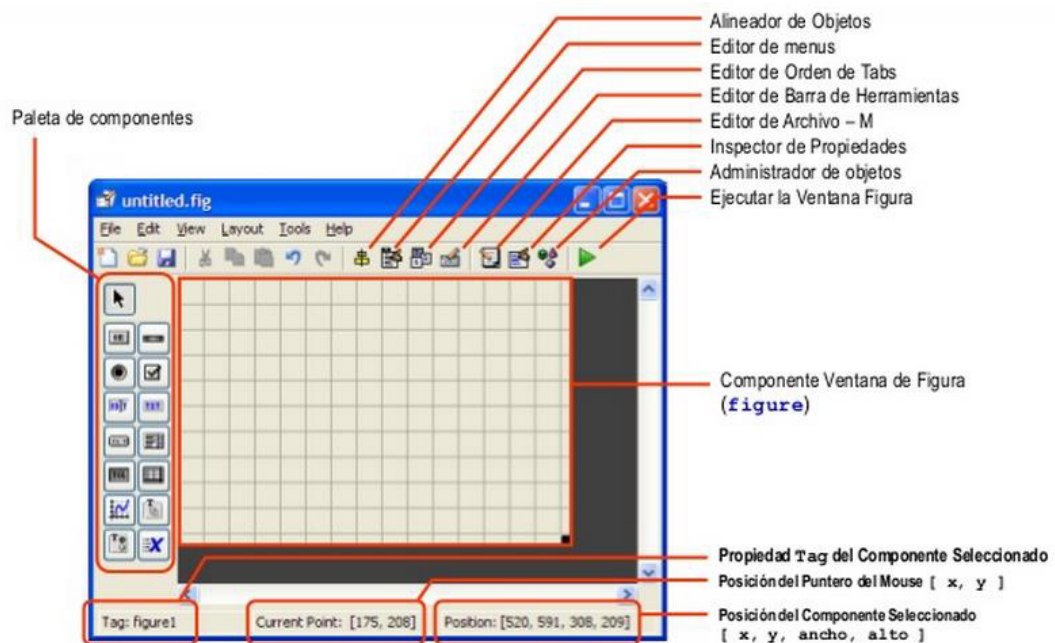


Figura 7.1 Elementos de MATLAB Guide (Tomado de Escribano, 2009)

Para realizar la interfaz gráfica en el presente proyecto se optó por crearla por medio de GUIDE. Para facilidad del usuario el GUIDE provee una herramienta llamada Property Inspector mostrado en la figura 7.2, que permite analizar y cambiar las propiedades de cada componente.

Al añadir un nuevo componente al programa, GUIDE asigna valores por defectos a sus propiedades. A todos los componentes se lo puede referenciar dentro de un código fuente ya que la propiedad Tag lo permite, y a todos los Tags de una aplicación GUIDE conforman una estructura llamada handles, a la cual se hace referencia al componente en el código fuente. (Ataurima, 2013)

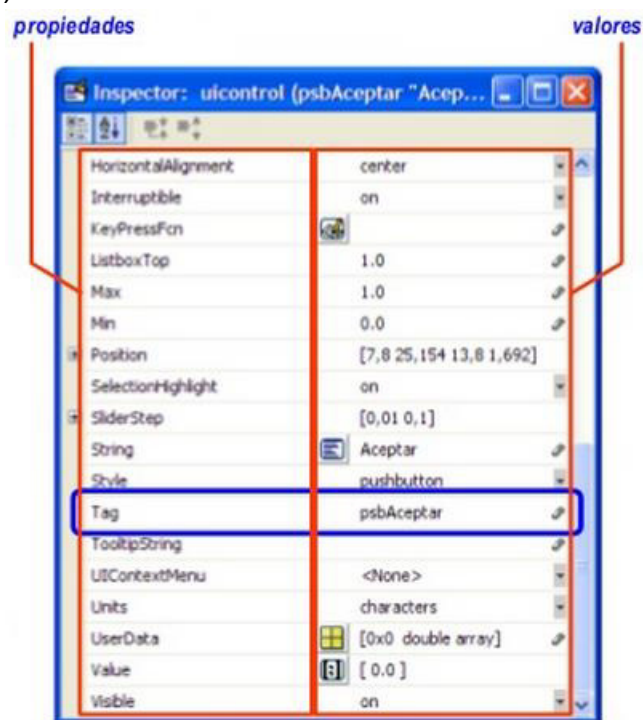


Figura 7.2 Ventana del Property Inspector (Tomado de Escribano, 2009)

Al haber diseñado la interfaz gráfica se requiere codificar las respuestas (callbacks) ante eventos ocurridos sobre alguno de sus componentes. Esto se realiza en el archivo M – Función asociado a la aplicación GUIDE.

Un callback, es una subfunción de la función principal que se ejecuta como respuesta ante un evento desencadenado sobre un componente.

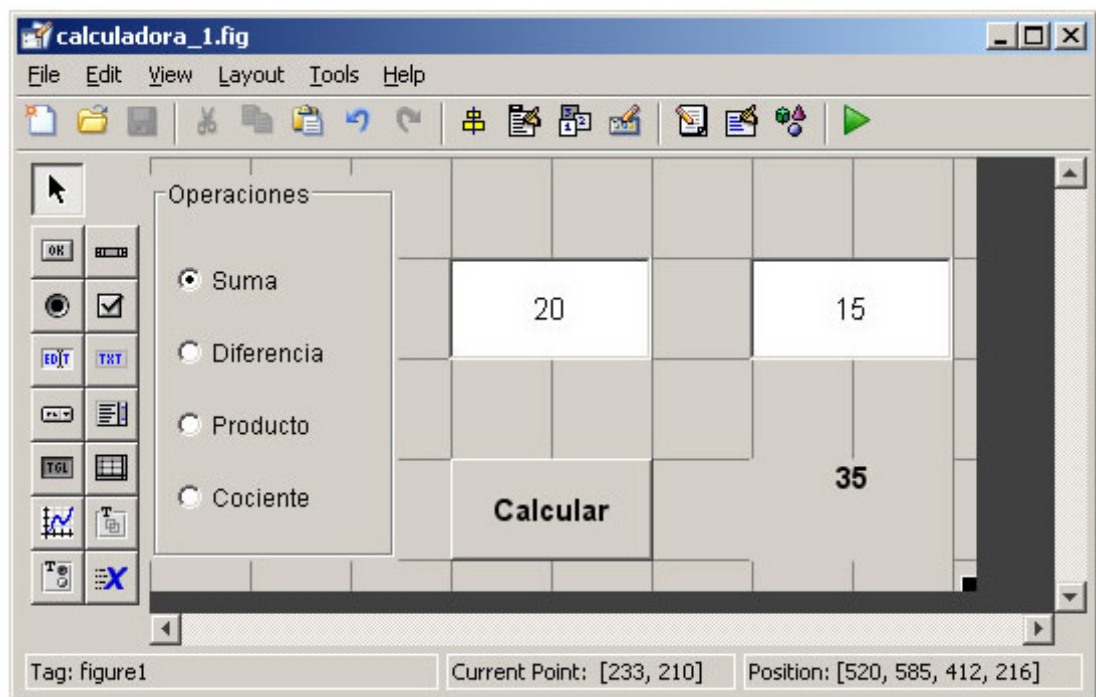


Figura 7.3 Ejemplo básico de Interfaz gráfica en Matlab (Tomado de Escribano, 2009)

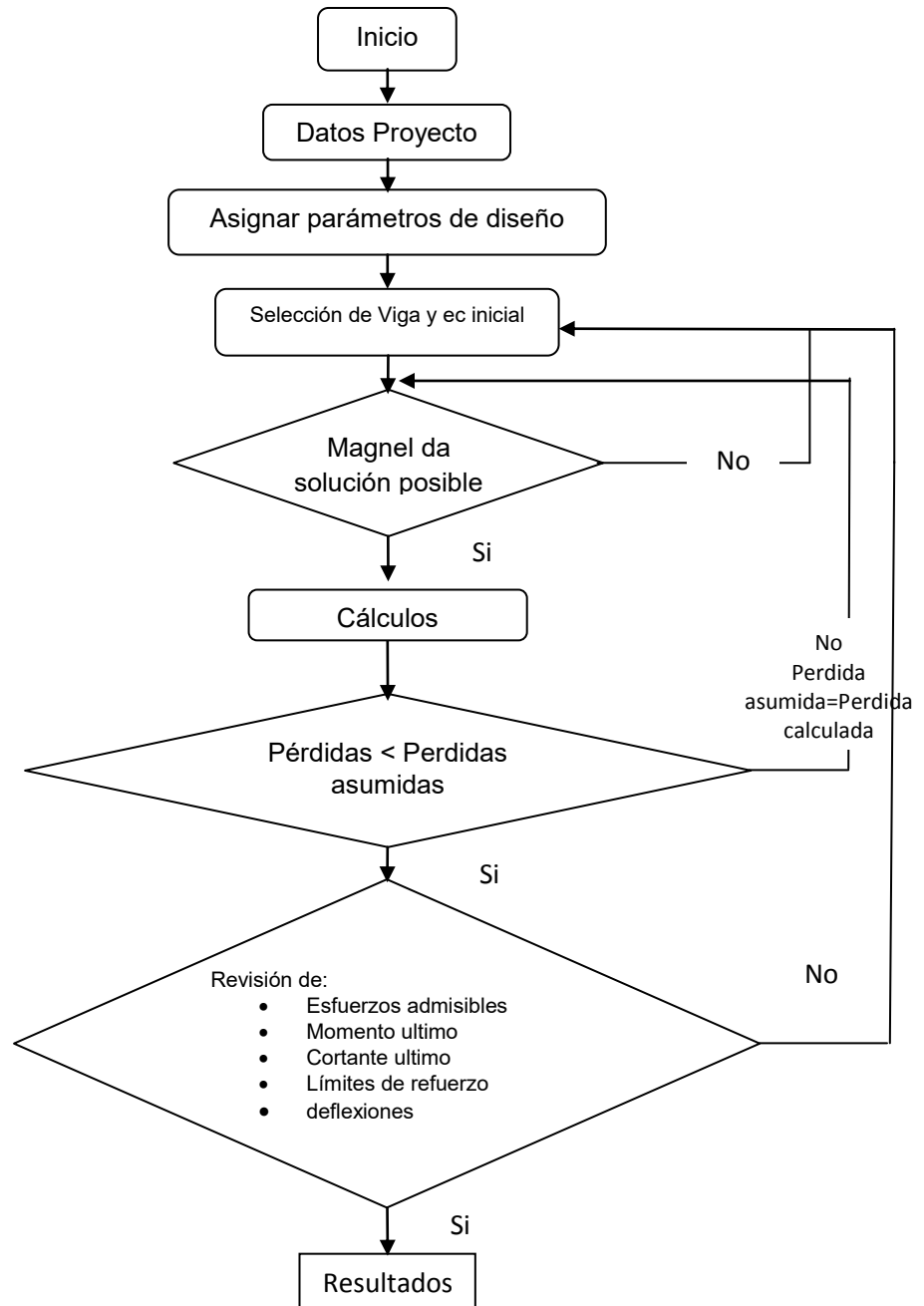
7.2 Objetivo de la Aplicación

La aplicación tiene como propósito principal realizar una interfaz gráfica, que con una excelente comunicación entre el usuario y el computador, le permita efectuar el diseño de una viga de hormigón presforzado (orientada a su uso en pasos peatonales) Agilitando el proceso de Diseño a partir de una serie de cálculos e iteraciones, donde el usuario solo deberá ingresar los datos necesarios que se solicitaran en el Programa.

El programa además buscar permitir que el usuario, pueda manejar cada proyecto de manera personalizada, es decir que pueda proporcionar datos específicos de cada proyecto y que lo pueda guardar para luego retomar el trabajo de ser necesario, parte de estos ajustes permitirán que el diseñador pueda también cambiar algún parámetro de diseño según requerimientos especiales de obra, el poder ingresar nuevas secciones de la viga, materiales con especificaciones diferentes.

El software elaborado es también un aporte para la materia de "hormigón presforzado", ya que servirá como una herramienta para que estudiantes puedan comprobar diseños que ellos realicen manualmente.

7.3 Diagrama de flujo para el software de análisis y verificación de un elemento presforzado.



7.4 Características y Uso del programa desarrollado.

El programa desarrollado busca mantener una apariencia muy genérica, en la que el usuario se sienta cómodo debido a la similitud con otros programas de Diseño, el proceso a seguir es muy dinámico y sencillo de entender, requiriendo que el usuario proporcione todos los datos requeridos antes de empezar a realizar los cálculos.

Cuando un nuevo proyecto es iniciado, el programa solicita información básica acerca del mismo, como: nombre, persona que diseña y datos de este tipo, una vez iniciado el proyecto el usuario está en la libertad de asignar los parámetros generales de diseño, Cargas, seleccionar vigas y materiales a utilizar.

Una de las facilidades que ofrece el software es que el usuario puede administrar la biblioteca o CATALOGO dentro del programa donde están almacenadas las secciones de vigas y materiales, el usuario puede agregar nuevos materiales y secciones a su gusto modificando dimensiones de vigas y propiedades del material como resistencias y esfuerzos límites.

El programa utiliza el diagrama de Magnel, (ver capítulo 5) como parte fundamental del Diseño, el usuario escoge una excentricidad para la cual usando el diagrama de Magnel se calcula un rango de fuerzas de presfuerzo que satisface las condiciones necesarias, en la pantalla de Diseño se advierte al usuario cuando para la excentricidad escogida no existe una fuerza que satisfaga las condiciones, sin embargo el usuario puede seguir calculando ateniéndose a la premisa que la viga no será satisfactoria.

El programa tiene la ventaja de que al no ser satisfactoria una viga para las cargas requeridas el usuario puede regresar a escoger otra viga, cambiar materiales o algún parámetro que se considere importante para que mejoren las condiciones de la viga seleccionada, para luego volver a diseñar y ver si con los cambios efectuados la viga es satisfactoria, este proceso lo puede realizar tantas veces como sea necesario.

Cuando el usuario procede a Diseñar, también tiene la opción de mostrar los resultados generales en cada posición de la viga donde se muestran en pantalla, el uso y descripción de todas las ventanas del programa se encuentran en el AÑEXO 2 Manual de Usuario.

7.5 Limitaciones y recomendaciones para el uso del programa.

Al realizar el diseño de las vigas, una de las limitaciones que tiene el programa desarrollado, es la de no poder realizar el análisis de vigas para un puente vehicular ya que el proyecto está enfocado a pasos peatonales, sin embargo lo que se requeriría para lograr este propósito es solo de un programar una función donde se cambien las condiciones de Carga y Momentos para el caso de cargas vehiculares, por lo que el software puede modificarse en un futuro para poder ampliar sus funciones al diseño de puentes de tipo vehicular.

Las limitaciones con respecto a la velocidad de procesamiento son muy notorias al momento de ejecutar el programa, esto se debe a algunas razones, aun cuando MatLab es una herramienta computacional muy efectiva y rápida para realizar cálculos numéricos, el programa muestra falencias para los procesos que involucra el modificar archivos de Excel, manejar diferentes pantallas graficas Vinculadas entre sí, lectura de archivos de Excel y guardarlas en vectores de texto y numero, muchos otros procesos semejantes a estos son los que nos limitan con respecto a la velocidad de respuesta del programa, una clara muestra de esto es el tiempo que se toma el programa en Guardar una nueva viga (aproximadamente 5 segundos) comparado con el tiempo que toma en hacer “n” numero de iteraciones para

encontrar rangos en el diagrama de magnel (menos de 0,01 segundos), con este tipo de situaciones notamos claramente esta limitación.

Otra limitación es que básicamente se puede mantener un proyecto donde se debe escoger una de las dos condiciones para la viga PRETENSADA o POSTENSADA, es decir una vez iniciado el proceso esta condición no podrá ser cambiada, esto debido a que los procesos que se realizan tendrían más derivaciones haciendo más pesado el programa por situaciones antes mencionadas.

La opción de generar reporte se encuentra limitada a utilizarse únicamente cuando se ejecute el programa dentro de Matlab. El ejecutable no tendrá disponible esta opción debido a que al momento de empaquetar el programa, Matlab no compila algunas funciones que se encuentran disponibles dentro del área de trabajo del software.

El programa se encuentra limitado a trabajar únicamente un proyecto a la vez.

Una vez instalado el ejecutable en cualquier equipo, el usuario debería de proporcionar permisos de administrador a la carpeta de instalación del

programa, siendo esto una limitación en comparación a que otras aplicaciones no necesitan de dicha acción.

7.6 Resultados obtenidos

El Objetivo del Programa es agilizar un proceso de Diseño y Verificación de una Viga Presforzada, pero como consecuencia inmediata es que el usuario pueda obtener la información que necesita para la elaboración de un informe.

El programa como resultados proporciona al usuario todos los diagramas de fuerzas y esfuerzos, donde se puede observar en qué lugar de la viga se encuentra más cercano a su límite esto permitirá poder tomar acciones de ser necesario.

Además valores numéricos son mostrados donde el usuario puede moverse a través de la longitud de la viga (seccionada cada centímetro) observando como varían los resultados.

El diagrama de magnel es también una de los diagramas que se puede observar de ser requerido por el usuario.

Como resultado general, el programa elaborado ha tenido un rendimiento mucho más alto del esperado y considerando las limitaciones que presenta Matlab con respecto al manejo de interfaz y de los datos, el resultado obtenido es excelente.

El programa es estable de muy fácil manipulación donde el usuario podrá sentirse cómodo y sobre todo proporciona los resultados que son necesarios para el Diseño.

CAPÍTULO VIII

ANÁLISIS DE RESULTADOS

8.1 Comparación de datos obtenidos

Se realizó la comparación desarrollando unos ejemplos manualmente por medio de los algoritmos elaborados para el software, para todos los casos los resultados fueron consistentes con respecto al diseño final es decir número de torones, fuerza de presfuerzo, acero pasivo, Refuerzo al corte, esto comprueba que el desarrollo del programa fue satisfactorio.

Sin embargo al utilizar el programa los resultados obtenidos se los puede visualizar con más detalle, ya que se los presenta de manera longitudinal en cualquier punto de la viga (cada cm), esto permite que el usuario pueda

analizar los puntos más críticos por lo que permite que los resultados obtenidos por el programa naturalmente sean más eficientes que los obtenidos manualmente.

8.2 Ventajas y desventajas de utilizar un sistema computarizado para el Diseño y verificación

Existen algunas ventajas en el software desarrollado:

- El interfaz es de fácil comprensión y permite una excelente comunicación entre el usuario y el programa.
- Permite guardar proyectos, para luego ser abiertos y modificarlos o continuar el diseño.
- Le da la oportunidad al usuario de personalizar algunos datos, crear nuevas secciones de vigas, materiales, cargas, permitiendo guardarlas en la base de datos de manera que este pueda usarlos en futuros proyectos.
- El usuario no requiere conocimientos en el manejo de la aplicación Matlab, ni tenerlo instalado en su computador.
- El programa es iterativo es decir puede retroceder a cambiar un dato para luego proceder a la comprobación nuevamente.

- Se muestran los diferentes diagramas de: momento, cortante, acero pasivo, entre otros, también el diagrama de Magnel con la solución más óptima.

A continuación se mencionan las Desventajas:

- El programa no diseña puentes de uso vehicular solo vigas de hormigón presforzado para puentes peatonales.
- Al haber usado MatLab se nota la deficiencia del programa con respecto al manejo de la base de datos, es decir el escribir los datos dentro de una tabla Excel.
- Las unidades que maneja el programa son únicas (MKS) es decir el usuario deberá hacer conversiones de ser necesario.
- Los proyectos iniciados pueden ser PRETENSADOS o POSTENSADOS, una vez iniciado un proyecto esta característica no puede cambiarse en el proceso.
- El programa no posee seguridad de edición cuando se ejecuta desde Matlab, es decir cualquiera podría modificar sus líneas de comando y de hacerlo de manera equivocada puede alterar el funcionamiento del mismo.

CAPÍTULO IX

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

9.1 Conclusiones

1. Se realizó una guía detallada del proceso de diseño (Capítulo 5 y 6), utilizando el diagrama de magnel como solución gráfica y un proceso iterativo con corrección en las pérdidas y chequeo de esfuerzos actuantes y esfuerzos admisibles basándonos en la norma ASSTHO LRFD 2012.
2. Se aportó a la Materia de Hormigón Presforzado con el desarrollo del software PREFORCE, en la plataforma computacional MatLab que permite realizar el análisis y verificación de vigas presforzadas aplicada a pasos peatonales esperando que sea una herramienta para los estudiantes que cursan dicha asignatura.

3. Se elaboró la Interfaz dinámica que permite una excelente comprensión para el usuario al momento del ingreso de datos, y en la versatilidad del proceso iterativo en la selección de excentricidad y fuerza de presfuerzo, donde el usuario no tiene que asumir pérdidas.
4. A pesar de que el sistema de comandos de MatLab no proporciona todas las herramientas para realizar tareas más completas en la elaboración de una interfaz de usuario y el manejo de bases de datos, se logró que el programa realice operaciones de guardado y apertura de proyectos, creación y edición de vigas, creación y edición materiales, esto se logró usando como base de datos archivos .xlsx
5. Se efectuó un análisis entre los resultados obtenidos por medio del uso del software y en los ejemplos resueltos con el proceso de diseño regular, se observó que los resultados son congruentes y satisfactorios.
6. Se elaboró un Manual de usuario donde se muestra el manejo correcto de PREFORCE
7. Se logró Compilar el programa en un ejecutable .exe de manera que se pueda instalar en computadores donde no dispongan de la

aplicación MatLab, sin embargo el software instalado desde el .exe no brindara al usuario la facilidad de generar un reporte con el diseño, dicha función se podrá usar cuando el programa sea ejecutado desde Matlab.

8. Aunque el Software está orientado para su uso en pasos peatonales, este realiza todos los chequeos de la norma que aplican para puentes vehiculares, de manera que se podría aplicar si se desea realizar un análisis en vigas de puentes vehiculares esto solo considerando que las cargas aplicadas deben ser transformadas en cargas equivalentes para poder ser ingresadas a PREFORCE.

9.2 Recomendaciones

1. Para utilizar el programa de una manera más eficiente, es recomendable que el usuario tenga previos conocimientos sobre el diseño de vigas de hormigón presforzado.
2. Consultar el manual de usuario siempre que se tenga una duda sobre el uso o pasos a seguir del programa desarrollado.

3. Prestar mucha atención a las observaciones que hace el programa mediante mensajes sean de advertencia o de error, por ejemplo cuando las secciones, fuerzas, excentricidad, entre otras no cumplan con los requerimientos.
4. Aun cuando Las ventanas presentadas en cada paso para el ingreso de datos son de fácil comprensión e incluyen las unidades en que se trabaja (sistema MKS), se recomienda al usuario estar muy pendiente de los datos que ingresa guarden sentido y que representen lo que se requiere para el diseño.
5. Si bien es cierto la interfaz de PREFORCE es muy fluido, existen algunos procesos en los que este podría tardar un poco, esto también depende de las capacidades del equipo donde se está corriendo el programa, recomendamos tener un poquito de paciencia en caso de que PREFORCE esté realizando un proceso.

ANEXOS 1

(Programación)

Funcion admisibles: Determina los esfuerzos admisibles

```
function [ fci,fti,fcs,fts ] = admisibles(
fc,corrosionsevera,aceropasivo,porcentaje)
%UNTITLED3 Summary of this function goes here
% Detailed explanation goes here
fci=(porcentaje/100)*fc*0.60;
if aceropasivo==1
fti=0.63*sqrt(9.81*(porcentaje/100)*fc);
else if 0.25*sqrt(9.81*(porcentaje/100)*fc)<14;
    fti=0.25*sqrt(9.81*(porcentaje/100)*fc);
    else
        fti=14;
    end
end
fcs=0.45*fc;

if aceropasivo==1
    if corrosionsevera==1
        fts=0.25*sqrt(10*fc);
    else
        fts=0.5*sqrt(10*fc);
    end
else
    fts=0;
end
end
```

Funcion befectivo: para determinar el ancho efectivo

```
function [ bef ] = befectivo( L,t,b,sep,doblet )
%UNTITLED2 Summary of this function goes here
% Detailed explanation goes here
if dobllet==0
bef = min([sep L/4 16*t+b]);
else
bef=b;
end
end
```

Funcion cortantes: Calcula las fuerzas cortantes y la combinacion Resistencial

```
function [ Vpp,Vviva,Votros,Vdlosa,Vufl] = cortantes(
L,x,qpp,ql,qotros,qdlosa)
%UNTITLED Summary of this function goes here
% Detailed explanation goes here
Vunit = L/2-x;
Vpp=qpp*Vunit;
Vdlosa = qdlosa*Vunit;
Votros = qotros*Vunit;
Vviva = ql*Vunit;
Vufl = 1.25*(Vpp + Vdlosa) + 1.5*Votros + 1.75*Vviva;% momento
Resistencia I estado final

end
```

Funcion magnel: Calcula el diagrama de magnel y da las fuerzas de presfuerzo maxima y minima

```
function [EC1,EC2,EC3,EC4,e,Pimin,Pimax] = magnel(
yb,yt,l,Sb,St,fti,fcf,fts,fcs,lcomp,Sbc,Stc,perdida,A,Acomp,Mpp,ecinicial,
Mdlosa,Motros,Mviva)
%UNTITLED Summary of this function goes here
% Detailed explanation goes here
rgiro2=l/A;
rgiro2comp=lcomp/Acomp;

e=-yt:(yt+yb)/50:(yb+100);
iterar=length(e);

EC1=zeros(size(iterar));
EC2=zeros(size(iterar));
EC3=zeros(size(iterar));
EC4=zeros(size(iterar));
for i=1:iterar
    EC1(i)=-((1-(e(i)*yt)/rgiro2))/(A*(fti+(max(Mpp)/St)));
    EC2(i)=-((1+(e(i)*yb)/rgiro2))/(A*(-fcf-((max(Mpp)/Sb))));
    EC3(i)=-((1-perdida/100)*((1/A)+e(i)/Sb))/(fts-
((max(Mdlosa)/Sb)+(max(Mpp)/Sb)+(max(Motros)/Sbc)+(max(Mviva)/S
bc)));
    EC4(i)=-((1-perdida/100)*((1/A)-e(i)/St)/(-
fcf+((max(Mdlosa)/St)+(max(Mpp)/St)+(max(Motros)/Stc)+(max(Mviva)/
Stc)));
end
```

```

p1=-((1-(ecinicial*(yt)/rgiro2))/(A*(fti+(max(Mpp)/(St)))));
p2=-((1+(ecinicial*(yb)/rgiro2))/(A*(-fci-((max(Mpp)/Sb)))));
p3=-((1-perdida/100)*((1/A)+ecinicial/Sb)/(fts-
((max(Mdlosa)/Sb)+(max(Mpp)/Sb)+(max(Motros)/Sbc)+(max(Mviva)/S
bc)));
p4=-((1-perdida/100)*((1/A)-ecinicial/St)/(-
fcs+((max(Mdlosa)/St)+(max(Mpp)/St)+(max(Motros)/Stc)+(max(Mviva)/
Stc)));

if p4<0
Pp1=0;
Pp2=0;
Pp3=0;

if and(p1<p3,p1>=p2)
    Pp1=p1;
end
if and(p2>=p1,p2<=p3)
    Pp2=p2;
end
if and(p3>=p1,p3>=p2)
    Pp3=p3;
end
Pinv1=max(Pp1,Pp2);
Pinv2=max(Pinv1,Pp3);
if Pinv2==0
    disp('Seccion no satisfactoria, favor ingrese una viga de mayor
seccion');
    Pimin=0;

```


Funcion momentos: Calcula los momentos por las diferentes cargas, y la combinacion Resistencial

```
function [ Mpp,Mviva,Motros,Mdlosa,Mcl,Muil,Mufl,Mtotal ] =  
momentos( L,x,qpp,ql,qotros,qdlosa,qcl)  
%UNTITLED Summary of this function goes here  
% Detailed explanation goes here  
Munit = x.*(L-x)/2;  
Mpp=qpp*Munit;  
Mdlosa = qdlosa*Munit;  
Motros = qotros*Munit;  
Mviva = ql*Munit;  
Mcl=qcl*Munit;  
Muil = 1.25*(Mpp+Mdlosa) + 1.75*Mcl; % momento Resistencia I  
construccion  
Mufl = 1.25*(Mpp + Mdlosa) + 1.5*Motros + 1.75*Mviva;% momento  
Resistencia I estado final  
Mtotal=Mpp+Mdlosa+Motros+Mviva;  
end
```

Funcion pvariable: Calcula la excentricidad variable a lo largo de toda la viga

```
function [ec] = pvariable(  
L,configuracion,A,St,Sb,fti,fcj,Mpp,x,fcs,fts,perdida,Mviva,Motros,Mdlosa,  
ecinicial,Pi)  
%UNTITLED4 Summary of this function goes here  
% Detailed explanation goes here
```

```

if configuracion==1

    ei1=ones(size(x));
    ei2=ones(size(x));

    es1=ones(size(x));
    es2=ones(size(x));

    ec=ones(size(x));
    for i=1:ceil(max(size(x))/2)
        %Limites inferiores
        ei1(i)=(fti*(-St)/Pi)-(-St/A)-(Mpp(i)/Pi);
        ei1(max(size(x)-i+1))=ei1(i);
        ei2(i)=(-fci*(Sb)/Pi)-(Sb/A)-(Mpp(i)/Pi);
        ei2(max(size(x)-i+1))=ei2(i);

        %Limites superiores

        es1(i)=(-fcs*(-St)/(Pi*(1-perdida/100)))-(-St/A)-
        ((Mpp(i)+Mviva(i)+Motros(i)+Mdlosa(i))/(Pi*(1-perdida/100)));
        es1(max(size(x)-i+1))=es1(i);
        es2(i)=(fts*(Sb)/(Pi*(1-perdida/100)))-(-Sb/A)-
        ((Mpp(i)+Mviva(i)+Motros(i)+Mdlosa(i))/(Pi*(1-perdida/100)));
        es2(max(size(x)-i+1))=es2(i);

    end

    %excentricidad
    ecreal=ecinicial;

```

```

if es1(ceil(max(size(x))/2))>=es2(ceil(max(size(x))/2))
    es=es1;
else
    es=es2;
end
if ei1(ceil(max(size(x))/2))<=ei2(ceil(max(size(x))/2))
    ei=ei1;
else
    ei=ei2;
end
d=L/2;
f=ecreal-((ei(1)+es(1))/2);
for i=1:ceil(max(size(x))/2)
    ec(i-1+ceil(max(size(x))/2))=-((x(i)*x(i)*f/(d*d))-ecreal);
    ec(ceil(max(size(x))/2)-i+1)=-((x(i)*x(i)*f/(d*d))-ecreal);
end
else
    ec=ones(size(x));
    e=ecinicial;
    for i=1:ceil(max(size(x))/2)
        if and(x(i)>=0,x(i)<=max(x)/2)

            ec(i)=(2*e/max(x))*x(i);
            ec(max(size(x)-i+1))=ec(i);

        end
    end
end
end
end

```

Funcion pconstante: Determina el presfuerzo constante en toda la viga

```
function [ ec ] = pconstante( ecinicial,x )
%UNTITLED5 Summary of this function goes here
% Detailed explanation goes here

ec=ecinicial*ones(size(x));
end
```

Funcion torones: Determina el numero de torones necesarios

```
function [ numcables ] = torones( Pi,fpu,Acable )
%UNTITLED7 Summary of this function goes here
% Detailed explanation goes here
Ap=-Pi/(0.7*fpu);
numcables=Ap/Acable;
if (numcables-round(numcables))>0
    numcables=round(numcables)+1;
else
    numcables=round(numcables);
end

end
```

Funcion presfuerzo_perdida_var: Calcula la fuerza de presfuerzo efectiva a lo largo de la viga, y calcula las perdidas inmediatas y diferidas

```
function [ Pii,Pe] =presfuerzo_perdida_var(
L,vaina,pretensado,Acable,numcables,Pi,fc,porcentaje,x,h,A,I,yb,ec,Mp
p,fpf,fpa,Eps,Mdlosa,Motros,fclosa,sep,t,b,H )
%UNTITLED3 Summary of this function goes here
% Detailed explanation goes here
Eclosa =15100*sqrt(fclosa);
Eci = 15100*sqrt((porcentaje/100)*fc);
Ec = 15100*sqrt(fc);

bef = min([sep L/4 16*t+b]); % ancho efectivo de losa para seccion
%datos de seccion compuesta

ybcomp = (A*yb + bef*t*(h+t/2)*Eclosa/Ec)/(A+bef*t*Eclosa/Ec);
Icomp = I + Eclosa/Ec*bef*t^3/12 + A*(yb-ybcomp)^2
+Eclosa/Ec*bef*t*(h+t/2-ybcomp)^2;

Po = -Pi*ones(size(x));
ecomp = ybcomp-yb+ec;
if pretensado==1
%perdidas inmediatas
    %Perdidas elasticas
fg = Mpp.*ec/I;% tension en el hormigon a la altura del CG de los
cables
fcpi = Po./A+Po.*ec.^2/I;% tension en el hormigon a la altura
```

```

fcir = 0.9*fcpi-fg;% del CG de los cables por pretensado
ES = (Eps/Eci)*fcir;
fpf=fpf*ones(size(x));%por acunamiento
fpa=fpa*ones(size(x));%por friccion de los anclajes
DP = ES.*numcables*Acable;
fpi=DP+fpf+fpa; %perdidas instantaneas
else

%Perdida por friccion
if vaina==1

%fpf=fpj(1-e^-(kx+u*alpha)
miu=0.2;
k=0.00000066;
fpf= (1-2.7183^(-(k*(L/2))-miu*(4*max(ec)/L)))*Po;
else if vaina==2
miu=0.23;
k=0.00000066;
fpf= (1-2.7183^(-(k*(L/2))-miu*(4*max(ec)/L)))*Po;
else
miu=0.25;
k=0.00000066;
fpf= (1-2.7183^(-(k*(L/2))-miu*(4*max(ec)/L)))*Po;
end
end

%Perdida elastica
fg = Mpp.*ec/l;% tension en el hormigon a la altura del CG de los
cables
fcpi = Po./A+Po.*ec.^2/l;% tension en el hormigon a la altura
fcir = 0.9*fcpi-fg;% del CG de los cables por pretensado

```



```

ES = (Eps/Eci)*fcir;

DP = ES.*numcables*Acable;
fpi=DP+fpf; %perdidas instantaneas

%finperdidas inmediatas
end

%perdida a largo plazo
    %perdida por fluencia lenta
fcds = Mdlosa.*ec/l + Motros.*ecomp/lcomp;
CR = 12*fcir-7*fcds;
DP1 = CR.*numcables*Acable;
    %perdidas por retraccion
SH = (96-0.85*H)*1000000/98100;
DP2 = SH.*numcables*Acable.*ones(size(x));
    % perdidas por relajacion de los cables
RE = 1406.73-0.4*ES-0.2*(CR+SH)-0.3*ES;
DP3 =RE.*numcables*Acable;

%porcentaje de perdida total
%pertotal=fpi+DP1+DP2+DP3;

Pii=Po-fpi;
Pe=Po-fpi-DP1-DP2-DP3;

end

```



```

for i=1:ceil(max(size(x))/2)
    if and(x(i)>=0,x(i)<=60*dcable)
        MPo(i) = -(numcables)*(1-x(i)/(60*dcable));
        MPo(max(size(x)-i+1))=MPo(i);
    end
end

Po = Aps*fpo + MPo*fpo;
%perdidas inmediatas
    %Perdidas elasticas
fg = Mpp.*ec/l;% tension en el hormigon a la altura del CG de los
cables
fcpi = Po./A+Po.*ec.^2/l;% tension en el hormigon a la altura
fcir = 0.9*fcpi-fg;% del CG de los cables por pretensado
ES = (Eps/Eci)*fcir;
fpi=fpi.*ones(size(x));%por acunamiento
fpa=fpa.*ones(size(x));%por friccion de los anclajes
DP = ES.*(Aps*Acable)+ES.*MPo*Acable;
fpi=DP+fpi+fpa; %perdidas instantaneas
%finperdidas inmediatas
%Pen transferencia
Pii=Po-fpi;

Sts1 = -Pii/A + Pii.*ec/St -Mpp./St; % fibra superior
Stb1 = -Pii/A - Pii.*ec/Sb + Mpp./Sb;%fibra inferior

%%corte de cables
%%parte superior
for i=1:ceil(max(size(x))/2)

```

```

if Sts1(ceil(max(size(x))/2)-i+1)>fti
    condicion1=1;
    for c=1:ceil(max(size(x))/2)
        if Sts1(c)==max(Sts1)
            posreq=c;
        end
    end

    xcables1=x(ceil(max(size(x))/2)-i+1);
    if xcables1 < 60*dcable+100
        xcables1=60*dcable+100;
    end

    Preq=(fti+Mpp(posreq)/St)/(-1/A+ec(posreq)/St);
    numcablesreq= fix(Preq/fpo);
    numcables1=[numcablesreq numcables];

    break

end
end
%%parte inferior
for i=1:ceil(max(size(x))/2)

    if Stb1(ceil(max(size(x))/2)-i+1)<-fci

```

```

condicion2=1;
for c=1:ceil(max(size(x))/2)
    if Stb1(c)==min(Stb1)
        posreq=c;
    end
end

xcables2=x(ceil(max(size(x))/2)-i+1);
if xcables2 < 60*dcable+100
    xcables2=60*dcable+100;
end
Preq=(-fci-Mpp(posreq)/Sb)/(-1/A-ec(posreq)/Sb);
numcablesreq= fix(Preq/fpo);
numcables2=[numcablesreq numcables];

break

end
end

if and(condicion1==0,condicion2==0)

else

xcables=max(xcables1,xcables2);
numcables=[min(numcables1(1),numcables2(1)) numcables];
j=length(numcables);
u=length(xcables);
k=1;

```

```

for z=1:u
    while x(k)<= xcables(z)
        Aps(k)=numcables(z);
        Aps(max(size(x)-k+1))=Aps(k);
        k=k+1;
    end
end

for w=k:ceil(max(size(x))/2)
    Aps(w)=numcables(j);
    Aps(max(size(x)-w+1))=Aps(w);
end
for z=1:j-1
    for k=1:ceil(max(size(x))/2)
        if and(x(k)>=0,x(k)<=60*dcable)
            MPo(k) = -(numcables(1))*(1-x(k)/(60*dcable));
            MPo(max(size(x)-k+1))=MPo(k);
        else if and(x(k)>xcables(z),x(k)<=xcables(z)+60*dcable)
            MPo(k) = -(numcables(z+1)-numcables(z))*(1-(x(k)-
xcables(z))/(60*dcable));
            MPo(max(size(x)-k+1))=MPo(k);
        end
    end
end

end
end
Po = Aps*fpo + MPo*fpo;
%perdidas inmediatas

```

%Perdidas elasticas

fg = Mpp.*ec/l;% tension en el hormigon a la altura del CG de los cables

fcpi = Po./A+Po.*ec.^2/l;% tension en el hormigon a la altura

fcir = 0.9*fcpi-fg;% del CG de los cables por pretensado

ES = (Eps/Eci)*fcir;

fpf=fpf.*ones(size(x));%por acunamiento

fpa=fpa.*ones(size(x));%por friccion de los anclajes

DP = ES.*(Aps*Acable)+ES.*MPo*Acable;

fpi=DP+fpf+fpa; %perdidas instantaneas

%finperdidas inmediatas

%perdida a largo plazo

%perdida por fluencia lenta

fcds = Mdlosa.*ec/l + Motros.*ecomp/lcomp;

CR = 12*fcir-7*fcds;

DP1 = CR.*Aps*Acable+CR.*MPo*Acable;

%perdidas por retraccion

SH = (117-1.03*H)*1000000/98100;

DP2 = SH.*Aps*Acable+SH.*MPo*Acable;

% perdidas por relajacion de los cables

RE = 1406.73-0.4*ES-0.2*(CR+SH);

DP3 = RE.*Aps*Acable+RE.*MPo*Acable;

%Pen transferencia

Pii=Po-fpi;

%PEFECTIVO

Pe=Po-fpi-DP1-DP2-DP3;

end

Funcion transferenciavar: Determina el valor de los esfuerzos en el estado de transferencia en las fibras superior e inferior de la viga

```
function [Sts1,Stb1,Scadm1,Stadm1,Stadm12] =  
funciontransferenciavar(Pii,fc,porcentaje,x,h,A,I,yb,ec,Mpp,fcf,fti)  
%UNTITLED Summary of this function goes here  
% Detailed explanation goes here  
Sb=I/yb;  
St=I/(h-yb);  
  
Sts1 = -Pii./A + Pii.*ec/St -Mpp./St; % fibra superior  
Stb1 = -Pii./A - Pii.*ec/Sb + Mpp./Sb; % fibra inferior  
Scadm1 = -fcf*ones(size(x));  
Stadm1 = fti*ones(size(x));  
Stadm12 = 0.63*sqrt(((porcentaje/100)*fc)*9.81)*ones(size(x));  
  
end
```

Funcion transferenciakon: Determina los esfuerzos en el estado de transferencia, para el caso de excentricidad constante, en las fibras superior e inferior

```
function [Sts1,Stb1,Scadm1,Stadm1,Stadm12] =  
funciontransferenciakon(Pii,x,fc,A,ec,Mpp,fcf,fti,porcentaje,St,Sb)  
%UNTITLED Summary of this function goes here  
% Detailed explanation goes here  
  
Sts1 = -Pii/A + Pii.*ec/St -Mpp./St; % fibra superior
```



```

Stb1 = -Pii/A - Pii.*ec/Sb + Mpp./Sb; % fibra inferior
Scadm1 = -fci*ones(size(x));
Stadm1 = fti*ones(size(x));
Stadm12 = 0.63*sqrt(((porcentaje/100)*fc)*9.81)*ones(size(x));

end

```

Funcion servicioar: Determina los esfuerzos de compresion para el estado de servicio, para una excentricidad variable, en las fibra superior

```

function [Sts2,Stlosa2,Scadm2,Scadm22] =
funcionservicioar(Pe,fc,x,h,A,ec,Mpp,Mviva,Mdlosa,Motros,fcs,fclosa,St,
ybcomp,lcomp,Stc)

```

%UNTITLED Summary of this function goes here

% Detailed explanation goes here

```
Eclosa = 15100*sqrt(fclosa);
```

```
Ec = 15100*sqrt(fc);
```

```
Sts2 = - Pe/A + Pe.*ec/St - Mpp./St - Mdlosa./St - Motros.*(h-
ybcomp)./lcomp - Mviva*(h-ybcomp)./lcomp;% fibra superior
```

```
Stlosa2 = (- Motros./Stc - Mviva./Stc)*Ec/Eclosa;
```

```
Scadm2 = -fcs*ones(size(x));
```

```
Scadm22 = -0.6*fclosa*ones(size(x));
```

```
end
```

Funcion serviciocon: Determina los esfuerzos de compresion para el estado de servicio, para una excentricidad constante, en las fibra superior

```
function [Sts2,Stlosa2,Scadm2,Scadm22] =  
funcionserviciocon(Pe,x,fc,fclosa,h,A,ec,Mpp,Mdlosa,Mviva,Motros,fcs,  
St,lcomp,ybcomp,Stc)
```

```
%UNTITLED Summary of this function goes here  
% Detailed explanation goes here
```

```
Eclosa =15100*sqrt(fclosa);  
Ec = 15100*sqrt(fc);  
Sts2 = - Pe/A + Pe.*ec/St - Mpp./St - Mdlosa./St - Motros.*(h-  
ybcomp)./lcomp - Mviva*(h-ybcomp)./lcomp;% fibra superior  
  
Stlosa2 = (- Motros./Stc - Mviva./Stc)*Ec/Eclosa;  
Scadm2 = -fcs*ones(size(x));  
Scadm22 = -0.6*fclosa*ones(size(x));
```

```
end
```

Funcion premuertavar: Determina los esfuerzos producidos por el presfuerzo y la carga muerta para una excentricidad variable

```
function [Sts3,Stb3,Stlosa3,Scadm3,Scadm33] =  
funcionpremuertavar(Pe,fc,x,h,A,ec,Mpp,Mdlosa,Motros,fclosa,St,ybco  
mp,lcomp,Sb,Sbc,Stc)
```

```
%UNTITLED Summary of this function goes here  
% Detailed explanation goes here
```

```
Eclosa =15100*sqrt(fclosa);
```

```
Ec = 15100*sqrt(fc);
```

```
Sts3 = - Pe/A + Pe.*ec/St- Mpp./St - Mdlosa./St -Motros.*(h-  
ybcomp)./lcomp; % fibra superior
```

```
Stb3 = - Pe/A - Pe.*ec/Sb + Mpp./Sb + Mdlosa./Sb +Motros./Sbc; %  
fibra inferior
```

```
Stlosa3 = -Motros./Stc*Ec/Eclosa;
```

```
Scadm3 = -0.45*fc*ones(size(x));
```

```
Scadm33 = -0.45*fclosa*ones(size(x));
```

```
end
```

Funcion premuertacon: Determina los esfuerzos producidos por el presfuerzo y la carga muerta para una excentricidad constante

```
function [Sts3,Stb3,Stlosa3,Scadm3,Scadm33] =
```

```
funcionpremuertacon(Pe,x,fc,fclosa,h,A,ec,Mpp,Mdlosa,Motros,St,lcomp,  
ybcomp,Stc,Sb,Sbc)
```

```
%UNTITLED Summary of this function goes here
```

```
% Detailed explanation goes here
```

```
Eclosa =15100*sqrt(fclosa);
```

```
Ec = 15100*sqrt(fc);
```

```
Sts3 = - Pe/A + Pe.*ec/St- Mpp./St - Mdlosa./St -Motros.*(h-  
ybcomp)./lcomp; % fibra superior
```

```
Stb3 = - Pe/A - Pe.*ec/Sb + Mpp./Sb + Mdlosa./Sb +Motros./Sbc; %  
fibra inferior
```

```
Stlosa3 = -Motros./Stc*Ec/Eclosa;
```

```
Scadm3 = -0.45*fc*ones(size(x));
Scadm33 = -0.45*fclosa*ones(size(x));
end
```

Funcion vivamediamuerta: Determina los esfuerzos debido a la mitad del presfuerzo, la mitad de las cargas muerta y la carga viva para una excentricidad variable

```
function [Sts4,Stlosa4,Scadm4,Scadm44] =
funcionvivamediamuertavar(Pe,fc,x,h,A,ec,Mpp,Mviva,Mdlosa,Motros,fc
losa,St,ybcomp,lcomp,Stc)
```

```
%UNTITLED Summary of this function goes here
```

```
% Detailed explanation goes here
```

```
Eclosa =15100*sqrt(fclosa);
```

```
Ec = 15100*sqrt(fc);
```

```
Sts4 = - Pe/A*.5 + Pe.*ec/St*.5 - Mpp./St/2 - Mdlosa./St/2 -Motros.*(h-
ybcomp)./lcomp/2 - Mviva*(h-ybcomp)./lcomp; %fibra superior
```

```
Stlosa4 = (- Motros./Stc*.5 - Mviva./Stc)*Ec/Eclosa;
```

```
Scadm4 = -0.4*fc*ones(size(x));
```

```
Scadm44 = -0.4*fclosa*ones(size(x));
```

```
end
```

Funcion vivamediamuertacon: Determina los esfuerzos debido a la mitad del presfuerzo, la mitad de las cargas muerta y la carga viva para una excentricidad constante

```
function [Sts4,Stlosa4,Scadm4,Scadm44] =  
funcionvivamediamuertacon(Pe,x,fc,fclosa,h,A,ec,Mpp,Mdlosa,Mviva,M  
otros,St,lcomp,ybcomp,Stc)
```

```
%UNTITLED Summary of this function goes here  
% Detailed explanation goes here
```

```
Eclosa = 15100*sqrt(fclosa);  
Ec = 15100*sqrt(fc);  
Sts4 = - Pe/A*.5 + Pe.*ec/St*.5 - Mpp./St/2 - Mdlosa./St/2 -Motros.*(h-  
ybcomp)./lcomp/2 - Mviva*(h-ybcomp)./lcomp; %fibra superior  
Stlosa4 = (- Motros./Stc*.5 - Mviva./Stc)*Ec/Eclosa;  
Scadm4 = -0.4*fc*ones(size(x));  
Scadm44 = -0.4*fclosa*ones(size(x));
```

```
end
```

Funcion serviciollvar: Determina los esfuerzos de traccion en la fibra inferior para el estado de servicio con una excentricidad variable

```
function [Stb5,Stadm5] =  
funcionserviciollvar(Pe,x,A,ec,Mpp,Mviva,Mdlosa,Motros,fts,Sb,Sbc)
```

```
%UNTITLED Summary of this function goes here  
% Detailed explanation goes here
```

```
Stb5 = - Pe./A - Pe.*ec/Sb + Mpp./Sb + Mdlosa./Sb + Motros./Sbc+  
0.8*Mviva./Sbc; % fibra inferior  
Stadm5 = fts*ones(size(x));
```

```
end
```

Funcion serviciIIIcon: Determina los esfuerzos de traccion en la fibra inferior para el estado de servicio con una excentricidad constante

```
function [Stb5,Stadm5] =  
funcionserviciIIIcon(Pe,x,A,ec,Mpp,Mdlosa,Mviva,Motros,fts,Sb,Sbc)
```

```
%UNTITLED Summary of this function goes here
```

```
Stb5 = - Pe/A - Pe.*ec/Sb + Mpp./Sb + Mdlosa./Sb + Motros./Sbc+  
0.8*Mviva./Sbc; % fibra inferior  
Stadm5 = fts*ones(size(x));
```

```
end
```

Funcion apasivo: Determina el acero pasivo necesario en las zonas de traccion de la viga, para los estados en transferencia y servicioIII

```
function [ Asinf,Assup,dinf,dsup] = apasivo(
aceropasivo,t,x,h,b,binf,Sts1,Stb5,Sts2,Stb1,fy)
%UNTITLED15 Summary of this function goes here
% Detailed explanation goes here

if aceropasivo==0
    Asinf=zeros(size(x));
    Assup=zeros(size(x));
    dinf=0;
    dsup=0;
else

    %Assup
    if max(Sts1)>0

        Assup=zeros(size(x));

        for i=1:ceil(max(size(x)))
            %Sts1,Stb1
            if and(fy<=4120,Sts1(i)>0)
                fs=0.5*fy;
                f=Sts1(i)*h/(Sts1(i)-Stb1(i));
                T=Sts1(i)*b*f/2;
                Assup(i)=T/fs;
                Assup(max(size(x)-i+1))=Assup(i);
            else if and(fy>4120,Sts1(i)>0)
```

```

fs=2060;
f=Sts1(i)*h/(Sts1(i)-Stb1(i));
T=Sts1(i)*b*f/2;
Assup(i)=T/fs;
Assup(max(size(x)-i+1))=Assup(i);
end
end
end
dsup=t+10;
else
    Assup=zeros(size(x));
    dsup=0;
end
%Ainf
if max(Stb5)>0

Asinf=zeros(size(x));

for i=1:ceil(max(size(x)))
    %Sts1,Stb1
    if and(fy<=4120,Stb5(i)>0)
        fs=0.5*fy;
        f=Stb5(i)*h/(-Sts2(i)+Stb5(i));
        T=Stb5(i)*binf*f/2;
        Asinf(i)=T/fs;
        Asinf(max(size(x)-i+1))=Asinf(i);
    else if and(fy>4120,Stb5(i)>0)
        fs=2060;
        f=Stb5(i)*h/(-Sts2(i)+Stb5(i));
    end
end
end

```



```

    T=Stb5(i)*binf*f/2;
    Asinf(i)=T/fs;
    Asinf(max(size(x)-i+1))=Asinf(i);
        end
    end
end
dinf=h+t-10;
else
    Asinf=zeros(size(x));
    dinf=0;
end
end
particion=ceil(max(size(x)/4));
mayor1=0;
for i=1:particion
    if mayor1<Assup(i)
        mayor1=Assup(i);
    end
end
for i=1:particion
    Assup(i)=mayor1;
end
mayor2=0;
for i=particion+1:particion+particion
    if mayor2<Assup(i)
        mayor2=Assup(i);
    end
end
for i=particion+1:particion+particion

```

```
    Assup(i)=mayor2;
end
mayor3=0;
for i=particion+particion+1:particion+particion+particion
    if mayor3<Assup(i)
        mayor3=Assup(i);
    end
end
for i=particion+particion+1:particion+particion+particion
    Assup(i)=mayor3;
end
mayor4=0;
for i=particion+particion+particion+1:max(size(x))
    if mayor4<Assup(i)
        mayor4=Assup(i);
    end
end
for i=particion+particion+particion+1:max(size(x))
    Assup(i)=mayor4;
end
mayor1=0;
for i=1:particion
    if mayor1<Asinf(i)
        mayor1=Asinf(i);
    end
end
for i=1:particion
    Asinf(i)=mayor1;
end
```

```
mayor2=0;
for i=particion+1:particion+particion
    if mayor2<Asinf(i)
        mayor2=Asinf(i);
    end
end
for i=particion+1:particion+particion
    Asinf(i)=mayor2;
end
mayor3=0;
for i=particion+particion+1:particion+particion+particion
    if mayor3<Asinf(i)
        mayor3=Asinf(i);
    end
end
for i=particion+particion+1:particion+particion+particion
    Asinf(i)=mayor3;
end
mayor4=0;
for i=particion+particion+particion+1:max(size(x))
    if mayor4<Asinf(i)
        mayor4=Asinf(i);
    end
end
for i=particion+particion+particion+1:max(size(x))
    Asinf(i)=mayor4;
end
end
```

Funcion flexionultimavar: Determina y revisa el momento nominal, el limite de refuerzo, y el momento critico para una excentricidad variable

```
function [Mnc,Mn,fpn,Mcr] =  
flexionultimavar(Pe,A,Acable,numcables,fc,porcentaje,x,ec,Mpp,Mdlosa  
,fclosa,t,Muil,Mufl,fpf,fy,fpu,Asinf,Assup,dinf,dsup,b1,bw,t1,yb,Sbc,Sb,b  
ef,h)
```

```
%UNTITLED Summary of this function goes here
```

```
% Detailed explanation goes here
```

```
fci=(porcentaje/100)*fc;
```

```
if fc<280
```

```
    beta2 = 0.85;
```

```
else if fc>560
```

```
    beta2 = 0.65;
```

```
else
```

```
    beta2 = -fc/1400 + 1.05;
```

```
end
```

```
end
```

```
if fclosa<280
```

```
    beta1 = 0.85;
```

```
else if fclosa>560
```

```
    beta1 = 0.65;
```

```
else
```

```
    beta1 = -fclosa/1400 + 1.05;
```

```
end
```

```
end
```

```
if fci<280
```

```
    betai = 0.85;
```

```

else if fci>560
    betai = 0.65;
else
    betai = -fci/1400 + 1.05;
end
end

```

```

%datos de seccion compuesta

```

```

dp = h + t - (yb-ec);

```

```

k = 2*(1.04-fpy/fpu);
c1c = (numcables*Acable*fpu - Asinf*fy - 0.85*betai*fci*(b1-bw)*t1 +
Assup*fy) ./ (0.85*fci*betai*bw + k*numcables*Acable*fpu./(dp-t));
c2c = (numcables*Acable*fpu - Asinf*fy + Assup*fy) ./ (0.85*fci*betai*b1
+ k*numcables*Acable*fpu./(dp-t));
if max(c2c)<=t1
cc=c2c;
fpsn = fpu*(1-k*cc./(dp-t));
a = betai*cc;
Mnc = numcables.*Acable.*fpsn.*((dp-t)-a/2) +
0.85*fci*(b1)*betai*t1.*(a/2-t1/2) +Assup.*fy.*((dsup-t)-a/2) +
Asinf.*fy.*((dinf-t) - a/2);
else
cc=c1c;
fpsn = fpu*(1-k*cc./(dp-t));
a = betai*cc;
Mnc = numcables.*Acable.*fpsn.*(dp-t-a/2) + 0.85*fci*(b1-
bw)*betai*t1.*(a/2-t1/2) +Assup.*fy.*(dsup-t-a/2) + Asinf.*fy.*(dinf-t -
a/2);

```

```

end

disp('Mn const= ');
disp(.9*max(Mnc))
disp('Mu const= ');
disp(max(Muil))
if max(Muil)>max(Mnc)
disp('La seccion actual NO cumple el criterio de resistencia en la etapa
constructiva');
else
disp('La seccion actual cumple el criterio de resistencia en la etapa
constructiva');
end

```

```

if t==0
    c1 = (numcables*Acable*fpu - Asinf*fy - 0.85*beta2*fc*(b1-bw)*t1 +
Assup*fy) ./ (0.85*fc*beta2*bw + k*numcables*Acable*fpu./(dp-t));
    c2 = (numcables*Acable*fpu - Asinf*fy + Assup*fy)
./ (0.85*fc*beta2*b1 + k*numcables*Acable*fpu./(dp-t));
    if max(c2)<=t1
        c=c2;
        fpsn = fpu*(1-k*cc./(dp-t));
        a = beta2*c;
        Mn = numcables.*Acable.*fpsn.*((dp-t)-a/2) +
0.85*fc*(b1)*beta2*t1.*(a/2-t1/2) +Assup.*fy.*((dsup-t)-a/2) +
Asinf.*fy.*((dinf-t) - a/2);
    else
        c=c1;
        fpsn = fpu*(1-k*cc./(dp-t));
        a = beta2*c;
    end
end

```

```

Mn = numcables.*Acable.*fpsn.*(dp-t-a/2) + 0.85*fc*(b1-
bw)*beta2*t1.*(a/2-t1/2) + Assup.*fy.*(dsup-t-a/2) + Asinf.*fy.*(dinf-t -
a/2);
    end
else

    c1 = (numcables*Acable*fpu - Asinf*fy - 0.85*beta1*fclosa*(bef-bw)*t
+ Assup*fy) ./ (0.85*fclosa*beta1*bw + k*numcables*Acable*fpu./dp);
    c2 = (numcables*Acable*fpu - Asinf*fy + Assup*fy)
./ (0.85*fclosa*beta1*bef + k*numcables*Acable*fpu./dp);
    if max(c2) <= t
        c=c2;
        fpsn = fpu*(1-k*c./dp);
        a = beta1*c;
        Mn = numcables.*Acable.*fpsn.*(dp-a/2) +
0.85*fclosa*(bef)*beta1*t.*(a/2-t/2) + Assup.*fy.*(dsup-a/2) +
Asinf.*fy.*(dinf - a/2);
    else
        c=c1;
        fpsn = fpu*(1-k*c./dp);
        a = beta1*c;
        Mn = numcables.*Acable.*fpsn.*(dp-a/2) + 0.85*fclosa*(bef-
bw)*beta1*t.*(a/2-t/2) + Assup.*fy.*(dsup-a/2) + Asinf.*fy.*(dinf - a/2);
    end
end
disp('Mn = '); disp(max(Mn))
disp('Mu = '); disp(max(Mufl))
if max(Mufl) > max(Mn)
disp('La seccion actual NO cumple el criterio de resistencia');
else

```

```

disp('La seccion actual cumple el criterio de resistencia');
end

% limites de refuerzo
if c/dp(ceil(max(size(x))/2))>0.42
disp('Seccion sobre-reforzada');
else
disp('Seccion sub-reforzada (OK)');
end

fr = 0.63*sqrt(fc/9.81)*9.81;
fcpe = - Pe./A - Pe.*ec/Sb;
Mcr = max(Sbc*(fr+fcpe)-(Mpp+Mdlosa)*(Sbc/Sb-1),Sbc*fr);
if max(Mn)>1.2*max(Mcr)
disp('Mn > 1.2 Mcr (OK)');
else
disp('Mn < 1.2 Mcr (No cumple)');
end

end

```

Funcion flexionultimacon: Determina y revisa el momento nominal, el limite de refuerzo, y el momento critico para una excentricidad constante

```

function [Mnc,Mn,fpn] =
flexionultimacon(Pe,L,x,fc,fclosa,h,A,I,b,t,sep,yb,Acable,ec,Mpp,Mdlosa
,porcentaje,Muil,Mufl,fpf,fy,fpu,Asinf,Assup,dinf,dsup,b1,bw,t1,Aps)

```

%UNTITLED Summary of this function goes here

% Detailed explanation goes here


```

Eclosa =15100*sqrt(fclosa);
fci=(porcentaje/100)*fc;
Ec = 15100*sqrt(fc);

Sb=l/yb;

bef = min([sep L/4 16*t+b]); % ancho efectivo de losa para seccion

if fc<280
    beta2 = 0.85;
else if fc>560
    beta2 = 0.65;
else
    beta2 = -fc/1400 +1.05;
end
end
if fclosa<280
    beta1 = 0.85;
else if fclosa>560
    beta1 = 0.65;
else
    beta1 = -fclosa/1400 +1.05;
end
end
if fci<280
    betai = 0.85;
else if fci>560
    betai = 0.65;
else
    betai = -fci/1400 +1.05;

```

```

end
end

%datos de seccion compuesta
ybcomp = (A*yb + bef*t*(h+t/2)*Eclosa/Ec)/(A+bef*t*Eclosa/Ec);
Icomp = I + Eclosa/Ec*bef*t^3/12 + A*(yb-ybcomp)^2
+Eclosa/Ec*bef*t*(h+t/2-ybcomp)^2;
Sbc = Icomp/ybcomp;
dp = h + t - (yb-ec);

k = 2*(1.04-fpy/fpu);
c1c = (Aps*Acable*fpu - Asinf*fy - 0.85*betai*fc*(b1-bw)*t1 + Assup*fy)
./(0.85*fc*betai*bw + k*Aps*Acable*fpu./(dp-t));
c2c = (Aps*Acable*fpu - Asinf*fy + Assup*fy) ./ (0.85*fc*betai*b1 +
k*Aps*Acable*fpu./(dp-t));
if max(c2c)<=t1
cc=c2c;
fpsn = fpu*(1-k*cc./(dp-t));
a = betai*cc;
Mnc = Aps.*Acable.*fpsn.*((dp-t)-a/2) + 0.85*fc*(b1)*betai*t1.*(a/2-t1/2)
+Assup.*fy.*((dsup-t)-a/2) + Asinf.*fy.*((dinf-t) - a/2);
else
cc=c1c;
fpsn = fpu*(1-k*cc./(dp-t));
a = betai*cc;
Mnc = Aps.*Acable.*fpsn.*(dp-t-a/2) + 0.85*fc*(b1-bw)*betai*t1.*(a/2-
t1/2) +Assup.*fy.*(dsup-t-a/2) + Asinf.*fy.*(dinf-t - a/2);
end

```

```

disp('Mn const= ');
disp(.9*max(Mnc))
disp('Mu const= ');
disp(max(Muil))
if max(Muil)>max(Mnc)
disp('La seccion actual NO cumple el criterio de resistencia en la etapa
constructiva');
else
disp('La seccion actual cumple el criterio de resistencia en la etapa
constructiva');
end

```

```

if t==0
    c1c = (Aps*Acable*fpu - Asinf*fy - 0.85*beta2*fc*(b1-bw)*t1 +
Assup*fy) ./ (0.85*fc*beta2*bw + k*Aps*Acable*fpu./(dp-t));
    c2c = (Aps*Acable*fpu - Asinf*fy + Assup*fy) ./ (0.85*fc*beta2*b1 +
k*Aps*Acable*fpu./(dp-t));
    if max(c2c)<=t1
        cc=c2c;
        fpsn = fpu*(1-k*cc./(dp-t));
        a = beta2*cc;
        Mn = Aps.*Acable.*fpsn.*((dp-t)-a/2) + 0.85*fc*(b1)*beta2*t1.*(a/2-
t1/2) + Assup.*fy.*((dsup-t)-a/2) + Asinf.*fy.*((dinf-t) - a/2);
    else
        cc=c1c;
        fpsn = fpu*(1-k*cc./(dp-t));
        a = beta2*cc;
        Mn = Aps.*Acable.*fpsn.*(dp-t-a/2) + 0.85*fc*(b1-bw)*beta2*t1.*(a/2-
t1/2) + Assup.*fy.*(dsup-t-a/2) + Asinf.*fy.*(dinf-t - a/2);
    end
end

```

```

else
    c1 = (Aps*Acable*fpu - Asinf*fy - 0.85*beta1*fclosa*(bef-bw)*t +
Assup*fy) ./ (0.85*fclosa*beta1*bw + k*Aps*Acable*fpu./dp);
    c2 = (Aps*Acable*fpu - Asinf*fy + Assup*fy) ./ (0.85*fclosa*beta1*bef
+ k*Aps*Acable*fpu./dp);
    if max(c2)<=t
        c=c2;
        fpsn = fpu*(1-k*c./dp);
        a = beta1*c;
        Mn = Aps.*Acable.*fpsn.*(dp-a/2) + 0.85*fclosa*(bef)*beta1*t.*(a/2-
t/2) + Assup.*fy.*(dsup-a/2) + Asinf.*fy.*(dinf - a/2);
    else
        c=c1;
        fpsn = fpu*(1-k*c./dp);
        a = beta1*c;
        Mn = Aps.*Acable.*fpsn.*(dp-a/2) + 0.85*fclosa*(bef-
bw)*beta1*t.*(a/2-t/2) + Assup.*fy.*(dsup-a/2) + Asinf.*fy.*(dinf - a/2);
    end
end
disp('Mn = ');disp(max(Mn))
disp('Mu = ');disp(max(Mufl))
if max(Mufl)>max(Mn)
disp('La seccion actual NO cumple el criterio de resistencia');
else
disp('La seccion actual cumple el criterio de resistencia');
end

% limites de refuerzo
if c/dp(ceil(max(size(x))/2))>0.42
disp('Seccion sobre-reforzada');

```

```

else
disp('Seccion sub-reforzada (OK)');
end
fr = 0.63*sqrt(fc/9.81)*9.81;
fcpe = - Pe/A - Pe.*ec/Sb;
Mcr = max(Sbc*(fr+fcpe)-(Mpp+Mdlosa)*(Sbc/Sb-1),Sbc*fr);
if max(Mn)>1.2*max(Mcr)
disp('Mn > 1.2 Mcr (OK)');
else
disp('Mn < 1.2 Mcr (No cumple)');
end
end

```

Funcion corte: Determina los valores de los angulos beta y alfa que se necesitaran para determinar el requerimiento del cortante para una excentriciad constante

```

function [ ex,teta,beta,dv,V,Vp] = corte(
Asinf,fy,Aps,MPo,Acable,fpsn,Vufl,fpu,x,bw,fc,Mufl,Eps,Es,Mn,A)
%UNTITLED19 Summary of this function goes here
% Detailed explanation goes here
Vp=zeros(size(x));
Ec = 15100*sqrt(fc);
dv=Mn./(Asinf.*fy+Aps.*Acable.*fpsn);
V=Vufl./(0.9*bw.*dv);
fpo=0.7*fpu;
factor=abs(V./fc);

```



```
((abs(Mufl(i)/dv(i))+0.5*abs(Vufl(i))*cot(teta(i)*pi/180)-  
(Aps(i)+MPo(i))*Acable*fpo)/(Es*Asinf(i)+Eps*(Aps(i)+MPo(i))*Acable))<  
0
```

```
ex(i)=(abs(Mufl(i)/dv(i))+0.5*abs((Vufl(i))))*cot(teta(i)*pi/180)-  
(Aps(i)+MPo(i))*Acable*fpo)/(2*(Ec*A/2  
+Es*Asinf(i)+Eps*(Aps(i)+MPo(i))*Acable));
```

else

```
ex(i)=(abs(Mufl(i)/dv(i))+0.5*abs((Vufl(i))))*cot(teta(i)*pi/180)-  
(Aps(i)+MPo(i))*Acable*fpo)/(Es*Asinf(i)+Eps*(Aps(i)+MPo(i))*Acable);
```

end

bandera=2;

else if pos==1

teta(i)=tetate(j,pos);

beta(i)=betate(j,pos);

%ex(teta(i))

```
if ((abs(Mufl(i)/dv(i))+0.5*abs(Vufl(i))*cot(teta(i)*pi/180)-  
(Aps(i)+MPo(i))*Acable*fpo)/(Es*Asinf(i)+Eps*(Aps(i)+MPo(i))*Acable))<  
0
```

```
ex(i)=(abs(Mufl(i)/dv(i))+0.5*abs((Vufl(i))))*cot(teta(i)*pi/180)-  
(Aps(i)+MPo(i))*Acable*fpo)/(2*(Ec*A/2  
+Es*Asinf(i)+Eps*(Aps(i)+MPo(i))*Acable));
```

else

```
ex(i)=(abs(Mufl(i)/dv(i))+0.5*abs((Vufl(i))))*cot(teta(i)*pi/180)-  
(Aps(i)+MPo(i))*Acable*fpo)/(Es*Asinf(i)+Eps*(Aps(i)+MPo(i))*Acable);
```

```

end
bandera=2;

else if
and(ex(i)*1000<=vectorex(pos),ex(i)*1000>vectorex(pos-1))
    teta(i)=tetate(j,pos);
    beta(i)=betate(j,pos);
    bandera=bandera+1;
    %ex(teta(i))
    if
((abs(Mufl(i)/dv(i))+0.5*abs(Vufl(i))*cot(teta(i)*pi/180)-
(Aps(i)+MPo(i))*Acable*fpo)/(Es*Asinf(i)+Eps*(Aps(i)+MPo(i))*Acable))<
0

ex(i)=(abs(Mufl(i)/dv(i))+0.5*abs((Vufl(i))))*cot(teta(i)*pi/180)-
(Aps(i)+MPo(i))*Acable*fpo)/(2*(Ec*A/2
+Es*Asinf(i)+Eps*(Aps(i)+MPo(i))*Acable));
    else

ex(i)=(abs(Mufl(i)/dv(i))+0.5*abs((Vufl(i))))*cot(teta(i)*pi/180)-
(Aps(i)+MPo(i))*Acable*fpo)/(Es*Asinf(i)+Eps*(Aps(i)+MPo(i))*Acable);
    end
    else
    pos=pos-1;
    bandera=0;
    end
end
end
end
end

```



```

bandera=0;
pos=9;
end
else if and(factor(i)>vectorfac(j-1),factor(i)<=vectorfac(j))
while bandera<2
if ex(i)>2
teta(i)=tetate(j,pos);
beta(i)=betate(j,pos);
%ex(teta(i))
if
((abs(Mufl(i)/dv(i))+0.5*abs(Vufl(i))*cot(teta(i)*pi/180)-
(Aps(i)+MPo(i))*Acable*fpo)/(Es*Asinf(i)+Eps*(Aps(i)+MPo(i))*Acable))<
0

ex(i)=(abs(Mufl(i)/dv(i))+0.5*abs((Vufl(i))))*cot(teta(i)*pi/180)-
(Aps(i)+MPo(i))*Acable*fpo)/(2*(Ec*A/2
+Es*Asinf(i)+Eps*(Aps(i)+MPo(i))*Acable));
else

ex(i)=(abs(Mufl(i)/dv(i))+0.5*abs((Vufl(i))))*cot(teta(i)*pi/180)-
(Aps(i)+MPo(i))*Acable*fpo)/(Es*Asinf(i)+Eps*(Aps(i)+MPo(i))*Acable);
end
bandera=2;
else if pos==1

teta(i)=tetate(j,pos);
beta(i)=betate(j,pos);
%ex(teta(i))
if ((abs(Mufl(i)/dv(i))+0.5*abs(Vufl(i))*cot(teta(i)*pi/180)-

```

```
(Aps(i)+MPo(i))*Acable*fpo)/(Es*Asinf(i)+Eps*(Aps(i)+MPo(i))*Acable))<
0
```

```
ex(i)=(abs(Mufl(i)/dv(i))+0.5*abs((Vufl(i))))*cot(teta(i)*pi/180)-
(Aps(i)+MPo(i))*Acable*fpo)/(2*(Ec*A/2
+Es*Asinf(i)+Eps*(Aps(i)+MPo(i))*Acable));
```

```
else
```

```
ex(i)=(abs(Mufl(i)/dv(i))+0.5*abs((Vufl(i))))*cot(teta(i)*pi/180)-
(Aps(i)+MPo(i))*Acable*fpo)/(Es*Asinf(i)+Eps*(Aps(i)+MPo(i))*Acable);
```

```
end
```

```
bandera=2;
```

```
else if
```

```
and(ex(i)*1000<=vectorex(pos),ex(i)*1000>vectorex(pos-1))
```

```
teta(i)=tetate(j,pos);
```

```
beta(i)=betate(j,pos);
```

```
bandera=bandera+1;
```

```
%ex(teta(i))
```

```
if
```

```
((abs(Mufl(i)/dv(i))+0.5*abs(Vufl(i))*cot(teta(i)*pi/180)-
(Aps(i)+MPo(i))*Acable*fpo)/(Es*Asinf(i)+Eps*(Aps(i)+MPo(i))*Acable))<
0
```

```
ex(i)=(abs(Mufl(i)/dv(i))+0.5*abs((Vufl(i))))*cot(teta(i)*pi/180)-
(Aps(i)+MPo(i))*Acable*fpo)/(2*(Ec*A/2
+Es*Asinf(i)+Eps*(Aps(i)+MPo(i))*Acable));
```

```
else
```

```

ex(i)=(abs(Mufl(i)/dv(i))+0.5*abs((Vufl(i))))*cot(teta(i)*pi/180)-
(Aps(i)+MPo(i))*Acable*fpo)/(Es*Asinf(i)+Eps*(Aps(i)+MPo(i))*Acable);
    end
    else
    pos=pos-1;
    bandera=0;
    end
    end
    end
    end
    end
    bandera=0;
    pos=9;
    end

    end
    end
end

end

```

Funcion cortevar: Determina los valores de los angulos beta y alfa que se necesitaran para determinar el requerimiento del cortante para una excentriciad variable

```

function [ ex,teta,beta,dv,V,Vp] = cortevar(
Asinf,fy,numcables,Acable,fpsn,Vufl,fpu,x,bw,fc,Mufl,Eps,Es,Mn,A,Pe,e

```

c)

```
%UNTITLED19 Summary of this function goes here
```

```
% Detailed explanation goes here
```

```
Vp=zeros(size(x));
```

```
for i=1:ceil(max(size(x))/2)
```

```
    Vp(i)=Pe(i)*sin(atan(abs(ec(i)-ec(i+1))/abs(x(i)-x(i+1)))));
```

```
    Vp(max(size(x)-i+1))=Vp(i);
```

```
end
```

```
numcables=numcables*ones(size(x));
```

```
Ec = 15100*sqrt(fc);
```

```
dv=Mn./(Asinf.*fy+numcables.*Acable.*fpsn);
```

```
V=Vufl./(0.9*bw.*dv);
```

```
fpo=0.7*fpu;
```

```
factor=abs(V./fc);
```

```
tetate=[22.3 20.4 21 21.8 24.3 26.6 30.5 33.7 36.4;18.1 20.4 21.4 22.5  
24.9 27.1 30.8 34 36.7;19.9 21.9 22.8 23.7 25.9 27.9 31.4 34.4 37;21.6  
23.3 24.2 25 26.9 28.8 32.1 34.9 37.3;23.2 24.7 25.5 26.2 28 29.7 32.7  
35.2 36.8;24.7 26.1 26.7 27.4 29 30.6 32.8 34.5 36.1;26.1 27.3 27.9  
28.5 30 30.8 32.3 34 35.7;27.5 28.6 29.1 29.7 30.6 31.3 32.8 34.3  
35.8];
```

```
betate=[6.32 4.75 4.1 3.75 3.24 2.94 2.59 2.38 2.23;3.79 3.38 3.24 3.14  
2.91 2.75 2.5 2.32 2.18;3.18 2.99 2.94 2.87 2.74 2.62 2.42 2.26  
2.13;2.88 2.79 2.78 2.72 2.6 2.52 2.36 2.21 2.08;2.73 2.66 2.65 2.6  
2.52 2.44 2.28 2.14 1.96;2.63 2.59 2.52 2.51 2.43 2.37 2.14 1.94  
1.79;2.53 2.45 2.42 2.4 2.34 2.14 1.86 1.73 1.64;2.39 2.36 2.33 2.33  
2.12 1.93 1.7 1.58 1.5];
```

```

vectorex=[-0.2 -0.1 -0.05 0 0.125 0.25 0.5 0.75 1];
vectorfac=[0.075 0.1 0.125 0.15 0.175 0.2 0.225 0.25];
ex=(1/1000)*ones(size(x));
teta=zeros(size(x));
beta=teta;
pos=9;
bandera=0;
for i=1:max(size(x))
    for j=1:8
        if j==1
            if factor(i)<vectorfac(j)
                while bandera<2
                    if pos==1

                        teta(i)=tetate(j,pos);
                        beta(i)=betate(j,pos);
                        %ex(teta(i))
                        if ((abs(Mufl(i)/dv(i))+0.5*(abs(Vufl(i))-
Vp(i))*cot(teta(i)*pi/180)-
(numcables(i))*Acable*fpo)/(Es*Asinf(i)+Eps*(numcables(i))*Acable))<0
                            ex(i)=(abs(Mufl(i)/dv(i))+0.5*(abs(Vufl(i))-
Vp(i))*cot(teta(i)*pi/180)-(numcables(i))*Acable*fpo)/(2*(Ec*A/2
+Es*Asinf(i)+Eps*(numcables(i))*Acable));
                        else
                            ex(i)=(abs(Mufl(i)/dv(i))+0.5*(abs(Vufl(i))-
Vp(i))*cot(teta(i)*pi/180)-
(numcables(i))*Acable*fpo)/(Es*Asinf(i)+Eps*(numcables(i))*Acable);
                        end
                    end
                    bandera=2;
                end
            end
        end
    end
end

```

```

else if
and(ex(i)*1000<=vectorex(pos),ex(i)*1000>vectorex(pos-1))
    teta(i)=tetate(j,pos);
    beta(i)=betate(j,pos);
    bandera=bandera+1;
    %ex(teta(i))
    if ((abs(Mufl(i)/dv(i))+0.5*(abs(Vufl(i))-
Vp(i))*cot(teta(i)*pi/180)-
(numcables(i))*Acable*fpo)/(Es*Asinf(i)+Eps*(numcables(i))*Acable))<0
        ex(i)=(abs(Mufl(i)/dv(i))+0.5*(abs(Vufl(i))-
Vp(i))*cot(teta(i)*pi/180)-(numcables(i))*Acable*fpo)/(2*(Ec*A/2
+Es*Asinf(i)+Eps*(numcables(i))*Acable));
    else
        ex(i)=(abs(Mufl(i)/dv(i))+0.5*(abs(Vufl(i))-
Vp(i))*cot(teta(i)*pi/180)-
(numcables(i))*Acable*fpo)/(Es*Asinf(i)+Eps*(numcables(i))*Acable);
    end
else
    pos=pos-1;
    bandera=0;
end
end
end
bandera=0;
pos=9;
end
else if and(factor(i)>vectorfac(j-1),factor(i)<=vectorfac(j))
    while bandera<2

```

```

if pos==1

    teta(i)=tetate(j,pos);
    beta(i)=betate(j,pos);
    %ex(teta(i))
    if ((abs(Mufl(i)/dv(i))+0.5*(abs(Vufl(i))-
Vp(i))*cot(teta(i)*pi/180)-
(numcables(i))*Acable*fpo)/(Es*Asinf(i)+Eps*(numcables(i))*Acable))<0
        ex(i)=(abs(Mufl(i)/dv(i))+0.5*(abs(Vufl(i))-
Vp(i))*cot(teta(i)*pi/180)-(numcables(i))*Acable*fpo)/(2*(Ec*A/2
+Es*Asinf(i)+Eps*(numcables(i))*Acable));
    else
        ex(i)=(abs(Mufl(i)/dv(i))+0.5*(abs(Vufl(i))-
Vp(i))*cot(teta(i)*pi/180)-
(numcables(i))*Acable*fpo)/(Es*Asinf(i)+Eps*(numcables(i))*Acable);
    end
    bandera=2;

    else if
and(ex(i)*1000<=vectorex(pos),ex(i)*1000>vectorex(pos-1))
    teta(i)=tetate(j,pos);
    beta(i)=betate(j,pos);
    bandera=bandera+1;
    %ex(teta(i))
    if ((abs(Mufl(i)/dv(i))+0.5*(abs(Vufl(i))-
Vp(i))*cot(teta(i)*pi/180)-
(numcables(i))*Acable*fpo)/(Es*Asinf(i)+Eps*(numcables(i))*Acable))<0
        ex(i)=(abs(Mufl(i)/dv(i))+0.5*(abs(Vufl(i))-
Vp(i))*cot(teta(i)*pi/180)-(numcables(i))*Acable*fpo)/(2*(Ec*A/2

```

```

+Es*Asinf(i)+Eps*(numcables(i))*Acable));
    else
        ex(i)=(abs(Mufl(i)/dv(i))+0.5*(abs(Vufl(i))-
Vp(i))*cot(teta(i)*pi/180)-
(numcables(i))*Acable*fpo)/(Es*Asinf(i)+Eps*(numcables(i))*Acable);
    end
    else
        pos=pos-1;
        bandera=0;
    end
end
end
bandera=0;
pos=9;
end

end
end
end

end

```


Funcion cortanteultimo: Determina el requerimiento de acero para cortante en la viaga para excentricidad variable y constante

```
function [ requerimiento,solicitado ] = cortanteultimo(
fy,teta,beta,Vufl,dv,bw,x,fc,Vp)
%UNTITLED2 Summary of this function goes here
% Detailed explanation goes here
alpha=pi/2;
solicitado=zeros(size(x));
Vufl=abs(Vufl);
for i=1:max(size(x))
    if (0.265*beta(i)*sqrt(fc)*bw*dv(i)+Vp(i)<Vufl(i)/0.9
        solicitado(i)=((Vufl(i)/0.9)-0.265*beta(i)*sqrt(fc)*bw*dv(i)-
Vp(i))/(fy*dv(i)*(cot(teta(i)*pi/180)+cot(alpha))*sin(alpha));
    end
end

requerimiento=solicitado;

minimo=(0.265*sqrt(fc)*bw/fy)*ones(size(x));

for i=1:max(size(x))

    if requerimiento(i)<minimo(i)
        requerimiento(i)=minimo(i);

    end

end

end
```

```
particion=ceil(max(size(x)/4));
mayor1=0;
for i=1:particion
    if mayor1<requerimiento(i)
        mayor1=requerimiento(i);
    end
end
for i=1:particion
    requerimiento(i)=mayor1;
end
mayor2=0;
for i=particion+1:particion+particion
    if mayor2<requerimiento(i)
        mayor2=requerimiento(i);
    end
end
for i=particion+1:particion+particion
    requerimiento(i)=mayor2;
end
mayor3=0;
for i=particion+particion+1:particion+particion+particion
    if mayor3<requerimiento(i)
        mayor3=requerimiento(i);
    end
end
for i=particion+particion+1:particion+particion+particion
    requerimiento(i)=mayor3;
end
```

```

mayor4=0;
for i=particion+particion+particion+1:max(size(x))
    if mayor4<requerimiento(i)
        mayor4=requerimiento(i);
    end
end
for i=particion+particion+particion+1:max(size(x))
    requerimiento(i)=mayor4;
end
end

```

Funcion `tensioncablescon`: Determina el esfuerzo en los cables de presfuerzo para una excentricidad constante

```

function [ Scable,Sadm ] = tensioncablescon( fpy,Pe,Aps,x,Acable,MPO)
%UNTITLED2 Summary of this function goes here
% Detailed explanation goes here
Scable = Pe./(Aps.*Acable+MPO.*Acable);
Sadm = 0.8*fpy*ones(size(x));

end

```

Funcion `tensioncablesvar`: Determina el esfuerzo en los cables de presfuerzo para una excentricidad variable

```

function [ Scable,Sadm ] = tensioncablesvar( fpy,Pe,numcables,x,Acable)
%UNTITLED2 Summary of this function goes here
% Detailed explanation goes here
Scable = Pe./(numcables*Acable);
Sadm = 0.8*fpy*ones(size(x));

end

```

Funcion deflexioncon: Determina la defexion maxima de la viga para una excentricidad constante

```
function [ deftotal,defPi,defperdida,defqttotal] =  
deflexioncon(I,Icomp,ec,Pi,Pe,qpp,L,ql,qdlosa,qotros,x,fc )  
%UNTITLED2 Summary of this function goes here  
% Detailed explanation goes here  
Ec = 15100*sqrt(fc);  
  
defPi=(-Pi)*max(ec)*L^2)/(8*Ec*I);  
  
defperdida=defPi*(-Pi-Pe(ceil(max(size(x))/2)))/(-Pi);  
  
defqttotal=(5*(ql+qdlosa+qotros+qpp)*L^4)/(384*Ec*Icomp);  
  
deftotal=(defPi-defperdida-defqttotal)*4;  
  
if -deftotal>L/1000  
disp('deftotal > L/1000 (No cumple)');  
else  
disp('deftotal < L/1000 (ok)');  
end  
end
```

Funcion deflexionvar: Determina la defexion maxima de la viga para una excentricidad variable

```

function [ deftotal,defPi,defperdida,defqttotal] =
deflexionvar(l,lcomp,ec,Pi,Pe,qpp,L,ql,qdlosa,qotros,configuracion,x,fc )
%UNTITLED2 Summary of this function goes here
% Detailed explanation goes here
Ec = 15100*sqrt(fc);
if configuracion==1
defPi=(5*(-Pi)*max(ec)*L^2)/(48*Ec*I);

defperdida=defPi*(-Pi-Pe(ceil(max(size(x))/2)))/(-Pi);

defqttotal=(5*(ql+qdlosa+qotros+qpp)*L^4)/(384*Ec*Icomp);

deftotal=(defPi-defperdida-defqttotal)*4;
else
defPi=(-Pi)*max(ec)*L^2)/(12*Ec*I);

defperdida=defPi*(-Pi-Pe(ceil(max(size(x))/2)))/(-Pi);

defqttotal=(5*(ql+qdlosa+qotros+qpp)*L^4)/(384*Ec*Icomp);

deftotal=(defPi-defperdida-defqttotal)*4;
end
if -deftotal>L/1000
disp('deftotal > L/1000 (No cumple)');
else
disp('deftotal < L/1000 (ok)');
end
end

```

ANEXOS 2

(Manual de Usuario)

ESPOL FICT

MANUAL DE USUARIO

PREFORCE

DISEÑO DE VIGAS
PRESFORZADAS



2014

G. Almeida

L. Parrales

J. Mosquera

Manual de Usuario

Tabla de Contenidos

| | | |
|---------|---|----|
| 1. | Introducción | 2 |
| 1.1. | Propósito del Documento | 2 |
| 2. | Manual de Usuario | 3 |
| 2.1. | Proceso General de Proyecto | 3 |
| 2.2. | Descripción de Procesos Individuales..... | 13 |
| 2.2.1. | Iniciar nuevo Proyecto. | 13 |
| 2.2.2. | Abrir Proyecto | 15 |
| 2.2.3. | Guardar y Guardar Como | 18 |
| 2.2.4. | Cerrar Proyecto | 20 |
| 2.2.5. | Agregar y editar Vigas..... | 21 |
| 2.2.6. | Agregar y editar Materiales | 30 |
| 2.2.7. | Asignar Datos Para Proyecto | 32 |
| 2.2.8. | Diseñar/Análisis | 32 |
| 2.2.9. | Escogiendo excentricidad y fuerza | 33 |
| 2.2.10. | Verificar diseño | 35 |
| 2.2.11. | Resultados Completos | 36 |
| 2.2.12. | Generar Reporte..... | 38 |
| 2.2.13. | Diagramas..... | 40 |

1. Introducción

1.1. Propósito del Documento

El propósito del presente documento es la de proporcionar la información necesaria al usuario donde le permita consultar sobre cómo utilizar el software que se desarrolló para el proyecto de graduación “Diseños de vigas presforzadas aplicada a un paso peatonal y desarrollo de un software para su análisis y verificación”.

Para el desarrollo de este software se utilizó MatLab su nombre viene de "MATrix LABoratory" (laboratorio matricial). Es una herramienta computacional bastante elaborada pero simple a la vez, es de muchísima utilidad para aplicaciones numéricas, simbólicas y gráficas.

Esta herramienta permite realizar fácilmente una o más pantallas (paneles) con botones, menús, ventanas, que se los denominan Componentes y que mediante funciones de llamadas conocidos como callbacks permiten al usuario utilizar de una forma interactiva los programas (tareas) desarrollados con esta Herramienta. A este conjunto de herramientas se lo denomina interfaz gráfica de usuario.

Con la ayuda de este documento se espera lograr que el usuario, pueda obtener una gran comprensión del funcionamiento del software elaborado y logre manejar cada proyecto de manera personalizada, es decir que pueda proporcionar datos específicos de cada proyecto y que lo pueda guardar para luego retomar el trabajo de ser necesario, parte de estos ajustes permitirán que el diseñador pueda también cambiar algún parámetro de diseño según requerimientos especiales de obra, el poder ingresar nuevas secciones de la viga, materiales con especificaciones diferentes.

2. Manual de Usuario

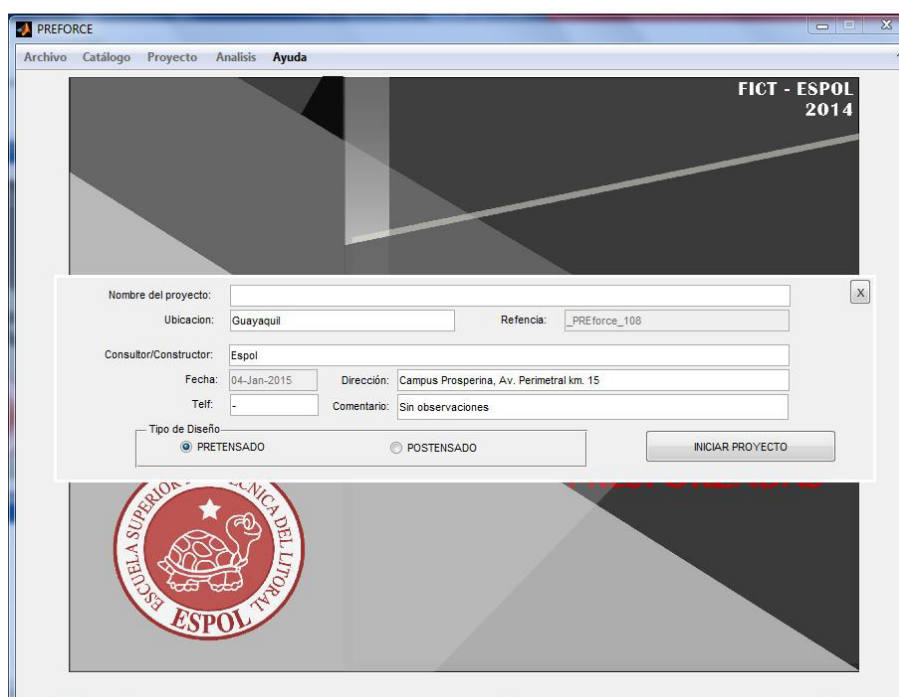
2.1. Proceso General de Proyecto

En la pantalla inicial del software se muestra 5 menús, los cuales permiten al usuario: abrir, crear, guardar archivos, también de ingresar, modificar los datos ingresados, entre otras opciones que se las explicará más adelante en el presente manual. Como recomendación para usar el programa se debe tener conocimientos sobre el Hormigón presforzado.

Para empezar a utilizar el software se debe desplazar el menú “Archivo” y escogiendo la opción “Nuevo” para crear un nuevo diseño, o la opción “Abrir” si ya existe algún diseño previo.



Si se seleccionó “Nuevo” se mostrará una nueva ventana donde se le pide al usuario ingresar datos para el proyecto, tales como nombre de proyecto, teléfono, ubicación del proyecto, fecha, entre otros. En la misma pantalla se deberá escoger que tipo de diseño que desea realizar, sea este pretensado o postensado, según el que escoja el usuario. Y pulsar “Iniciar Proyecto”.



The screenshot shows the PREFORCE software window with a menu bar (Archivo, Catálogo, Proyecto, Analisis, Ayuda) and a title bar (PREFORCE). The main area displays a form for entering project data. The form fields are as follows:

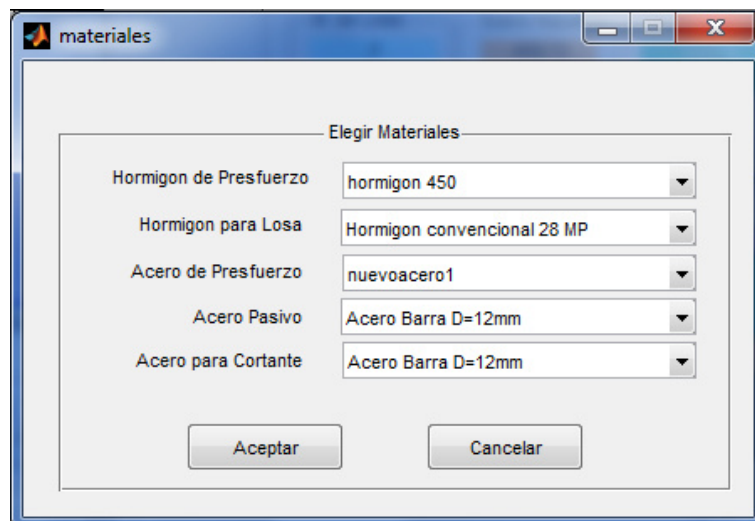
| | | | |
|------------------------|--|-------------|---|
| Nombre del proyecto: | <input type="text"/> | | |
| Ubicación: | <input type="text" value="Guayaquil"/> | Referencia: | <input type="text" value="_PREforce_108"/> |
| Consultor/Constructor: | <input type="text" value="Espol"/> | | |
| Fecha: | <input type="text" value="04-Jan-2015"/> | Dirección: | <input type="text" value="Campus Prosperina, Av. Perimetral km. 15"/> |
| Tel: | <input type="text" value="-"/> | Comentario: | <input type="text" value="Sin observaciones"/> |
| Tipo de Diseño: | <input checked="" type="radio"/> PRETENSADO <input type="radio"/> POSTENSADO | | |

At the bottom of the form is a button labeled "INICIAR PROYECTO". The background of the window features a large logo for "ESPOL" (Escuela Superior Politécnica del Litoral) and the text "FICT - ESPOL 2014" in the top right corner.

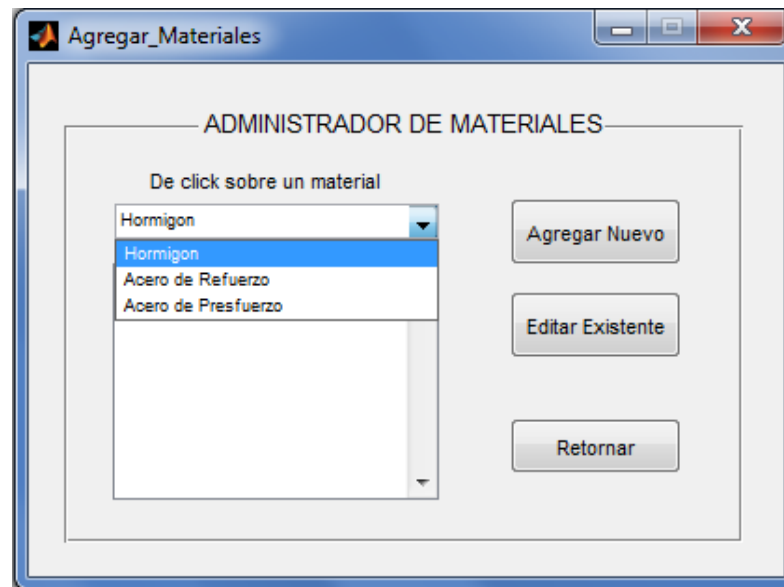
Al haber escogido y seleccionado un diseño se le mostrará al usuario una ventana donde constan en la parte inferior todos los datos ingresados anteriormente, y el Nombre del proyecto en la parte superior, los cuales serán usados para reporte final a mostrar.



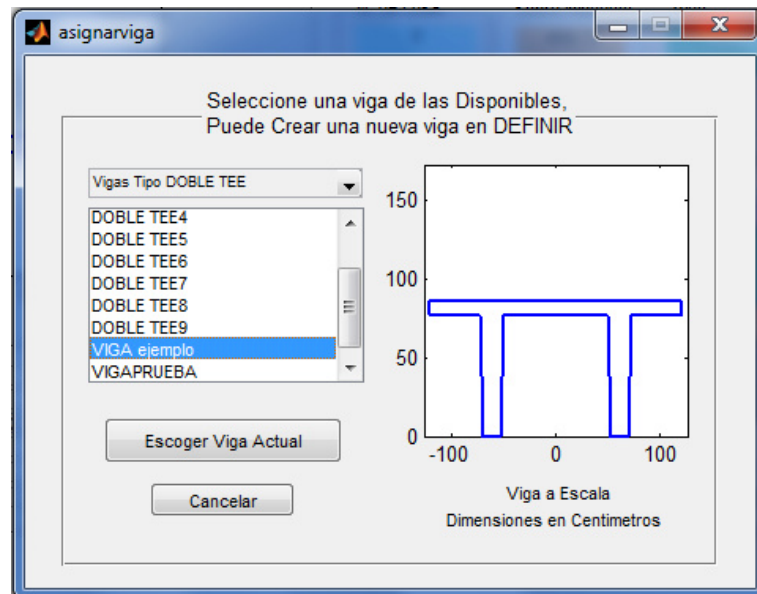
En la pantalla mostrada, el usuario debe ir a la opción “Proyecto”, donde hay 3 opciones, se debe escoger la opción de “Seleccionar materiales”. En esta ventana el usuario podrá escoger un material de la base de datos.



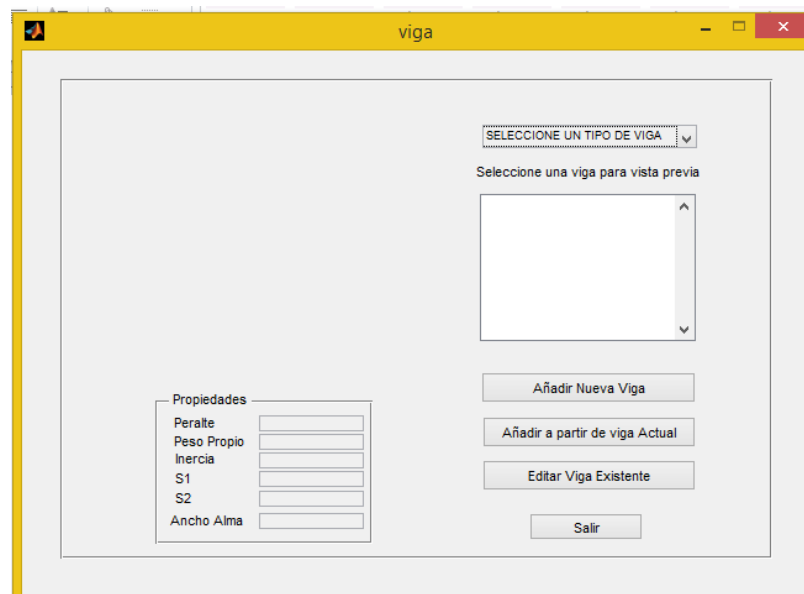
Si el usuario no desea seleccionar un material existente puede agregar uno nuevo o editar un material. Para realizar este cambio debe seleccionar “Catalogo” y escoger la opción “agregar materiales”.



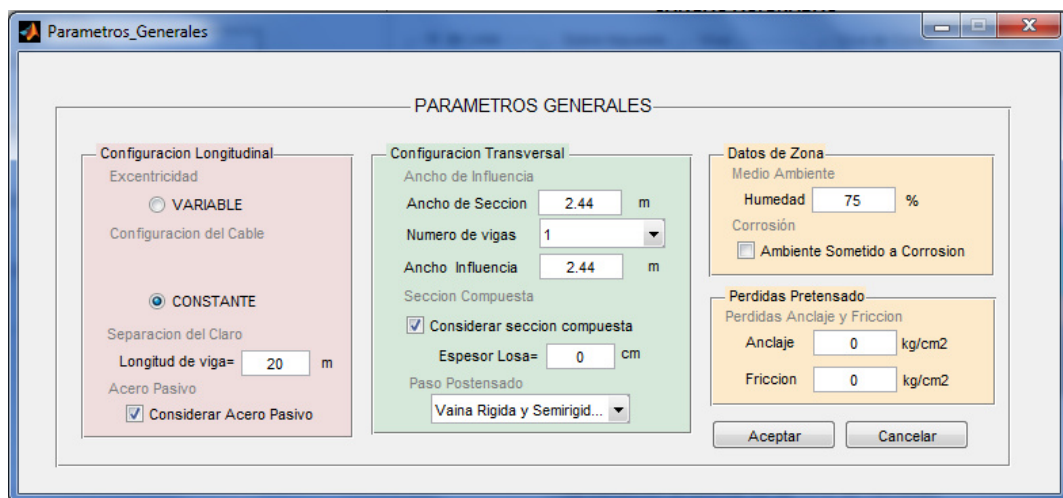
Luego de escoger el material a utilizar, el usuario deberá escoger que tipo de viga usará para esto debe dirigirse a la opción “Proyecto” y en la opción “Escoger viga” se muestra 3 tipos de Vigas, al seleccionar una viga se mostrará una imagen representativa de la misma con sus dimensiones a escala, después de haber escogido y seleccionado la viga, la imagen se mostrará en la ventana principal con las propiedades como son el peralte, peso propio, inercia, etc.



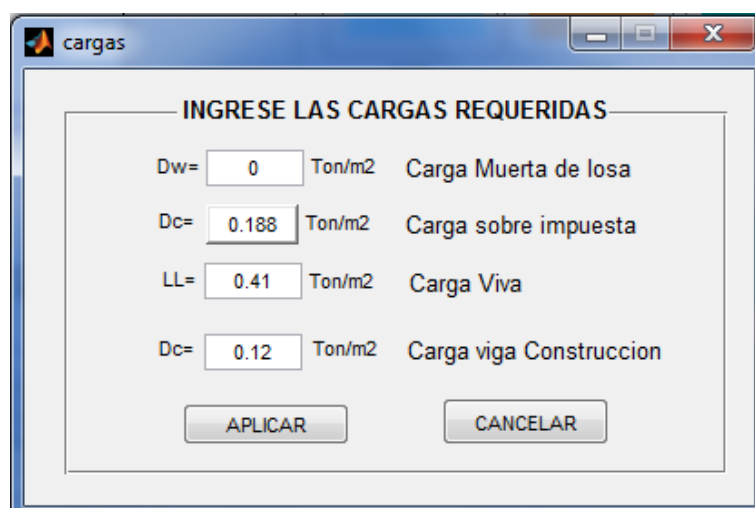
Si el usuario no desea seleccionar una de las vigas existentes, tiene la opción de crear una nueva viga con las propiedades que él requiera o a su vez solo modificar las propiedades la misma.



Después de haber seleccionado la viga y seleccionado los materiales, se deben ingresar los parámetros generales que incluyen las condiciones de ambiente, configuración transversal y longitudinal. Se debe ir a la opción “Proyecto” y escoger “Parámetros de diseño”.



El siguiente paso es el de ingresar las cargas, para este paso se debe ir al menú “Proyecto” y en la opción “Asignar Cargas”



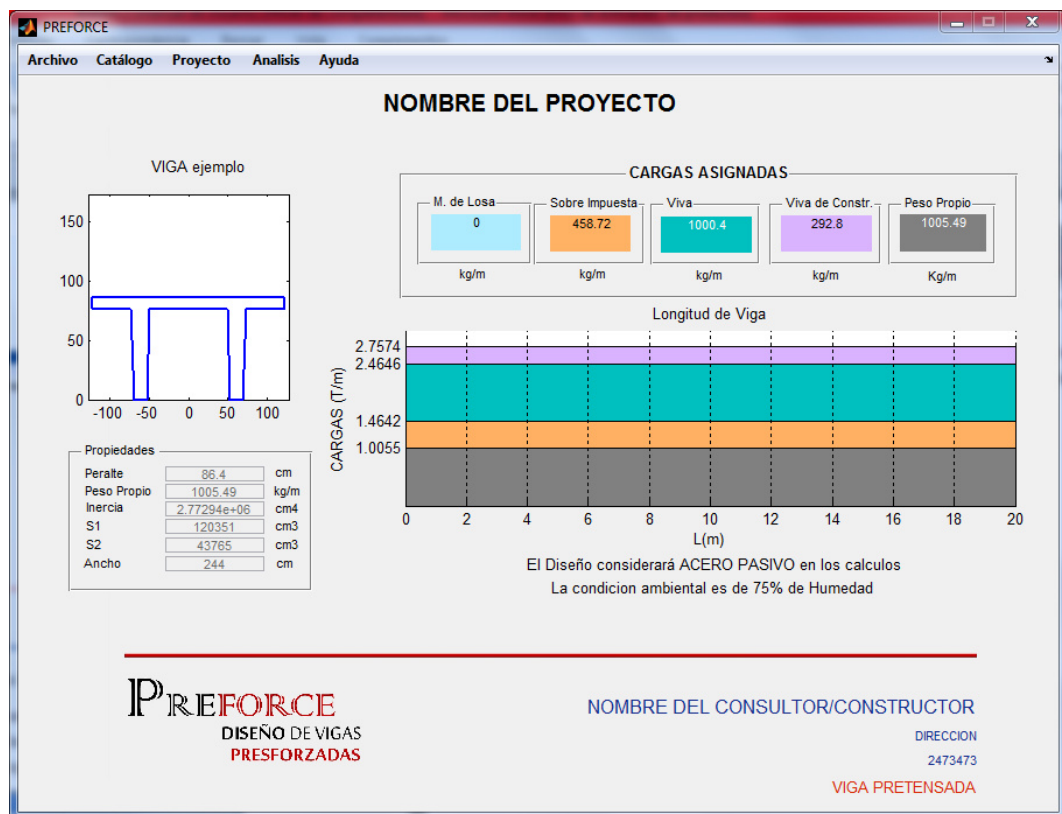
Para la carga sobrepuesta se las dividió en 4 cargas las cuales pueden ser ingresadas pulsando el botón alado de D_c . Al ingresar las cargas presionar el botón “aceptar”.



Al haber ingresado todos los datos requeridos por el software se muestra en la Pantalla principal todo lo ingresado:

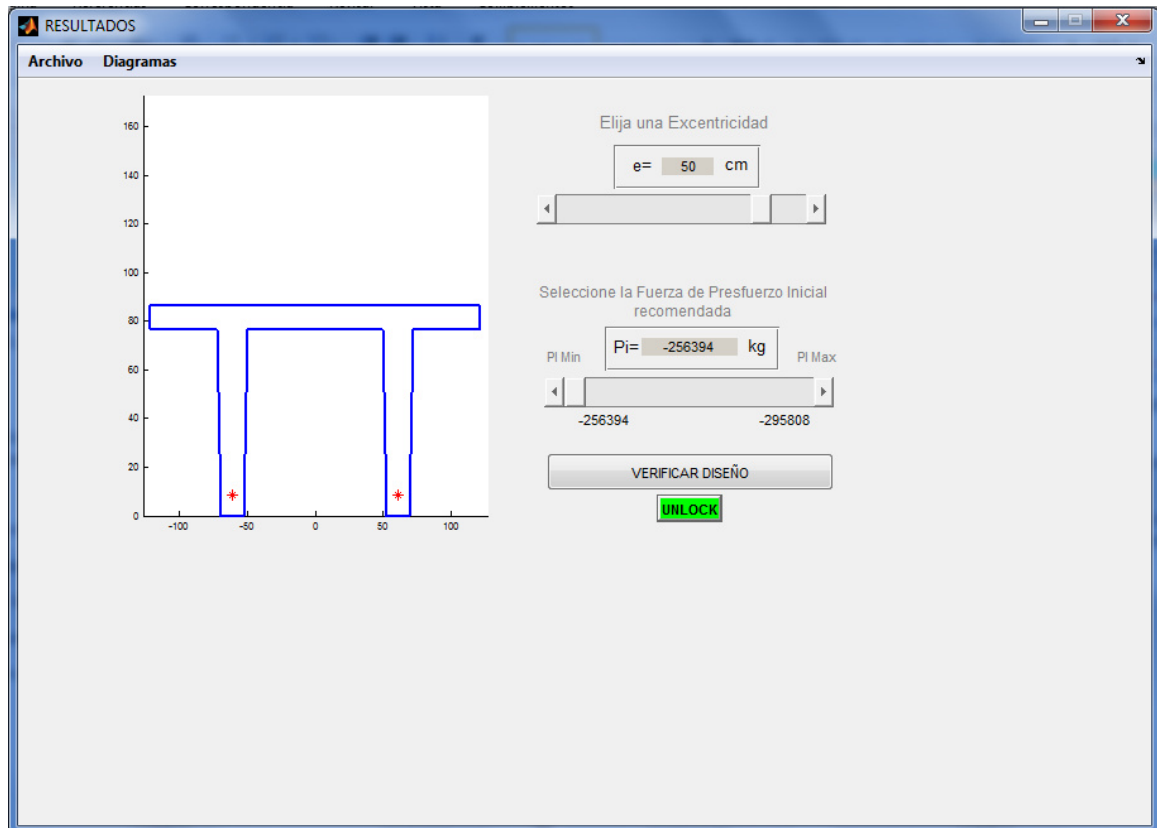
- Cargas (con colores para identificar)
- Propiedades de la viga
- Imagen de la viga seleccionada a escala
- Imagen representativa de cargas (con colores)
- Parámetros generales

A continuación se muestra en la figura 11, la pantalla final previa a realizar el Diseño.

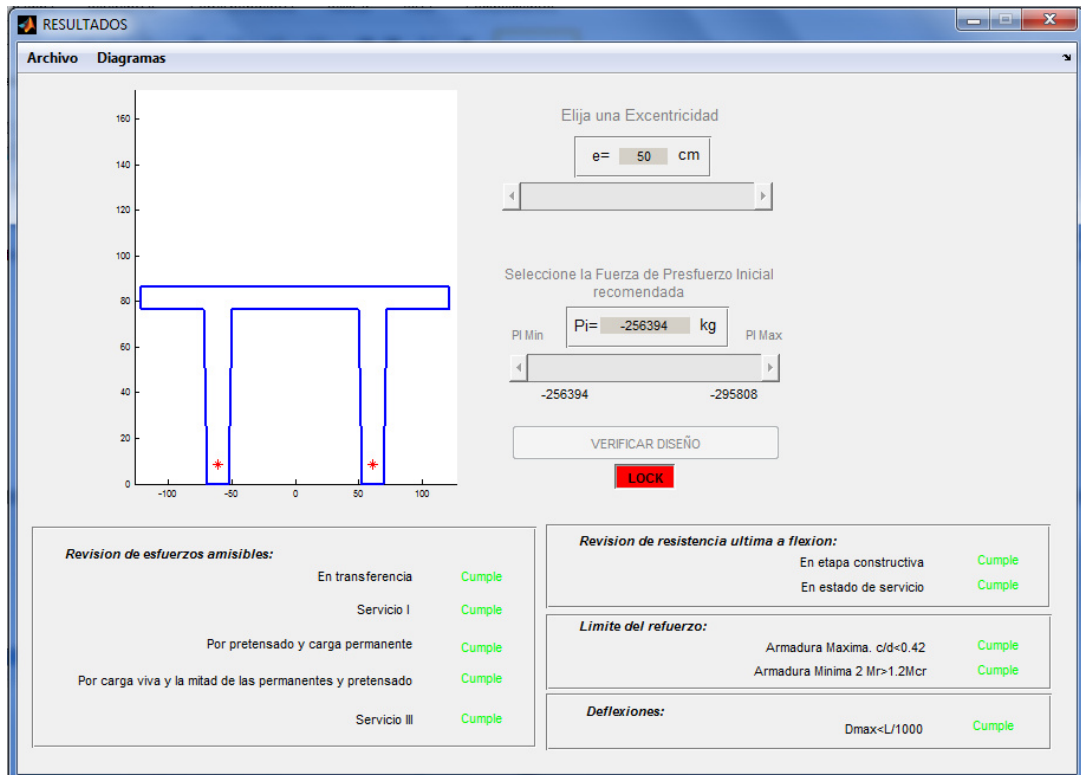


Al tener todos los datos, parámetros, y propiedades se debe ir al menú “Análisis” y escoger “Diseñar”.

Se mostrará una nueva ventana de resultados, donde se puede variar la excentricidad, y la fuerza de presfuerzo inicial (recomendada por el software) a conveniencia del usuario, esto le permitiría encontrar la solución más óptima. La excentricidad sale graficada en la viga para facilidad del usuario.



Luego de variar la excentricidad y elegir la fuerza de presfuerzo inicial, se debe pulsar el botón “Verificar diseño”. Y a continuación se mostrará una ventana donde se muestra si el diseño cumple o no, con las respectivas verificaciones.



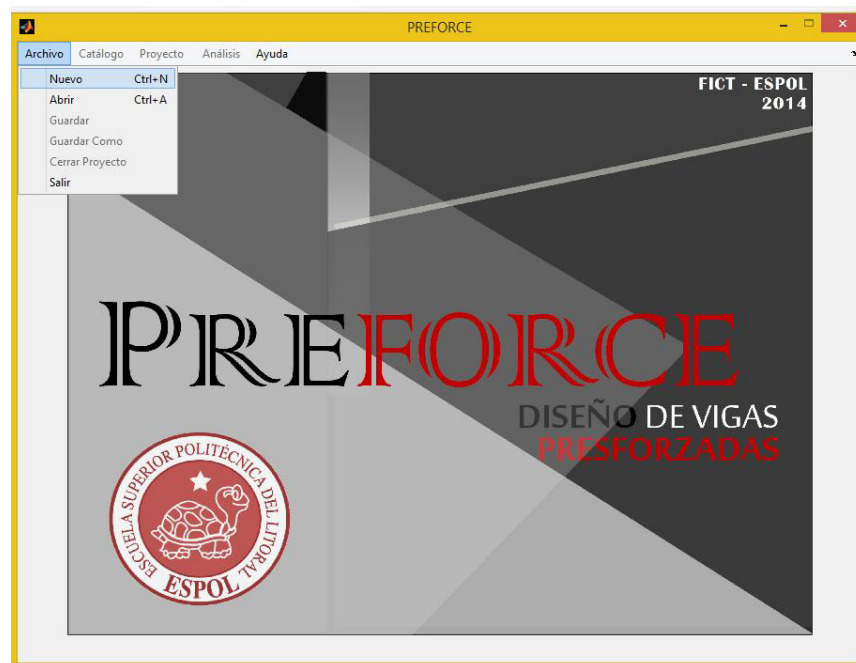
Existe la opción de ver los diferentes diagramas que se obtiene con el diseño realizado. En la pantalla de resultados se debe seleccionar el menú "Diagramas". Y se elige el diagrama que se desea ver.

A continuación se muestran algunos diagramas para el diseño ejemplo mostrado, para visualización del usuario.

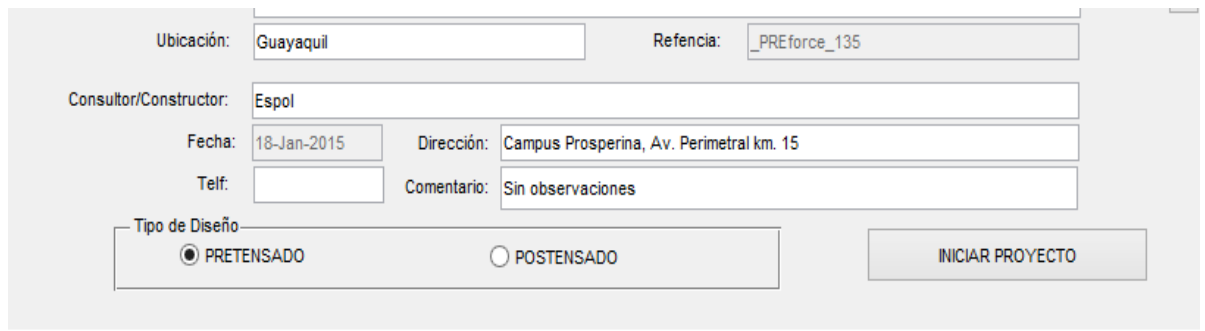
2.2. Descripción de Procesos Individuales

2.2.1. Iniciar nuevo Proyecto.

Para iniciar un nuevo proyecto se debe dar clic en Archivo, “Nuevo”



Seguido de esto aparecerá la ventana donde deberá ingresar todos los datos, por default están definidos todos los campos con excepción de Nombre y Teléfono



Ubicación: Referencia:

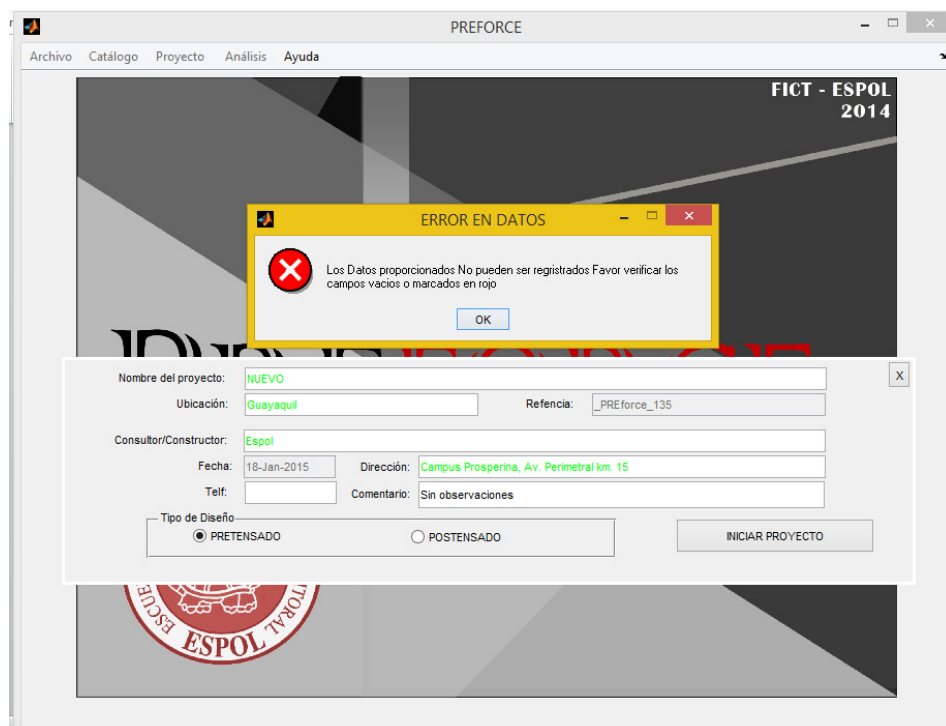
Consultor/Constructor:

Fecha: Dirección:

Telf: Comentario:

Tipo de Diseño:
 PRETENSADO POSTENSADO

Si algunos de los datos no es correcto o no esta lleno aparecera un mensaje de Error hasta que lo corrija.

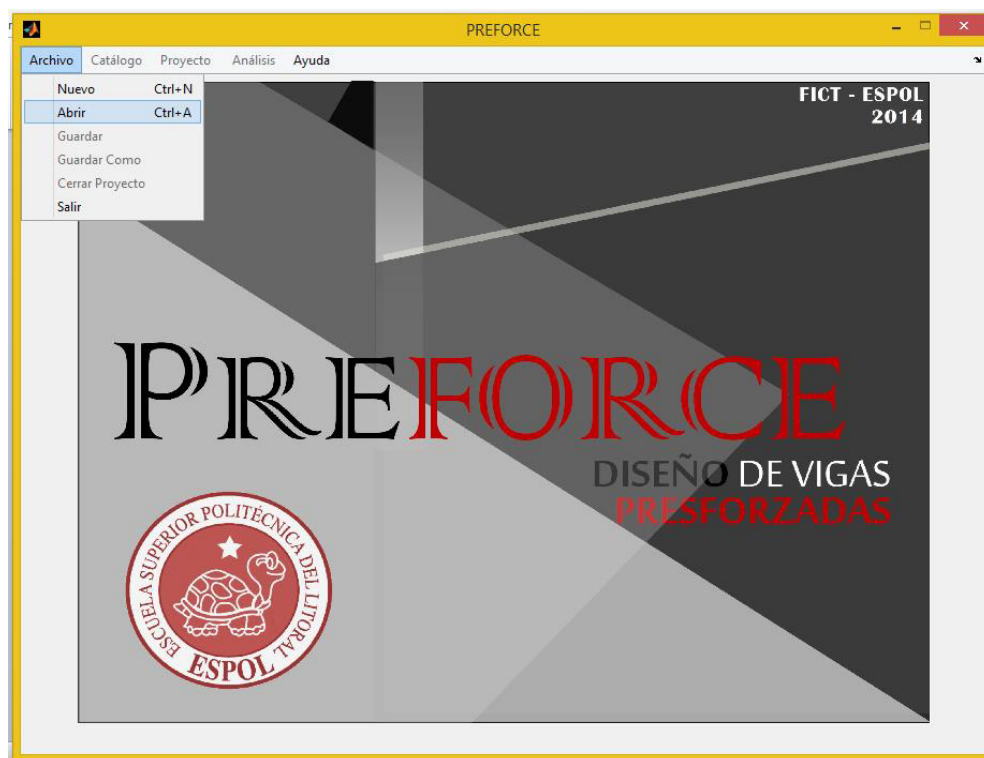


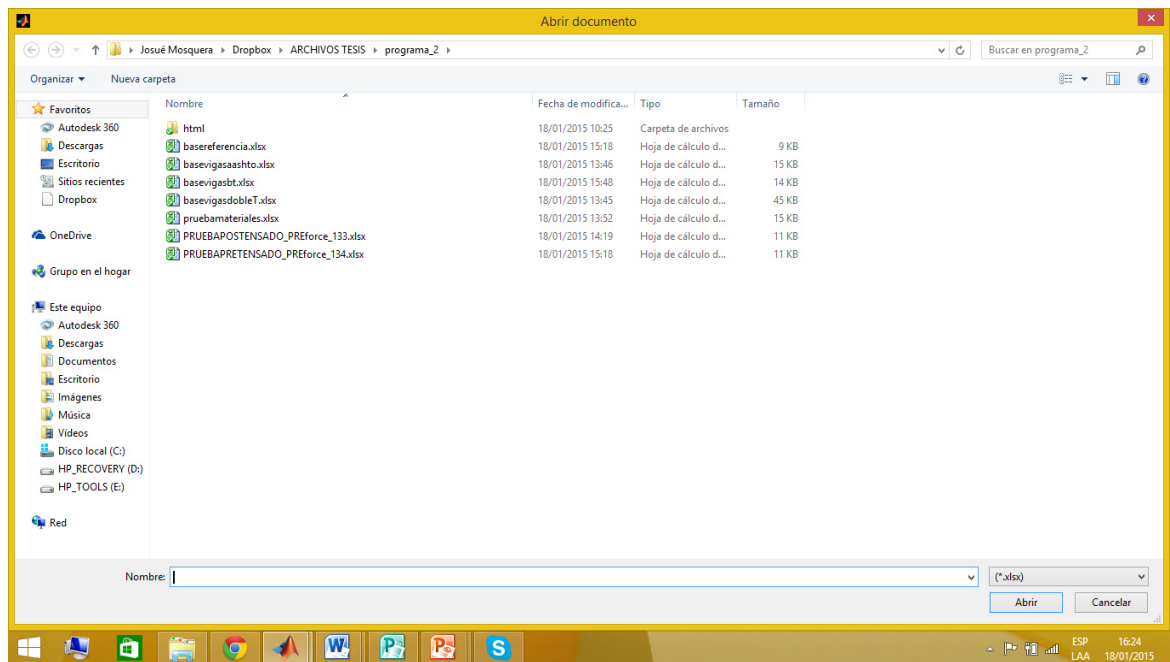
Cuando todo está en orden el programa procede a ingresar a la página principal del proyecto



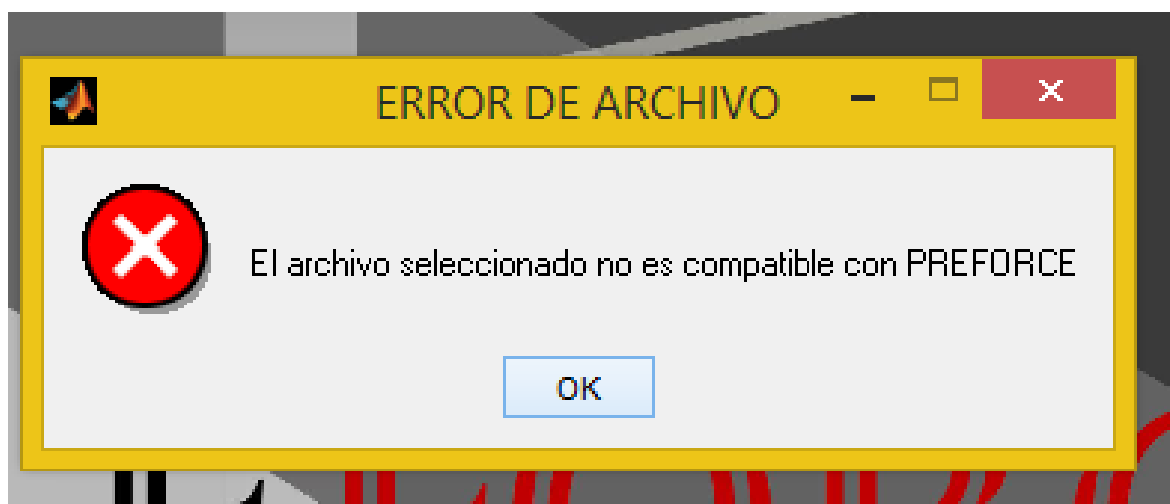
2.2.2. Abrir Proyecto

Para abrir un nuevo proyecto se debe dar clic en Archivo, “Abrir”

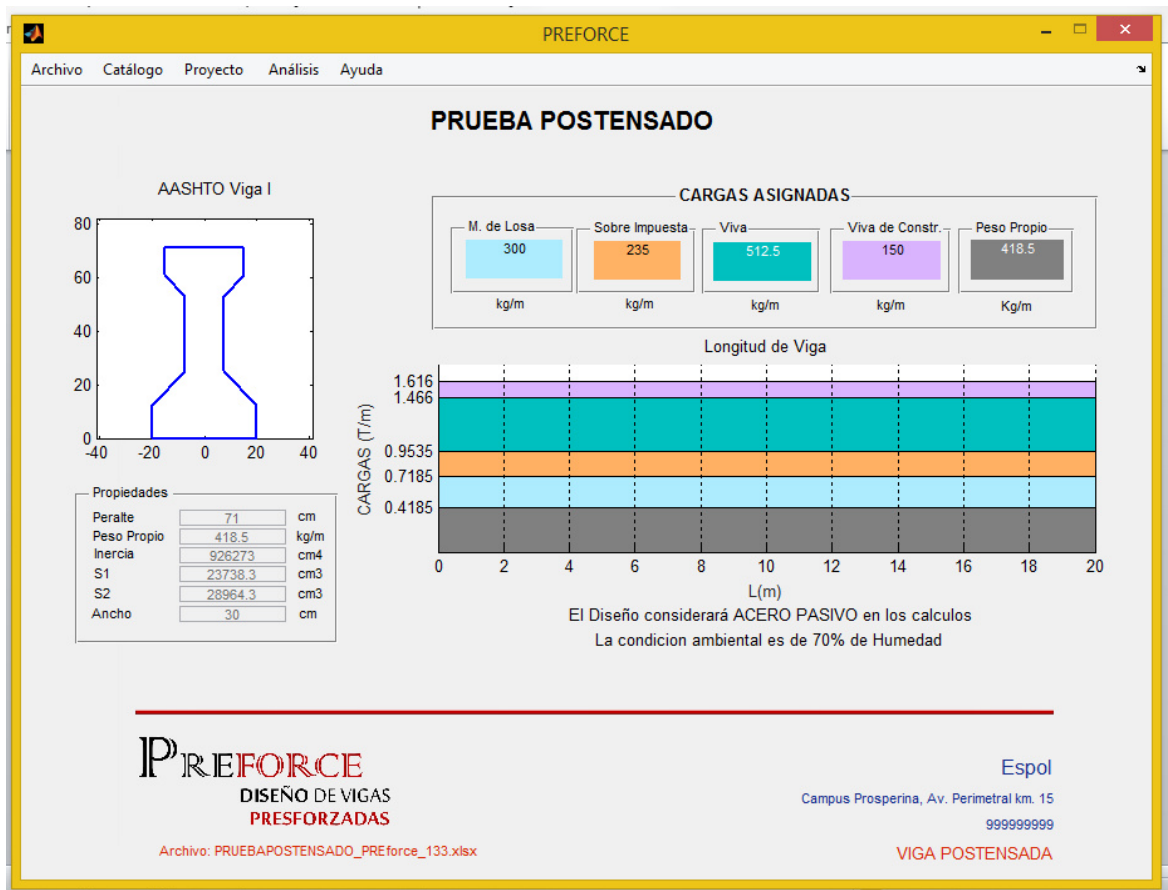




Al abrir archivos PREFORCE solo aceptara archivos .xlsx que hayan sido creados por la aplicación se puede notar que tiene un codigo al final del nombre PREforce_XXX.xlsx si el archivo no ha sido generado por PREFORCE entonces el programa no lo aceptara

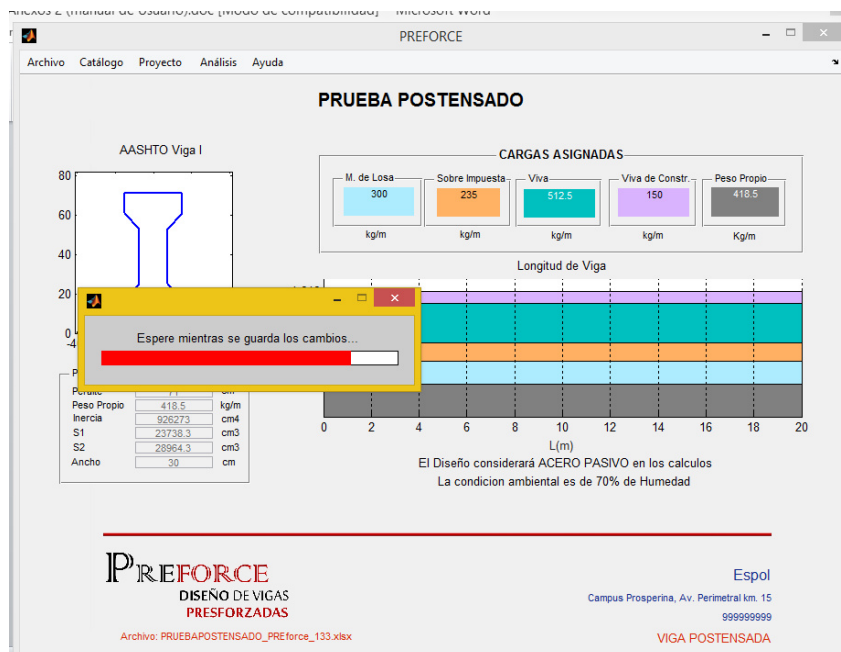
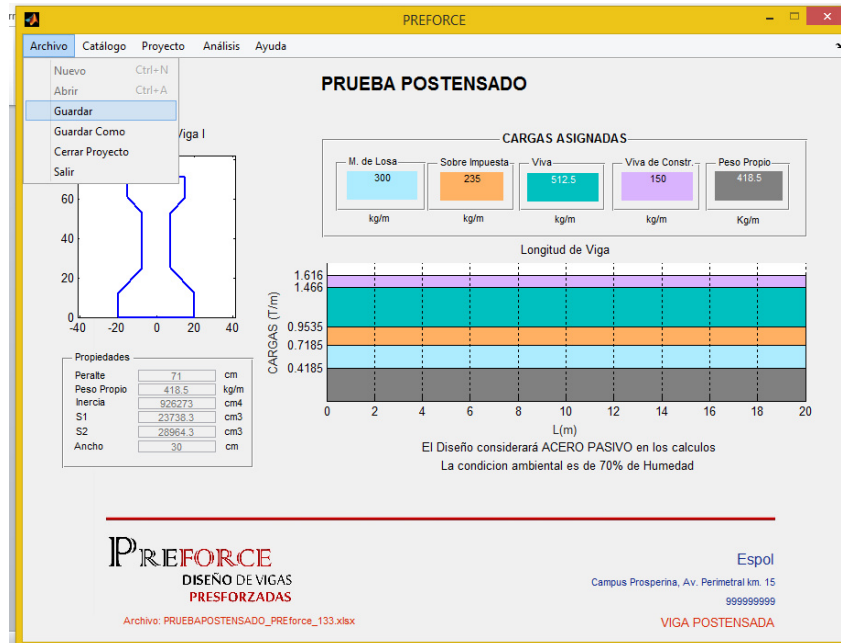


Si el archivo es seleccionado el programa tardara unos segundos en cargar la información en pantalla, donde se mostrara todo los datos que el usuario haya dejado grabado en su archivo.

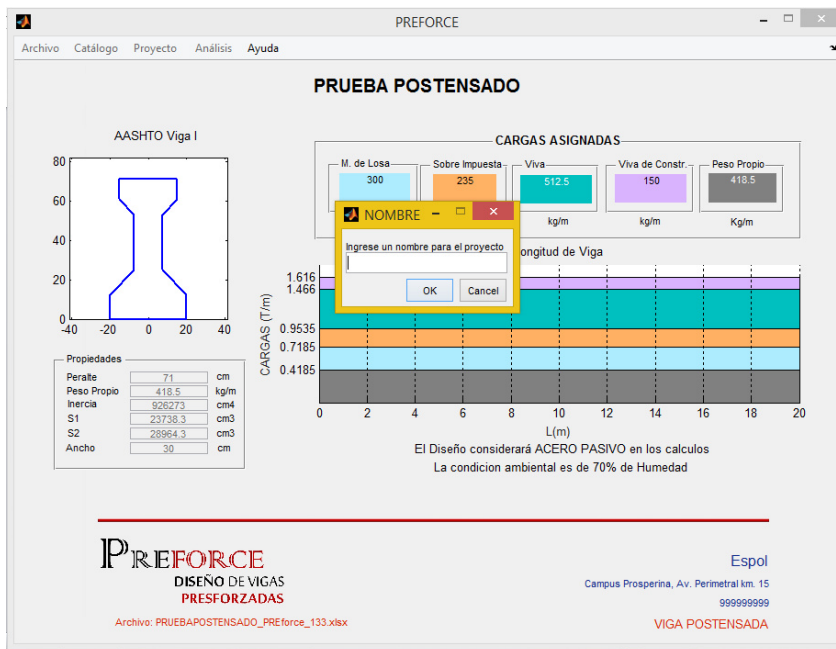
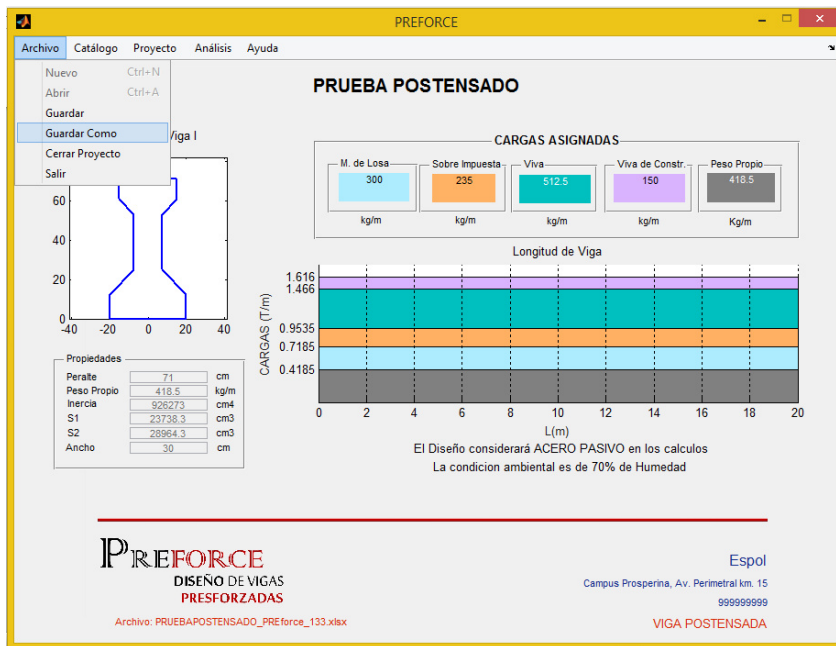


2.2.3. Guardar y Guardar Como

Una opción del PREFORCE es guardar un proyecto actual, al es coger la opción el programa detecta los cambios y guarda o de ser un archivo que nunca ha sido guardado pues le pedirá un nombre de archivo para guardarlo como un PREFORCE_XXX.xlsx

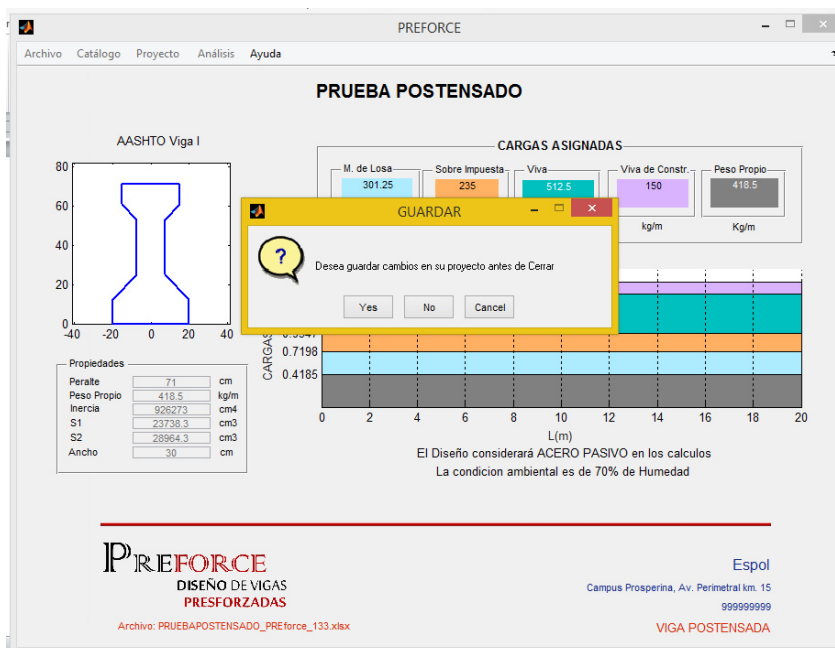
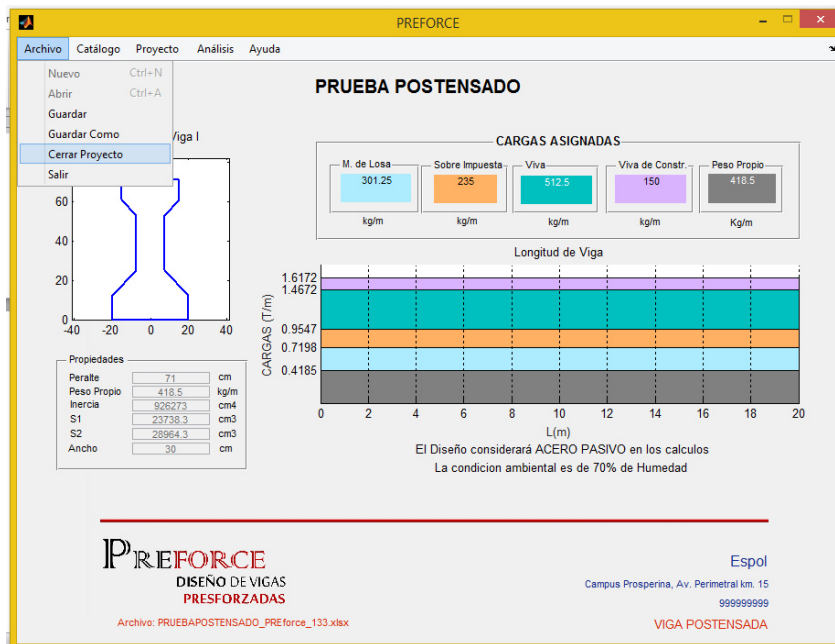


Además de que si hace algún cambio importante pero desea mantener los datos anteriores puede guardar como un nuevo archivo y así manejar dos proyectos alternativos solo con distintos nombres de archivo. Esto se lo puede hacer desde Archivo “Guardar Como” el nombre de archivo no puede contener símbolos ni texto.



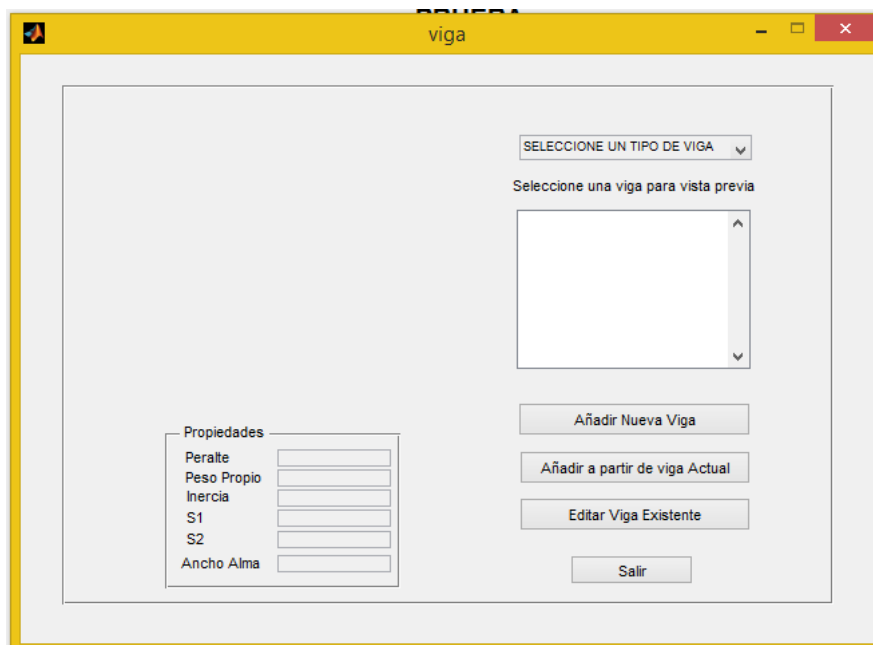
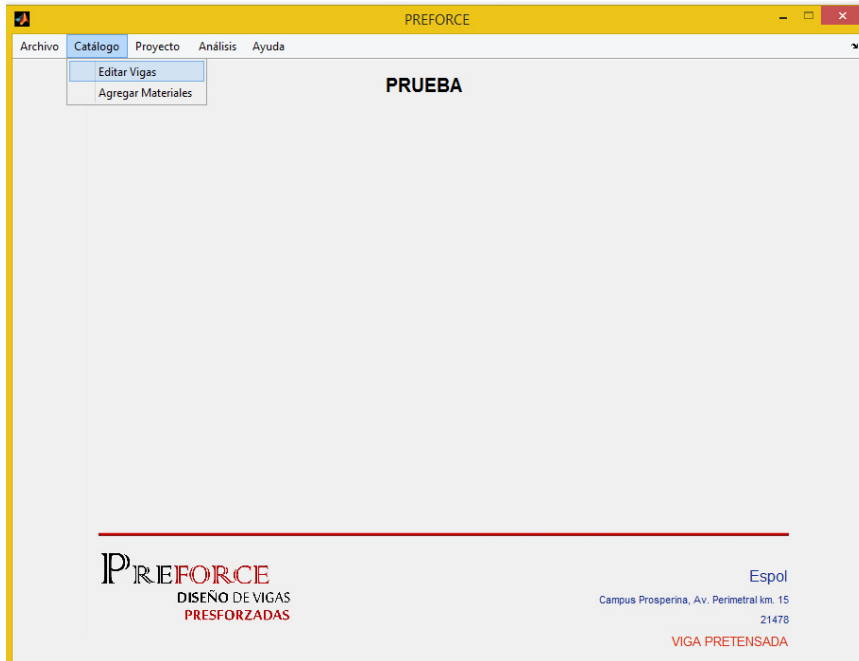
2.2.4. Cerrar Proyecto

Para poder iniciar un nuevo proyecto o Abrir uno cuando ya está un proyecto en PREFORCE el usuario tiene que primeramente cerrar el proyecto actual para poder continuar, al escoger la opción cerrar proyecto PREFORCE le pedirá guardar cambios de ser necesario o guardar el proyecto en caso que sea un nuevo proyecto que no se haya guardado.

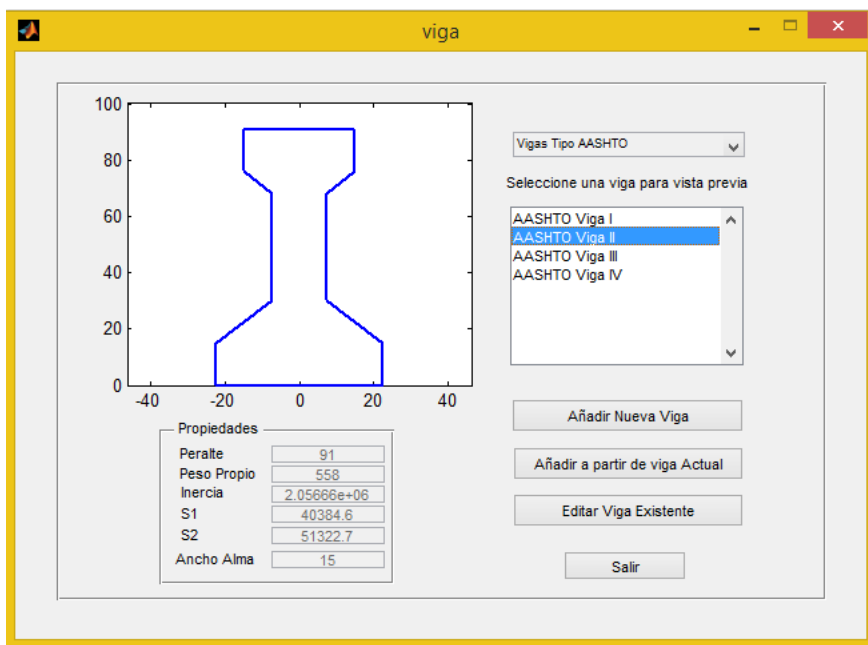
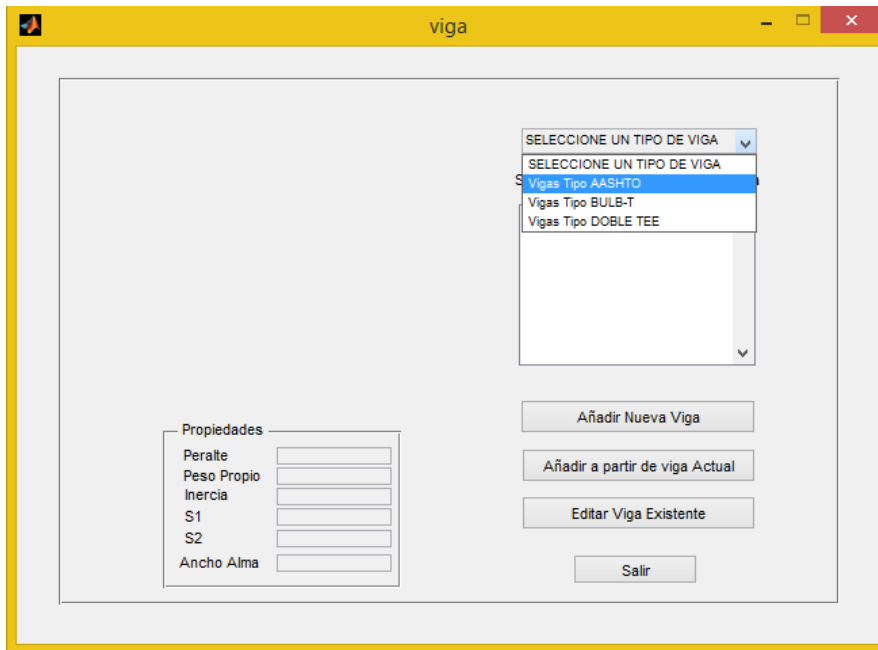


2.2.5. Agregar y editar Vigas

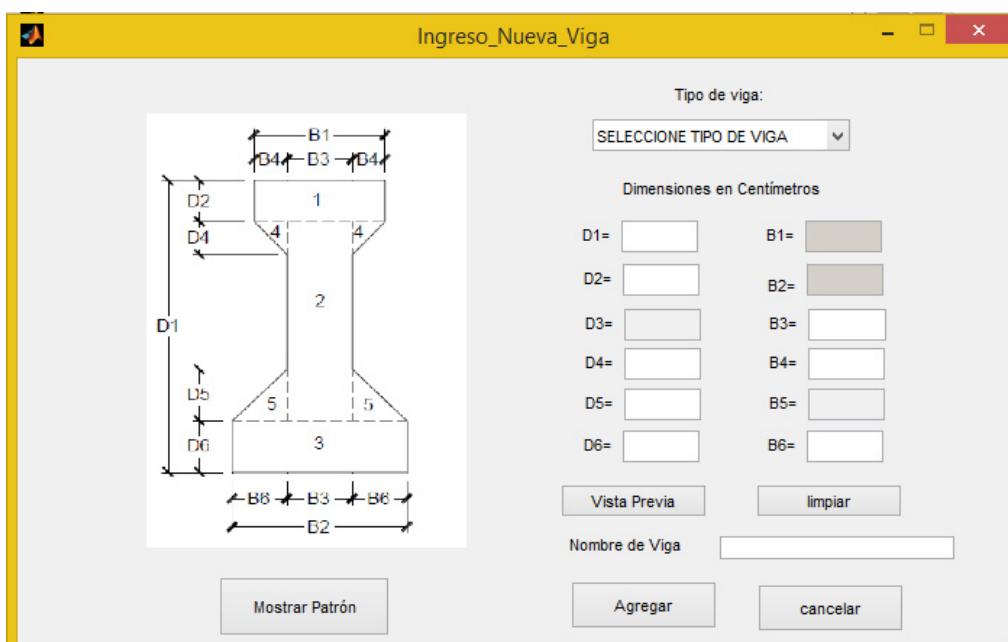
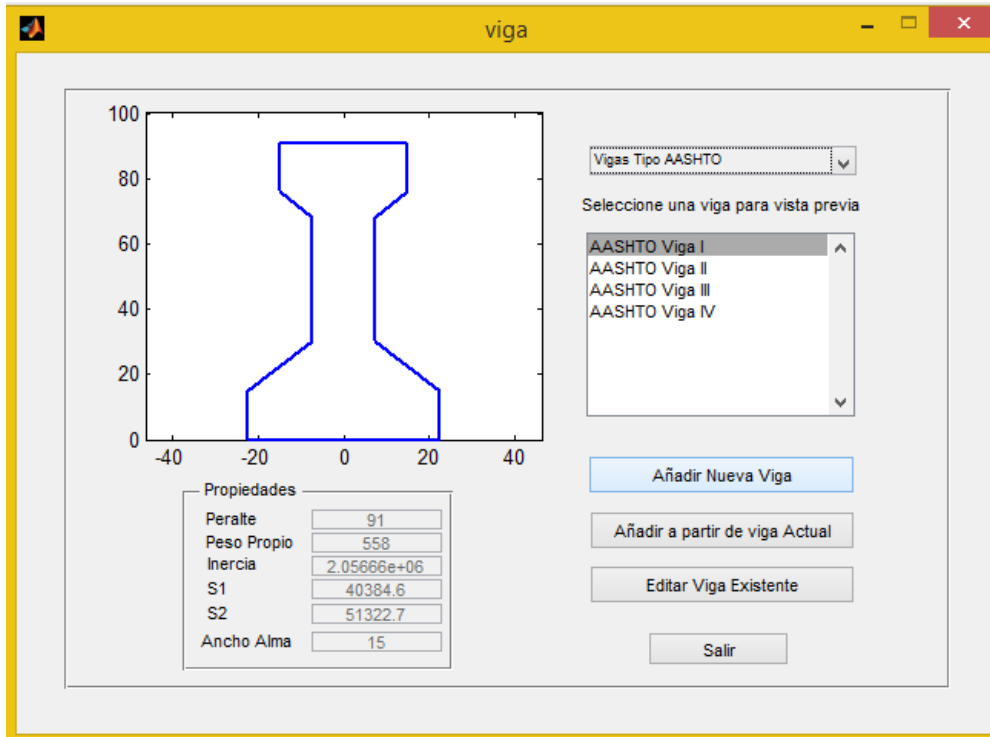
PREFORCE contiene vigas predeterminadas que pueden ser usadas para verificación y análisis, sin embargo el usuario tiene la facilidad de poder crear sus propias vigas, esto lo puede hacer a partir de Catalogo, “Editar Vigas”



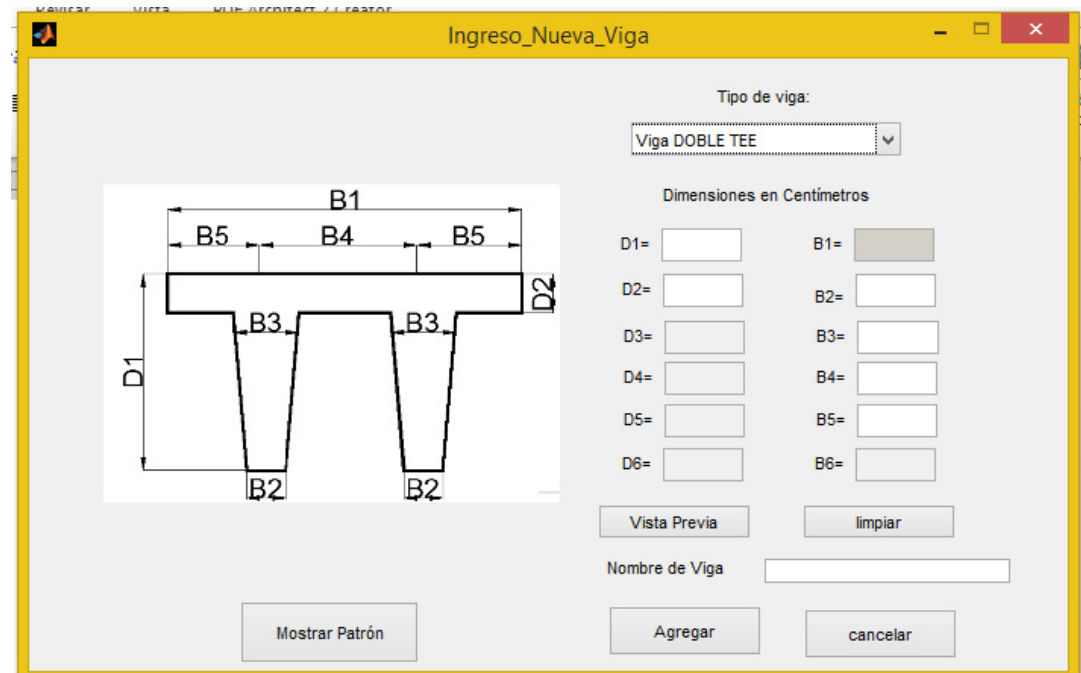
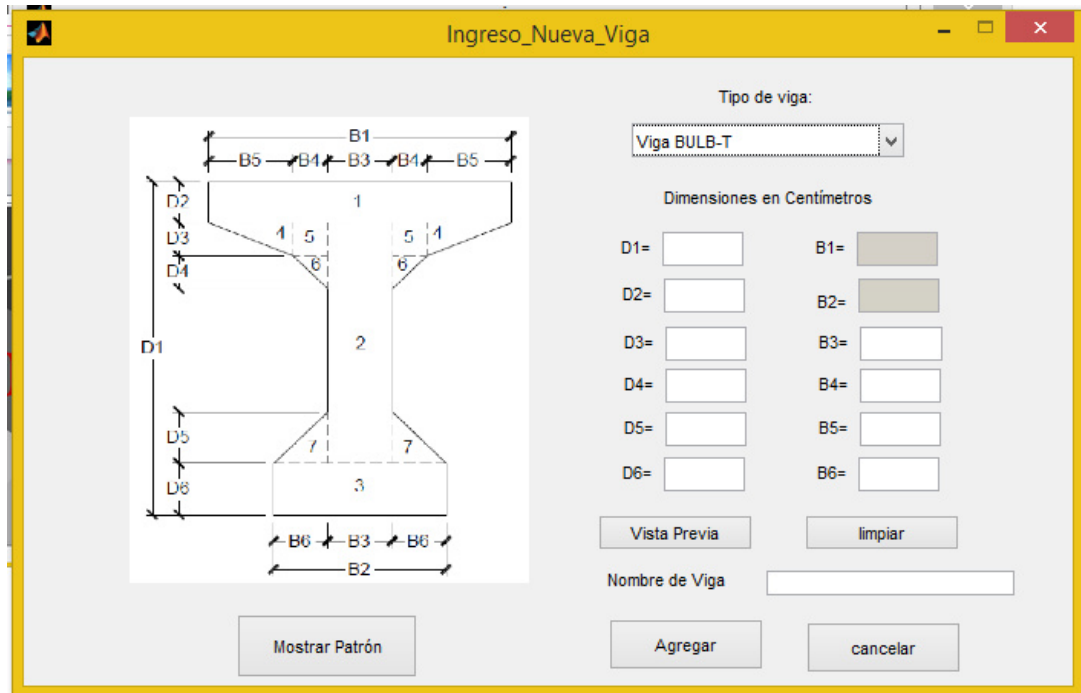
En el menú que se despliega se puede observar las propiedades de las vigas predeterminadas y las que ya estén ingresadas en, la base de datos está separada por los 3 tipos de vigas usadas en PREFORCE que son tipo: AASHTO, BULB T y DOBLE T el usuario deberá elegir un tipo de viga para poder ver las vigas que pertenecen a es Categoría



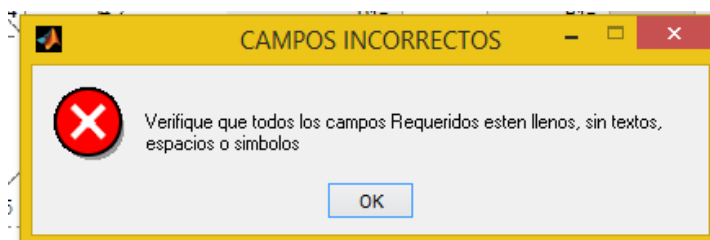
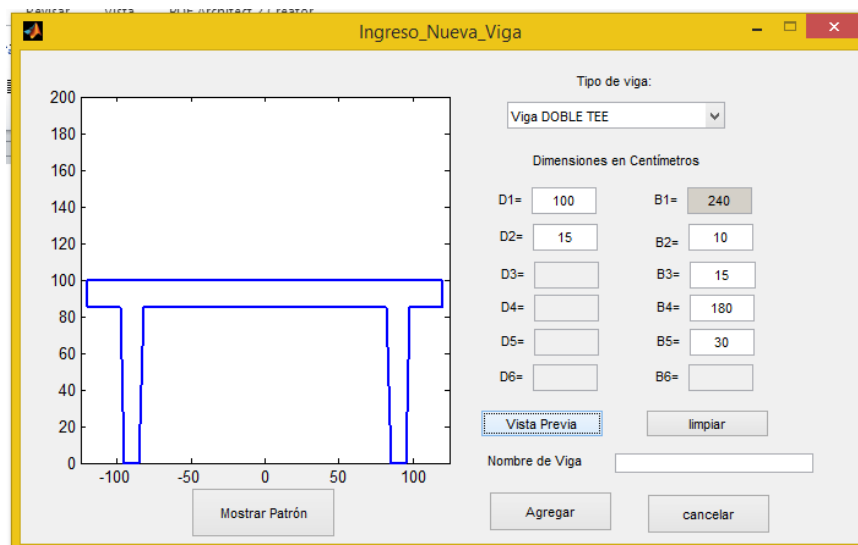
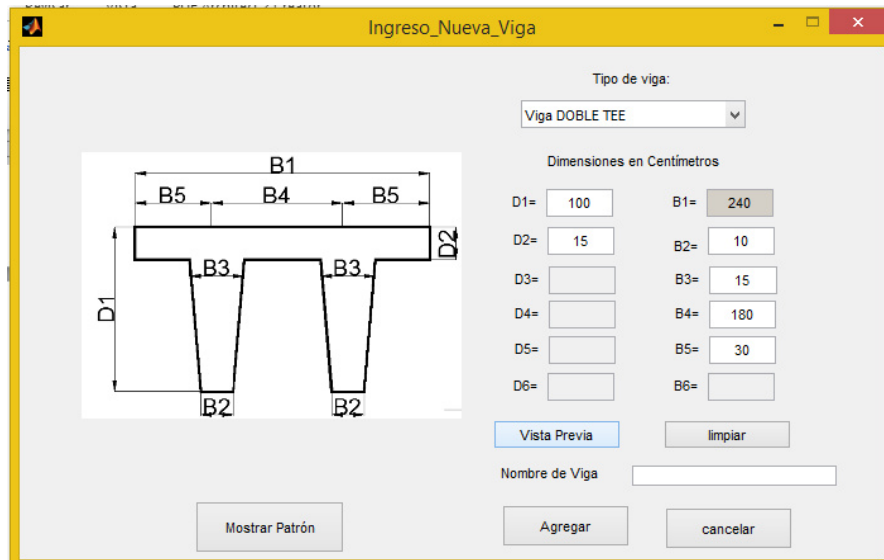
El menú editar vigas permite hacer tres formas de edición la primera es **Añadir nueva viga** donde el usuario tendrá que proporcionar todas las dimensiones de la viga desde una nueva ventana que es la de editora de campos.



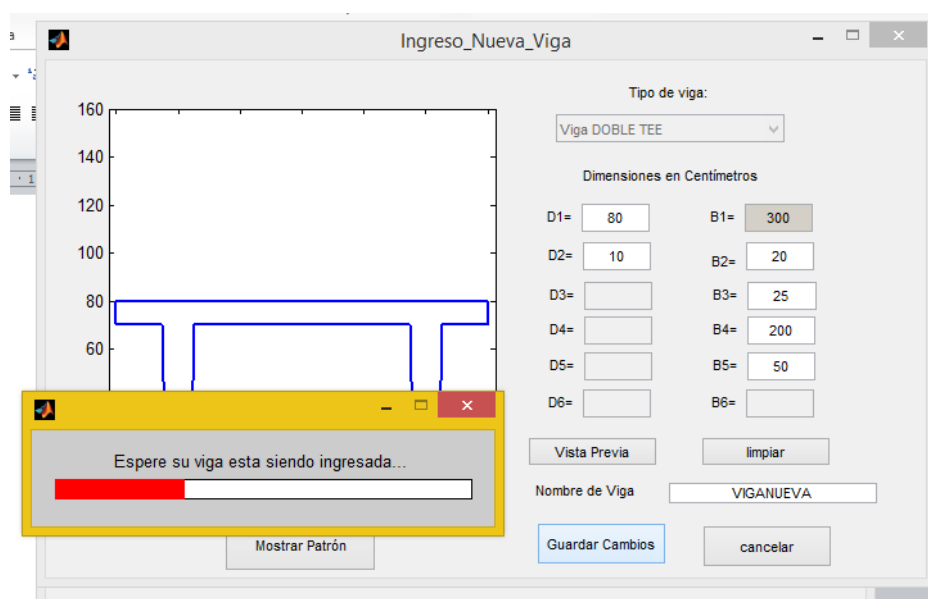
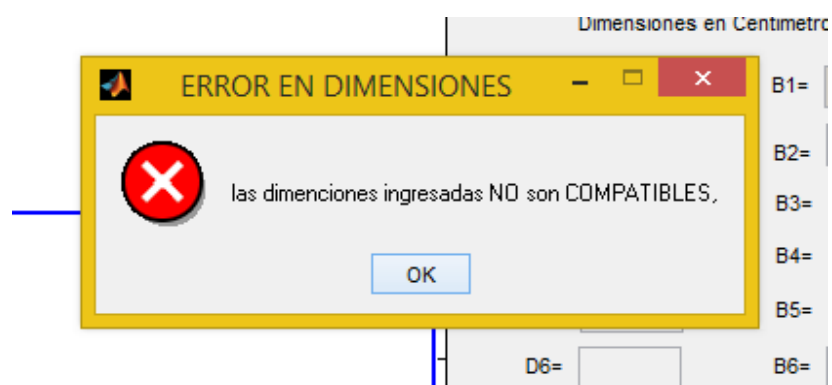
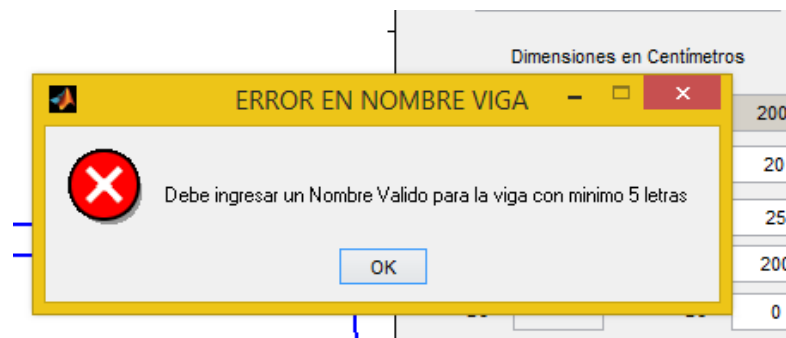
El usuario debe elegir nuevamente que tipo de viga desea ingresar así le mostrara un patrón a seguir diferente para cada viga, donde se indica los campos requeridos, que también se activan y desactivan dependiendo del caso.



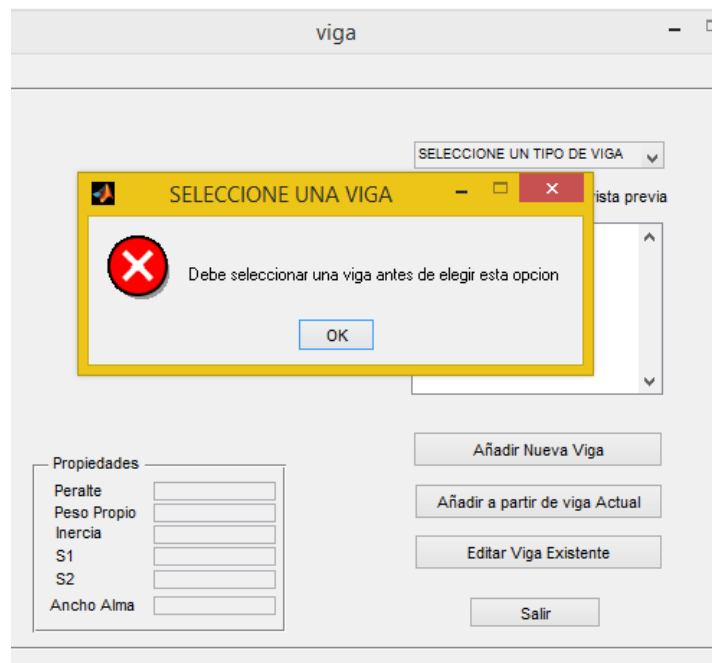
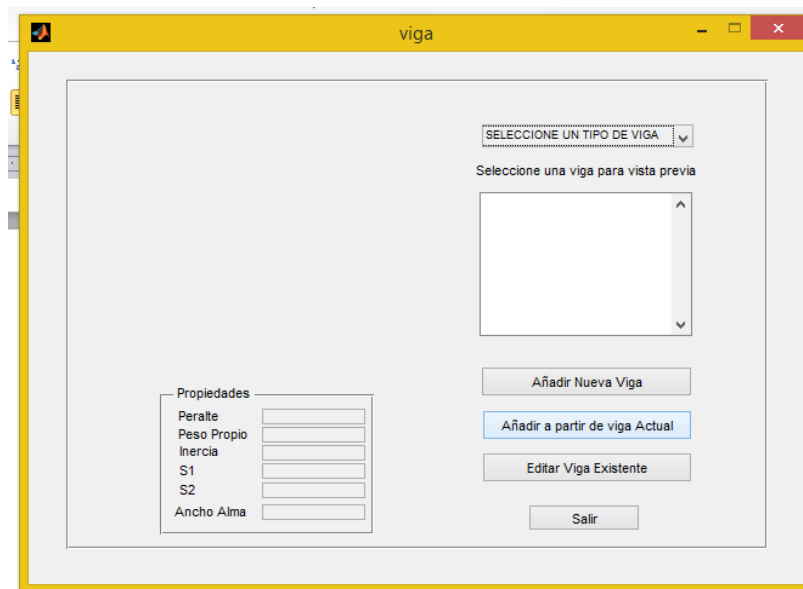
Una vez ingresados los valores en los campos el usuario podrá hacer una vista previa antes de añadir la nueva viga, si algún campo de los necesarios está faltando el programa no generará la vista previa ni tampoco agregará la viga.

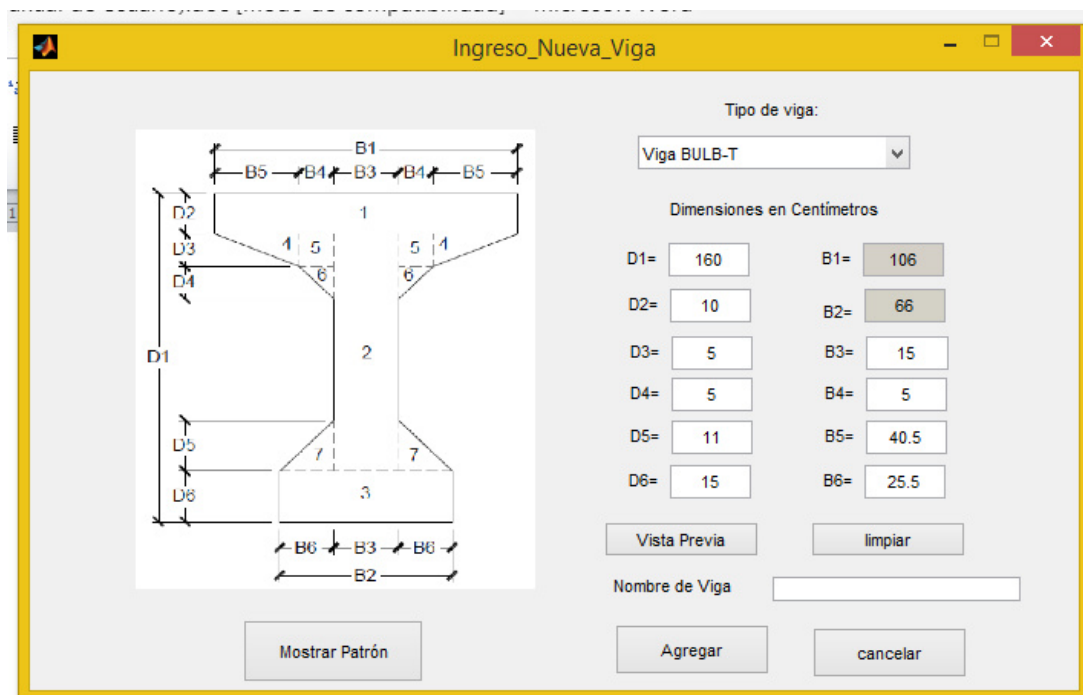
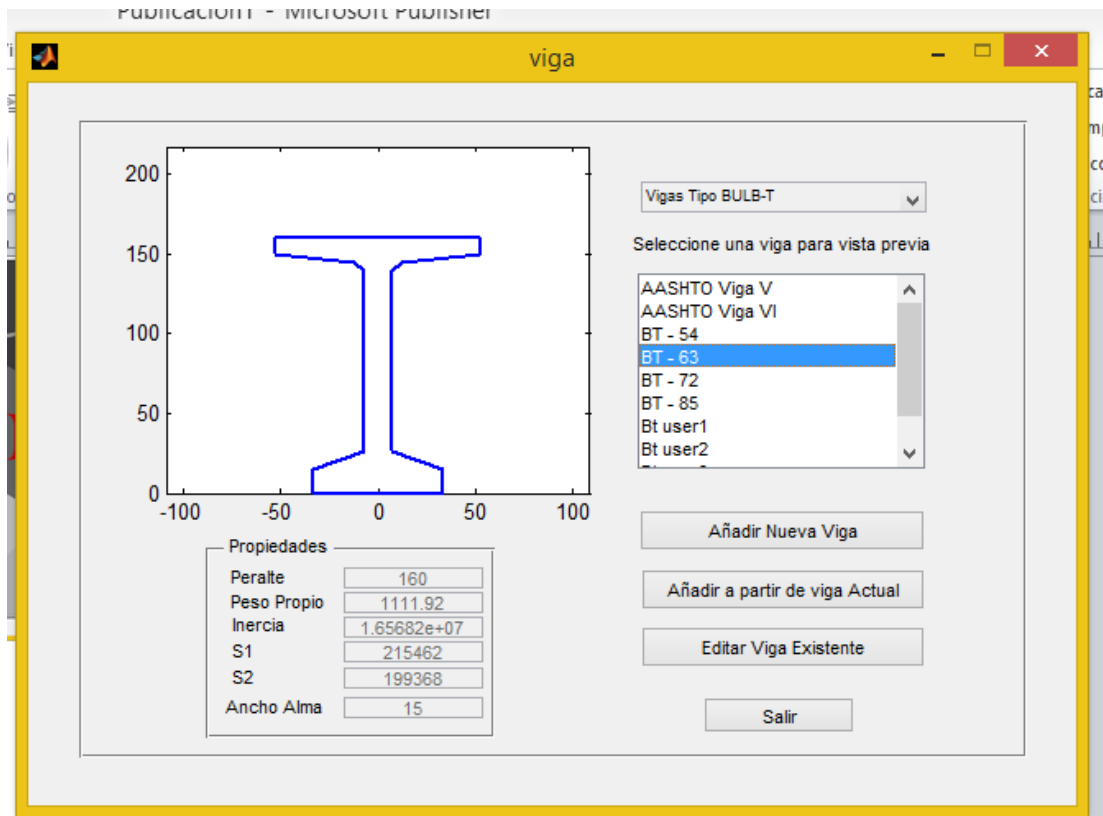


Además de verificar si los campos están llenos para añadir la nueva viga debe ingresar un nombre válido que contenga por lo menos 5 letras, y que las medidas sean correctamente ingresadas de manera que sean compatibles para el tipo de viga ingresado de no ser así no le permitirá guardar la viga, si los datos esta correctos se procederá a agregar la viga.

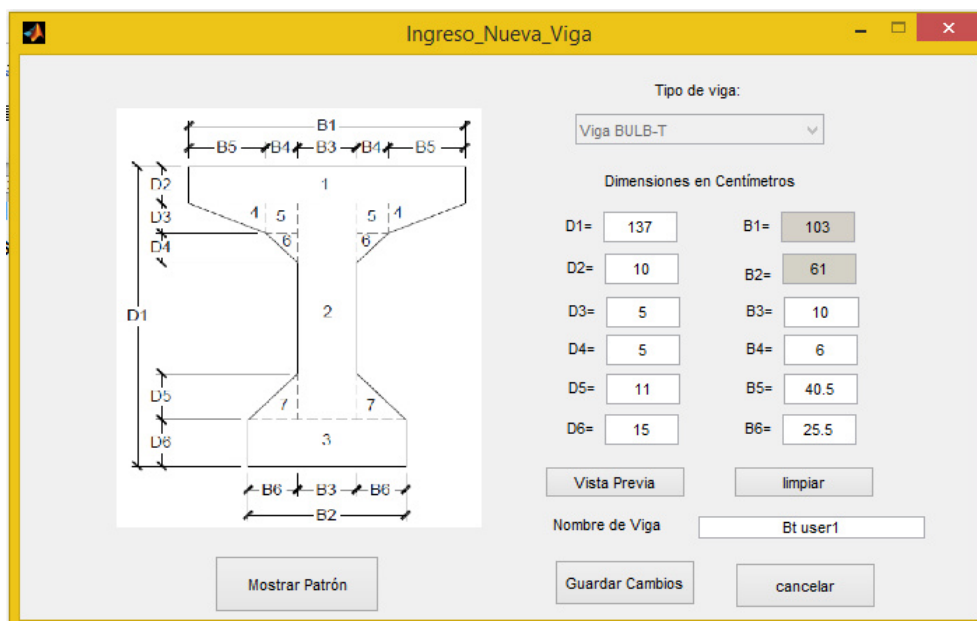
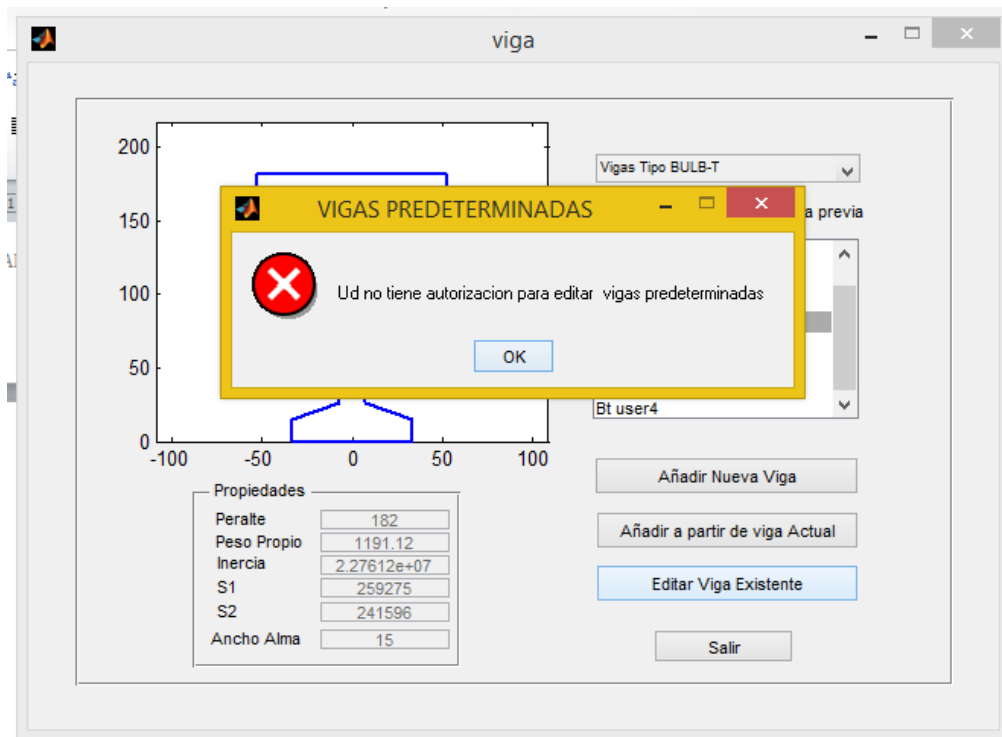


Las opciones siguientes, son agregar una viga a partir de una ya creada, esta opción le permite crear una viga nueva con las dimensiones de una que ya existía en el catálogo de esta manera los campos ya estarán llenos con las dimensiones de la viga seleccionada el usuario solo deberá proporcionar un nuevo nombre y claro realizar algún cambio en alguna dimensión si lo necesita, si el usuario no ha seleccionado una viga antes esta opción no será posible de usar.



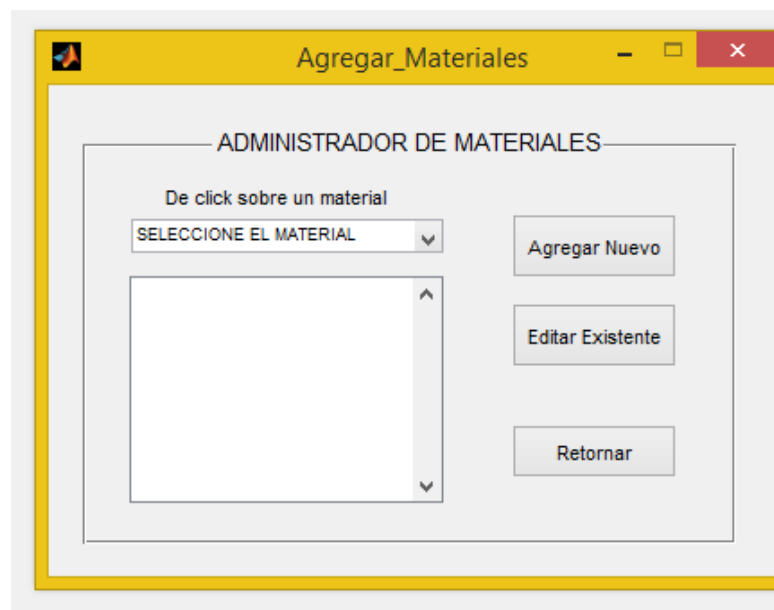


La ultima opcion de este menu es de Editar una viga Existente, el usuario puede editar una de las vigas que el haya añadido, pero no podra editar las vigas predeterminadas de PREFORCE, si selecciona una viga que si es editable el usuario podrá cambiar todas las dimensiones y también el nombre de la viga

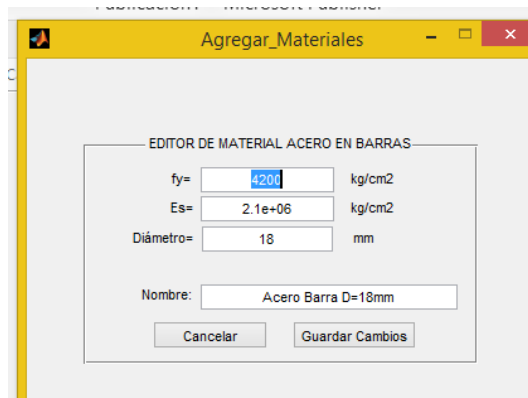
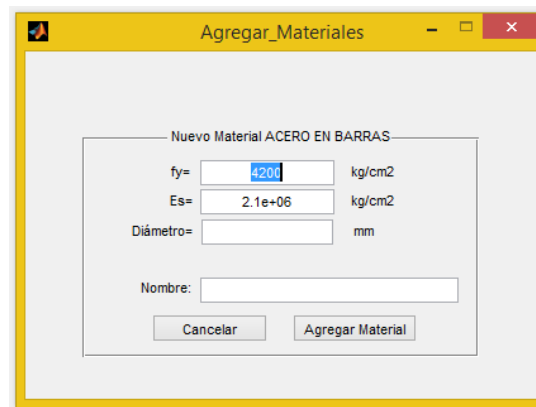
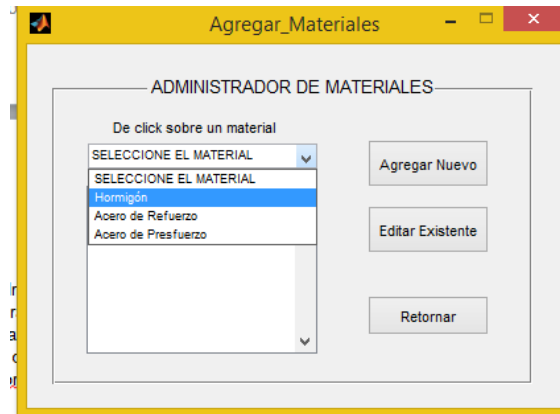


2.2.6. Agregar y editar Materiales

PREFORCE tiene materiales predeterminados, ya disponibles en su catálogo, sin embargo el usuario puede añadir nuevos materiales o editar un material existente ya sea del catálogo de PREFORCE o alguno ingresado por el usuario, esto lo puede hacer desde Catálogo, “Agregar Materiales”.



En el cuadro de agregar materiales el usuario debe primeramente elegir el material para luego poder ver en lista los ítems en esa categoría, luego podrá agregar material o elegir uno existente para editar sus propiedades, los materiales que se administran son: Hormigón, Acero de Refuerzo (barras), Acero de presfuerzo (Torones)

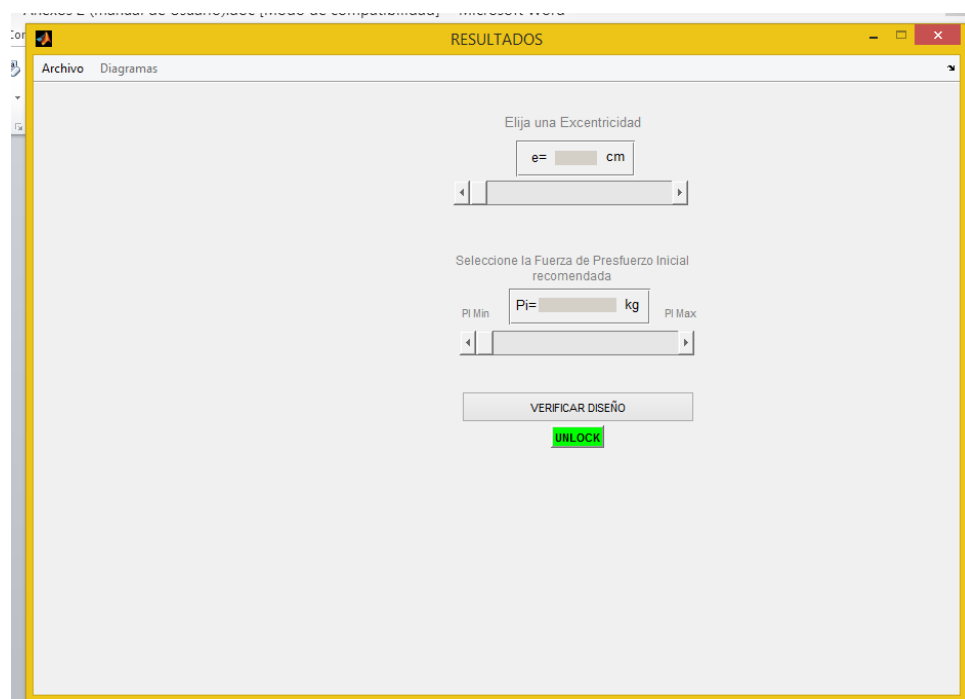
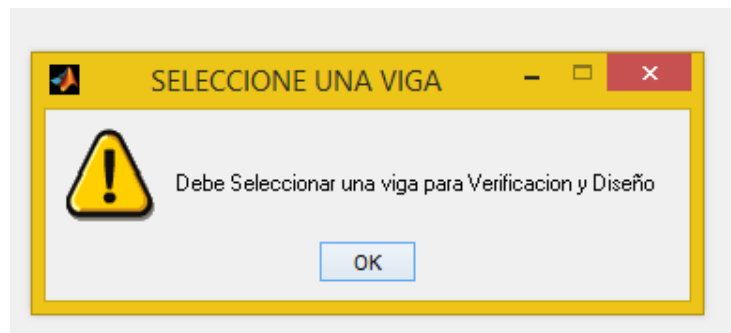


2.2.7. Asignar Datos Para Proyecto

Para asignar datos para un proyecto se debe seguir el proceso señalado en la primera sección del presente Manual “PROCESO GENERAL DE PROYECTO”.

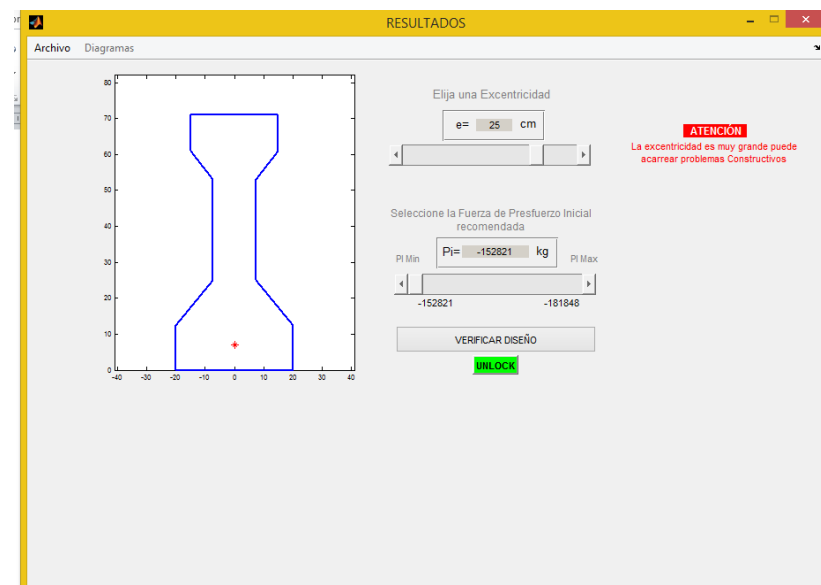
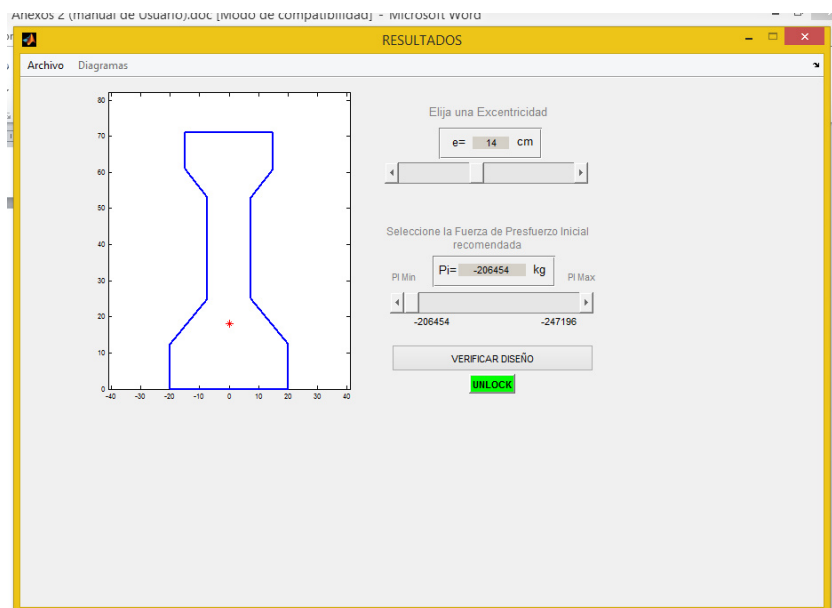
2.2.8. Diseñar/Análisis

En el título Diseñar “análisis” es donde PREFORCE luego de haber recibido los datos para poder realizar los cálculos le proporciona al usuario una manera dinámica de elegir la combinación de excentricidad y fuerza de presfuerzo. Para poder ingresar a esta opción es necesario que todos los datos requeridos estén ingresados, el programa le alertara cuando alguno de estos haga falta de ingresar.

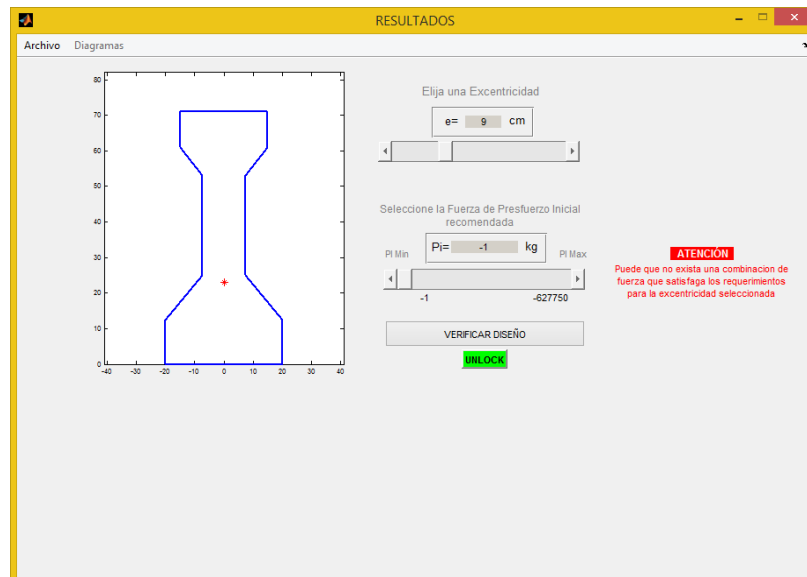


2.2.9. Escogiendo excentricidad y fuerza

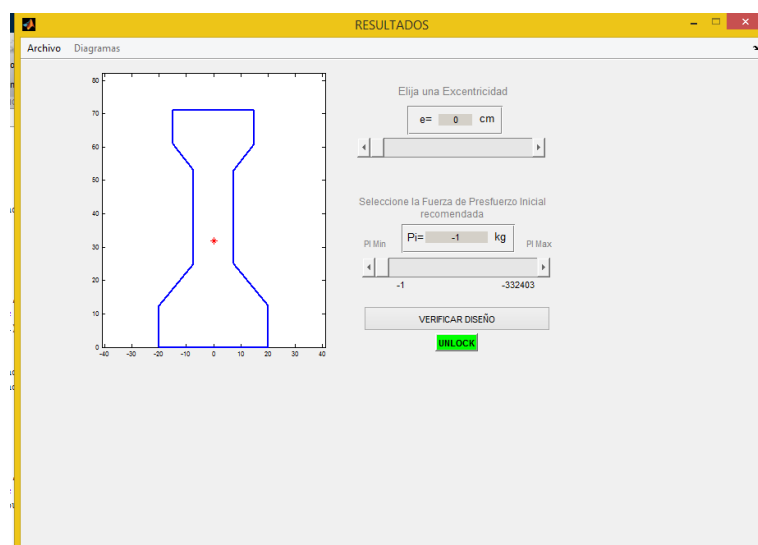
PREFORCE le proporciona al usuario una experiencia dinámica en el momento de escoger la excentricidad, de esta manera el usuario debe escoger primeramente una excentricidad, para la cual PREFORCE hace una serie de procesos y verifica si existe un área de solución, en el diagrama de Magnel, de ser así el programa le asigna un rango de fuerzas que disponibles para la excentricidad seleccionada.



Hay casos donde no hay solución en el diagrama de Magnel es entonces cuando el rango de fuerzas a escoger queda a voluntad al usuario siendo el menor valor -1 y el máximo valor la máxima resistencia a compresión del área de la viga. PREFORCE le hará saber cuándo no existe una solución aparente con el Diagrama de magnel, con una advertencia.

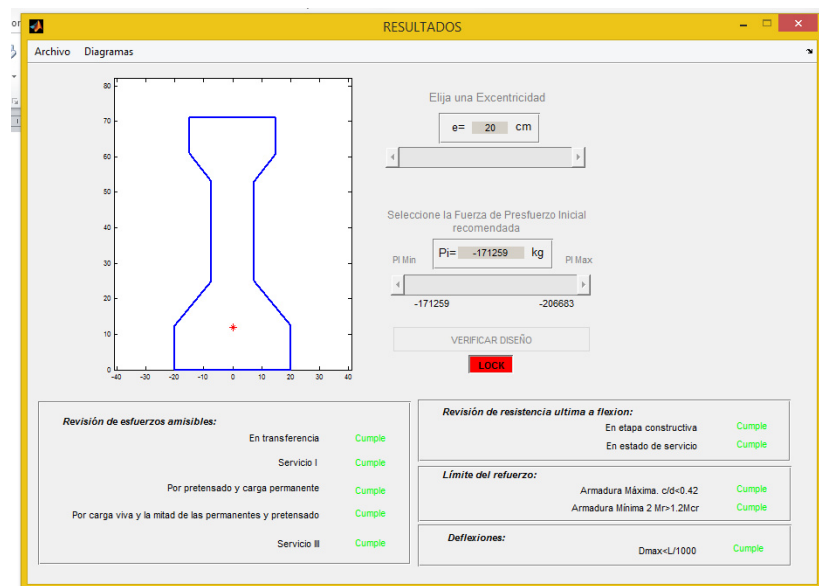
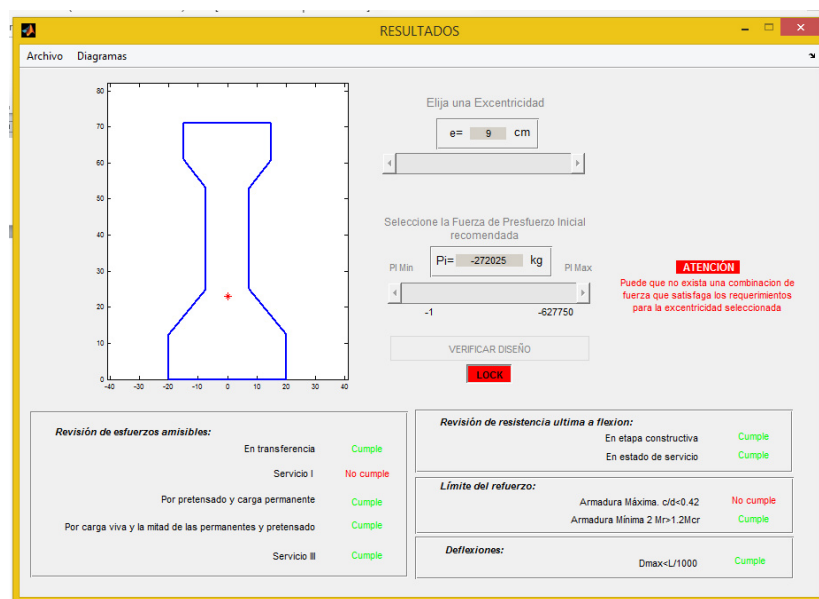


Hay casos donde por las condiciones de carga o resistencia de la viga, solo existe una limitante para la fuerza máxima, en ese caso aun cuando hay solución para el diagrama de magnel (no se activa la alerta) la fuerza de presfuerzo mínima nuevamente obtendrá el valor de -1 y el mayor será el respectivo límite.



2.2.10. Verificar diseño

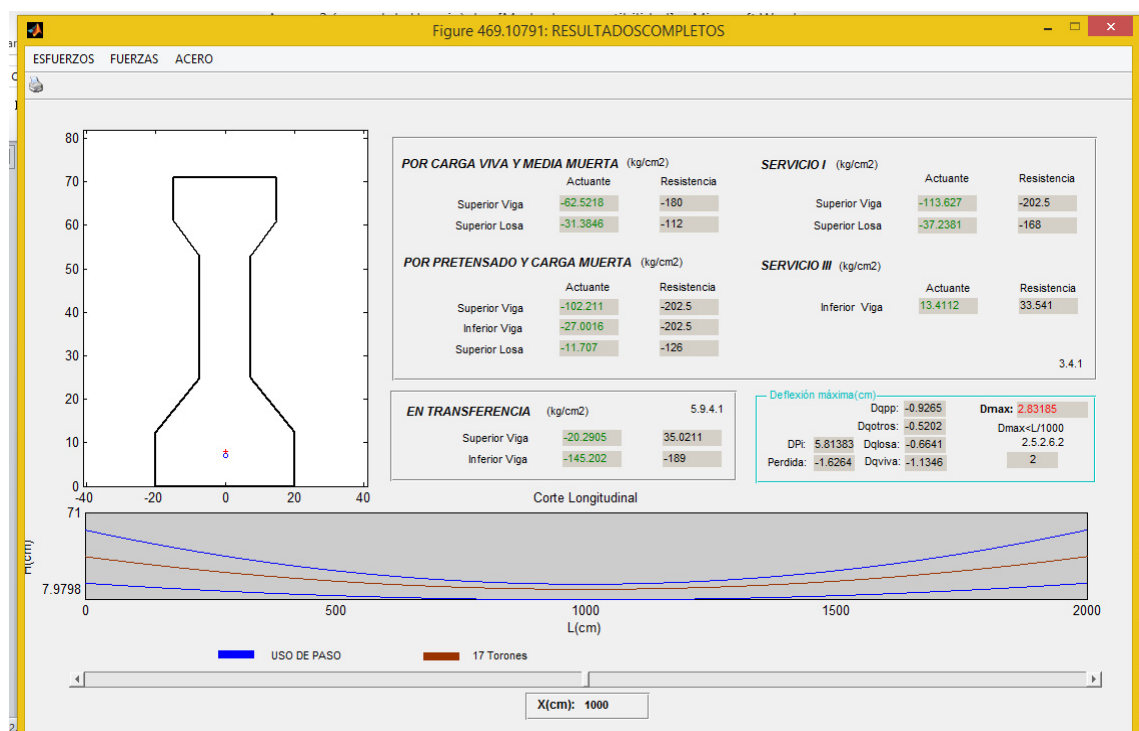
El Botón de verificar diseño, permite que el programa haga una serie de cálculos una vez escogida la fuerza de presfuerzo y la excentricidad, por esta razón al seleccionar esta opción se bloqueara con el botón LOCK, mientras este bloqueado PREFORCE mostrara un resumen de todos los esfuerzos señalando si cumplen o no los estándares mínimos de la norma ASSHTO LRFD 2012, solo cuando el botón VERIFICAR DISEÑO ha sido presionado PREFORCE puede generar diagramas, mostrar resultados Totales y Generar Reporte.

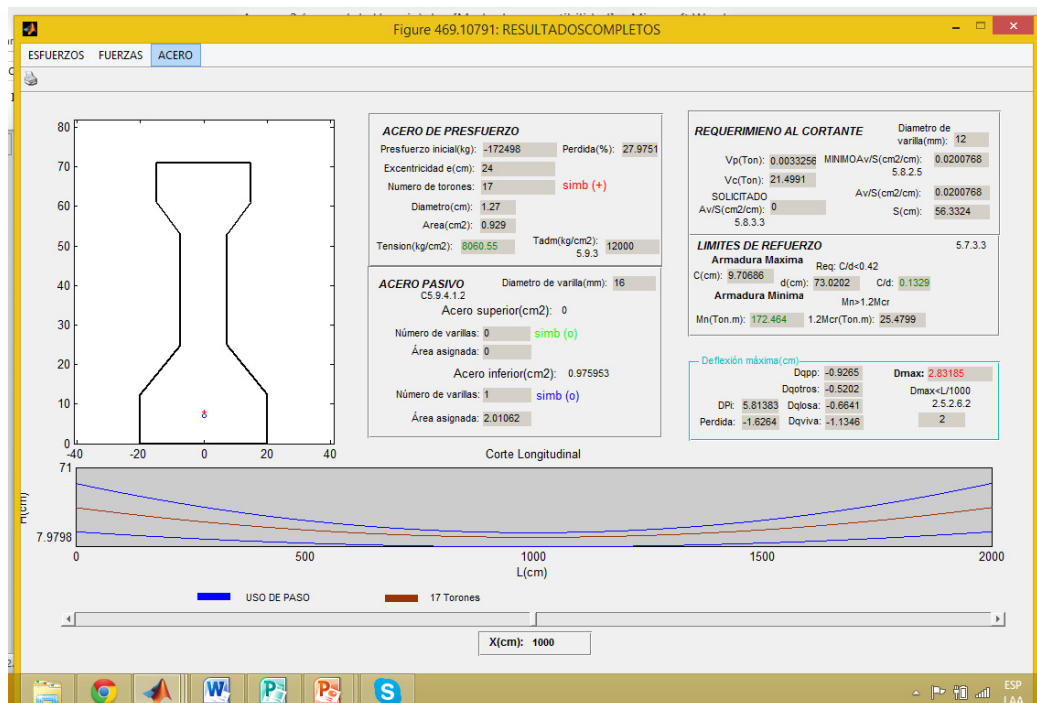
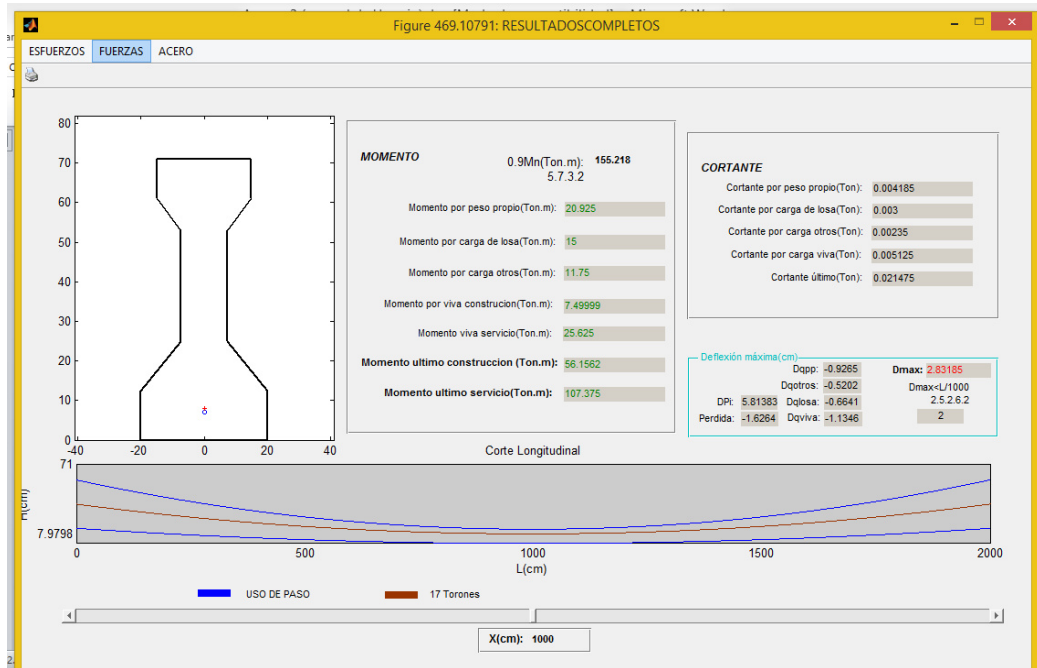


2.2.11. Resultados Completos

En la ventana de resultados, se para un análisis mejor con resultados completos a lo largo de la viga, se debe hacer clic dentro de la pantalla RESULTADOS en Archivo “Resultados completos”, en la pantalla se mostrara por default los datos de esfuerzos para el centro del claro. Además se muestra un corte longitudinal donde se aprecia en uso de paso, y un corte transversal donde se puede visualizar el punto de la excentricidad y además un esquema básico del acero pasivo en caso de estarse considerando en el diseño.

La pantalla de resultados contiene tres pantallas secundarias donde se muestran los resultados de ESFUERZOS, FUERZAS y ACERO, en cada una de ellas muestra los resultados para cualquier punto de la viga esto se controla desde la barra de desplazamiento en la parte inferior donde el usuario se puede mover por todo el largo del claro, observando los cambios en resultados de esfuerzos fuerzas o acero requerido (presfuerzo, refuerzo adherente y refuerzo cortante).





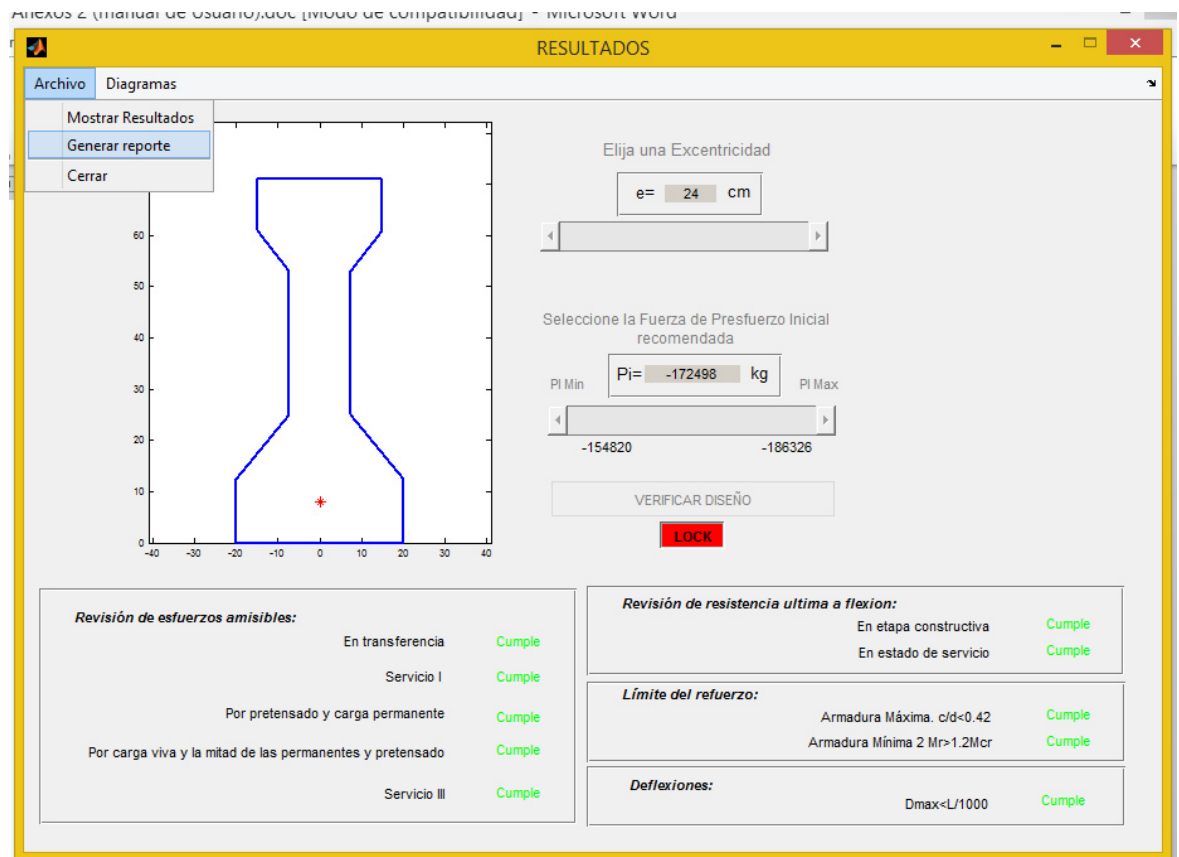
2.2.12. Generar Reporte

PREFORCE ofrece la opción de Generar Reporte SOLAMENTE para usuarios con la aplicación de Matlab instalada y que ejecuten PREFORCE desde Matlab.

Para usuarios que hayan instalado la aplicación desde un .EXE es decir no hayan tenido Matlab instalado NO estará disponible la opción de Generar Reporte.

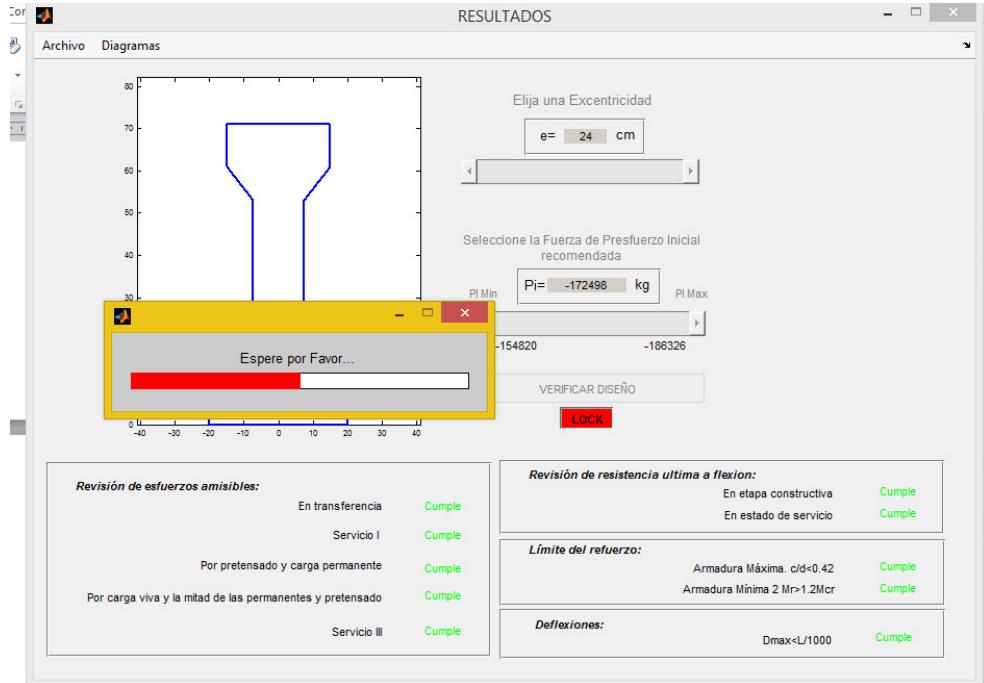
El reporte se genera en un archivo Tipo .DOC y una vez generado el usuario deberá imprimir o guardar como el reporte generado ya que el programa no lo guarda automáticamente.

Para generar Reporte debe estar presionado el botón VERIFICAR DISEÑO y luego puede hacer clic en Archivo “Generar Reporte”

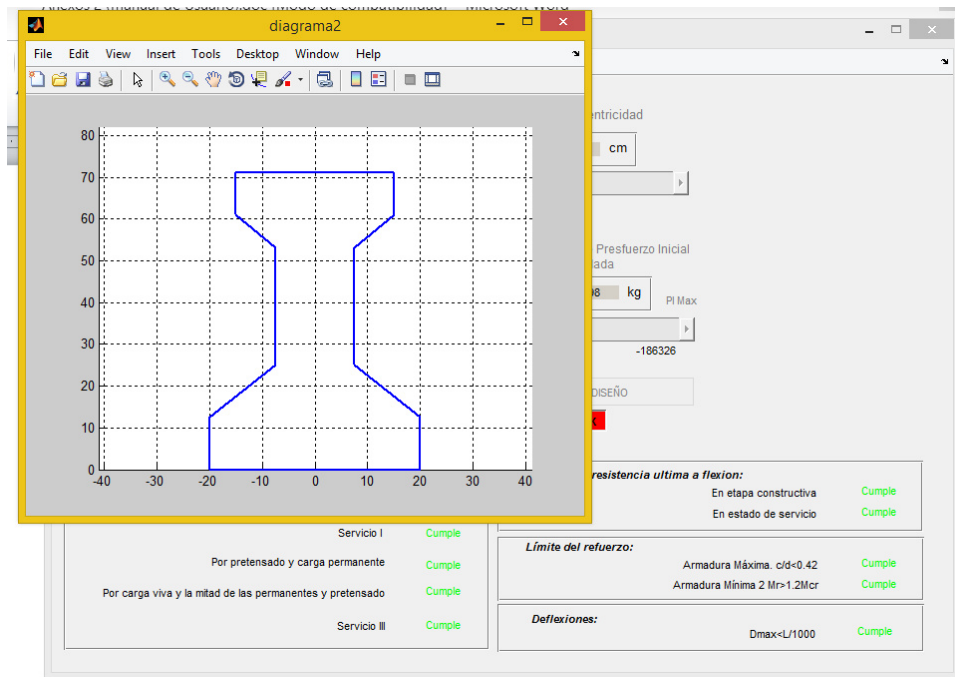


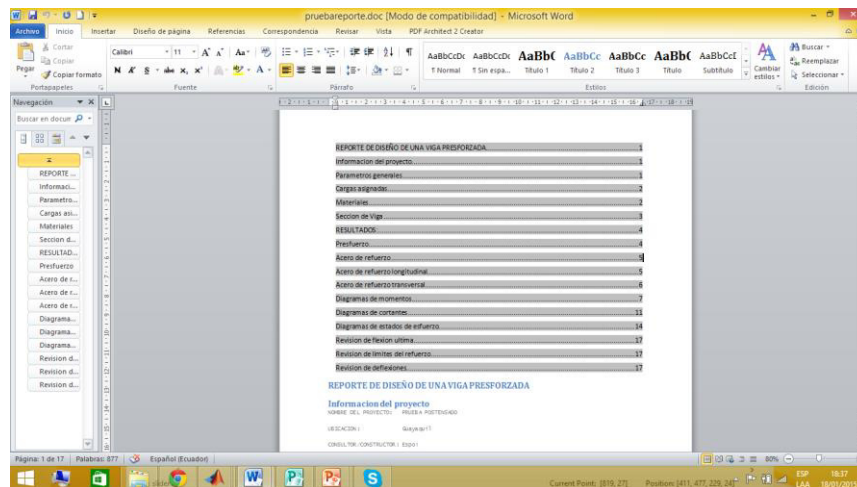
Cuando el reporte se este generando se empezaran a generar automaticamente algunas ventanas con graficos, el usuario NO debe

interferir ni cerrar ninguna de estas ventanas solo esperar hasta que estas se cierren automaticamente y la barra de proceso llegue a su fin.



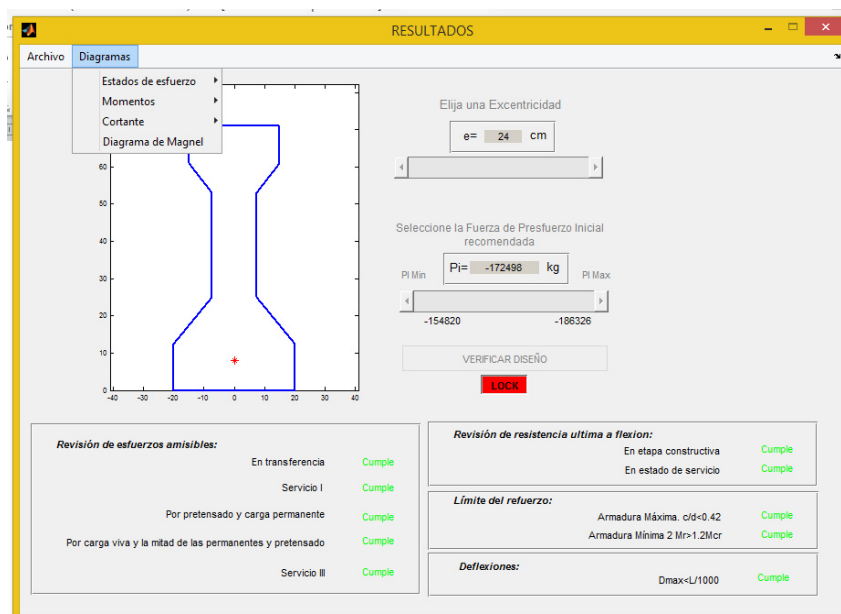
¡NO CERRAR NI INTERFERIR EN EL PROCESO MIENTRAS SE ESTA GENERANDO EL REPORTE !





Después de realizado el proceso, automáticamente se abrirá el archivo .DOC donde el usuario deberá guardarlo COMO el archivo que el desee, ya que ese archivo generado es interno del programa y cambia con cada generación de reporte.

2.2.13. Diagramas



Los diagramas, se pueden generar a partir de la pestaña “diagramas” donde el usuario puede ver graficamente el comportamiento de los esfuerzos a travez de toda la viga.

Diseños de vigas presforzadas aplicada a un paso peatonal y desarrollo de un software para su análisis y verificación

Geovanny Almeida Alarcón ⁽¹⁾, Luis Parrales Lunavictoria ⁽²⁾, Josué Mosquera Haddaty ⁽³⁾, Ing. Luis Villavicencio ⁽⁴⁾
Facultad de Ciencia de la Tierra (FICT)
Escuela Superior Politécnica del Litoral (ESPOL)
Campus Gustavo Galindo, Km 30.5 vía Perimetral
Guayaquil-Ecuador
gosaaln@espol.edu.ec ⁽¹⁾, luialpar@espol.edu.ec ⁽²⁾, jimosque@espol.edu.ec ⁽³⁾, villavicencio@espol.edu.ec ⁽⁴⁾

Resumen

Se denomina Hormigón Presforzado a la tecnología de construcción de elementos estructurales de hormigón, los cuales son sometidos intencionalmente a esfuerzos de compresión. Estos esfuerzos se los genera mediante cables de alambres de acero de alta resistencia, conocidos como torones, que son tensados y anclados al hormigón previo a su vaciado en el caso de H. pretensado y por medio de ductos pasantes en el caso de H. postensado.

El presente artículo comprende definiciones, tipos de Hormigón presforzado, tipos de vigas, la metodología de diseño para vigas presforzadas utilizando la Norma ASSHTO LRFD 2012 también menciona de un software desarrollado por los autores del presente documento que permite diseñar vigas para puentes peatonales.

Este software fue elaborado con la herramienta computacional llamada MATLAB, contiene una interfaz de usuario bastante amigable y entendible que permite un ingreso de datos muy sencillo y fluido, contiene muchas opciones de personalización y muestra los resultados de manera clara, además de generar los diagramas de fuerzas, esfuerzos o diagrama de Magnel, entre otros.

Palabras Claves: *Hormigón Presforzado, Torones, Diagrama de Magnel, Interfaz de usuario*

Abstract

Prestressed concrete is called to the building technology of Concrete structural elements, which are subject intentionally to compression efforts. These efforts are generated through steel wires high strength, known as strands, which are tensioned and anchored to concrete before pouring in the case of pre-tensioned concrete and through interns pipes in the case of post-tensioned concrete.

This article includes definitions, types of Prestressed concrete, beam types, the design methodology for prestressed beams using standard ASSTHO LRFD 2012, also mentions a software developed for the autors of this document which allows to design beams for pedrestrian bridges.

This software was elaborated with the computational tool called MATLAB, contains a user interface quite friendly and understandable which allows easy data entry very simple and flui, it contains many customization options and shows the results clearly, in addition of generate diagrams of force, efforts, Diagrama de Magnel, inter alia.

Keywords: *Prestressed concret, Strands, Diagrama de Magnel, User interface.*

1. Introducción

Las obras civiles alrededor del mundo han sido algo muy indispensable en el desarrollo económico, social e incluso cultural en todos los países del mundo.

El hormigón por su parte puede ser considerado como el material de construcción más utilizado para realizar estas obras civiles, sin embargo debido a su falta de resistencia a los esfuerzos de tracción, la utilización de estructuras de acero ha incrementado mucho en las últimas décadas.

Es debido a esta limitación en el uso de concreto, que la fabricación del mismo ha experimentado un proceso continuo de evolución en las que se ha buscado maneras en las que pueda aumentar su resistencia a la tracción sin dejar de aprovechar su enorme capacidad de absorber esfuerzos a compresión, es así como nace el concepto de hormigón presforzado que es la combinación perfecta entre concreto y acero de altas resistencias, por lo que se logró que elementos como vigas o columnas manifiesten un amplio grado de resistencia, y son factibles de resistir mayores solicitaciones de carga cubriendo claros de mayor longitud.

El presforzado de elementos estructurales se logra tensando cables de acero, que al anclarlos al hormigón, transmiten esfuerzos de compresión produciendo el estado de precompresión.

Con este concepto el hormigón presforzado actualmente forma parte esencial en las construcciones con grandes luces, puentes, losas, pasos peatonales entre otros.

2. Objetivos

2.1 Objetivo General

Como objetivos Generales se pueden destacar los siguientes:

- ✚ Presentar los conceptos básicos de los criterios de diseño que se toman en cuenta al usar el método de Diseño propuesto.
- ✚ Realizar una guía o manual donde se muestre claramente el procedimiento a seguir y el buen uso de las ecuaciones propuestas en el método de Diseño sugerido.
- ✚ Aportar a la Materia de Hormigón Presforzado con la elaboración de un programa computacional, que permita realizar el diseño de vigas presforzadas.

2.2 Objetivos Específicos

- ✚ Se busca mostrar los conceptos del hormigón presforzado lo más claro posibles de tal manera que el lector pueda tener una idea concisa de cómo es el comportamiento del mismo, antes y después de estar sometido a las cargas de servicio.
- ✚ La guía elaborada se debe hacer de forma tal que el lector pueda visualizar y quizás recordar una trayectoria coherente, ordenada y explícita de pasos de manera general, sin olvidar mencionar cuando alguno de estos hace referencia solo al uso del proceso en diseño de vigas presforzadas para pasos peatonales.
- ✚ La guía de diseño debe considerar las condiciones de esfuerzo a flexión y cortante de la viga.
- ✚ La guía de diseño debe mostrar también cálculo de pérdidas tanto inmediatas como a largo plazo del esfuerzo a compresión.
- ✚ El programa computacional deberá de presentar los datos de manera clara, de ser posible se debe incluir estos resultados de manera gráfica para beneficio del usuario.
- ✚ Generar un manual muy básico del manejo y uso del programa computacional.
- ✚ Comprobar los resultados obtenidos del programa, con los resultados que se obtuvieron en los ejemplos elaborados en las guías de diseño.
- ✚ Buscar y prevenir las limitaciones que se pudieren presentar en el uso del software elaborado.

3. El concreto Presforzado

El presfuerzo se puede definir como la creación intencionalmente esfuerzos permanentes en la estructura, con el objetivo de mejorar el comportamiento y la resistencia del hormigón bajo las condiciones de servicio y resistencia.

El ACI (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE) tiene una de las mejores definiciones para el concreto presforzado, que textualmente dice: "Concreto presforzado: Concreto en el cual han sido introducidos esfuerzos internos de tal magnitud y distribución que los esfuerzos resultantes de las cargas externas dadas se equilibran hasta un grado deseado". (Navarro, 2008)

3.1 Tipos de Vigas

Las primeras vigas de concreto reforzado tenían forma rectangular. La forma rectangular de la viga se hizo inoperante con la búsqueda por optimizar recursos y el avance del diseño en elementos estructurales.

La viga I fue una de esas secciones que brindó un apreciable ahorro de material y mayor viabilidad a las diferentes cargas. La forma de I, se le atribuye a fundamentos teóricos. Además debido a que en teoría, en los puntos extremos inferior y superior de la sección (Ver figura 1) se localizan los esfuerzos máximos a compresión y a tensión, con esto se quiere decir que los puntos más lejanos del eje neutro son los puntos críticos donde hay concentración de esfuerzos mayores. (U. de las Americas, Capítulo 2)

En la elaboración de puentes en carreteras o peatonales se deben seguir las especificaciones del manual para puentes (Standar Specification for highway briges), dados a conocer por el AASHTO.

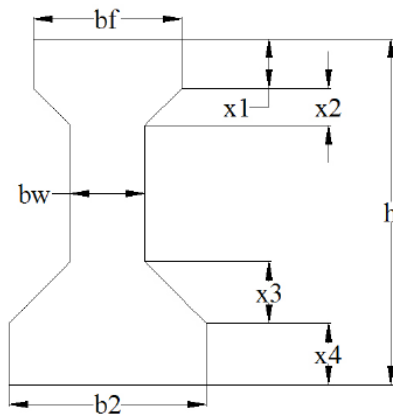


Figura 1.- Viga Tipo I ASHTO

Secciones transversales estándar

| Tipo | b_f (mm) | X_1 (mm) | X_2 (mm) | b_2 (mm) | X_3 (mm) | X_4 (mm) | b_w (mm) | h (mm) |
|----------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|----------|
| AASHTO 1 | 304.80 | 101.60 | 76.20 | 406.40 | 127.00 | 127.00 | 152.40 | 711.20 |
| AASHTO 2 | 304.80 | 152.40 | 76.20 | 457.20 | 152.40 | 152.40 | 152.40 | 914.40 |
| AASHTO 3 | 406.40 | 177.80 | 114.30 | 558.80 | 190.50 | 177.80 | 177.80 | 1143.00 |
| AASHTO 4 | 508.00 | 203.20 | 152.40 | 660.40 | 228.60 | 203.20 | 203.20 | 1371.60 |
| AASHTO 5 | 1066.80 | 127.00 | 177.80 | 711.20 | 254.00 | 203.20 | 203.20 | 1600.20 |
| AASHTO 6 | 1066.80 | 127.00 | 177.80 | 711.20 | 254.00 | 203.20 | 203.20 | 1828.80 |

Tabla I.- Dimensiones para Vigas I ASHTO

Existen las vigas Tipo T que se muestran a continuación:

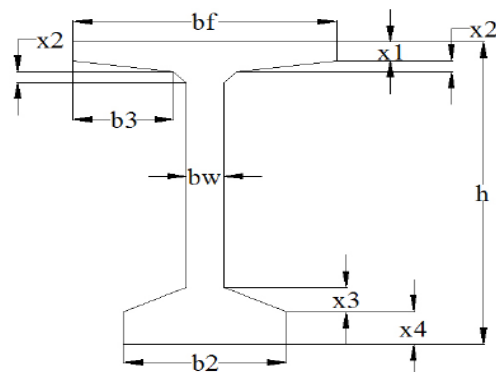


Figura 2.- Viga Tipo T ASHTO

Secciones transversales estándar

| Tipo | b_f (mm) | X_1 (mm) | X_2 (mm) | b_2 (mm) | b_3 (mm) | x_3 (mm) | x_4 (mm) | b_w (mm) | h (mm) |
|-------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|----------|
| BT-54 | 1066.80 | 88.90 | 50.80 | 660.40 | 406.40 | 114.30 | 152.40 | 152.40 | 1371.60 |
| BT-63 | 1066.80 | 88.90 | 50.80 | 660.40 | 406.40 | 114.30 | 152.40 | 152.40 | 1600.20 |
| BT-72 | 1066.80 | 88.90 | 50.80 | 660.40 | 406.40 | 114.30 | 152.40 | 152.40 | 1828.80 |

Tabla II.- Dimensiones para vigas tipo T

Para vigas doble T, se adjunta la siguiente tabla con secciones típicas para dichas vigas:

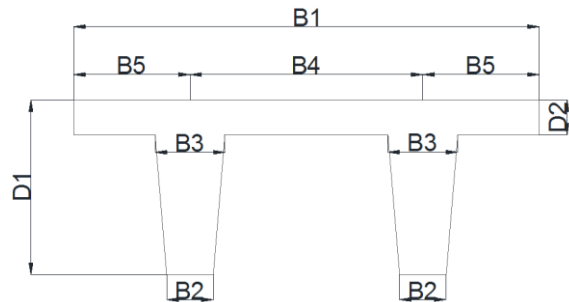


Figura 3.- Viga Doble T

| Tipo | D1 | D2 | B1 | B2 | B3 | B4 | B5 |
|------------|-------|-------|--------|-------|-------|--------|--------|
| DOBLE TEE9 | 86,40 | 10,00 | 457,20 | 16,50 | 22,90 | 228,60 | 114,30 |
| DOBLE TEE6 | 86,40 | 10,00 | 365,80 | 12,00 | 19,70 | 183,00 | 91,40 |
| DOBLE TEE8 | 76,20 | 10,00 | 457,20 | 17,50 | 22,90 | 228,60 | 114,30 |
| DOBLE TEE4 | 86,40 | 10,00 | 304,80 | 12,00 | 19,70 | 152,40 | 76,20 |
| DOBLE TEE2 | 86,40 | 10,00 | 244,00 | 12,00 | 19,70 | 122,00 | 61,00 |
| DOBLE TEE5 | 76,20 | 10,00 | 365,80 | 12,00 | 19,70 | 183,00 | 91,40 |
| DOBLE TEE7 | 66,00 | 10,00 | 457,20 | 18,40 | 22,90 | 228,60 | 114,30 |
| DOBLE TEE3 | 66,00 | 10,00 | 304,80 | 9,50 | 14,60 | 152,40 | 76,20 |
| DOBLE TEE1 | 66,00 | 10,00 | 244,00 | 9,50 | 14,60 | 122,00 | 61,00 |

Tabla III.- Dimensiones para vigas Doble T (en cm)

3.2 Materiales

Los materiales se mencionan a continuación:

- El acero de alta resistencia es uno de los materiales principales que forman parte del concreto presforzado. Existen tres formas comunes donde se emplea el acero como tendones en concreto presforzado: en alambres redondos estirados en frío, torón y varillas de acero de aleación.
- El concreto utilizado en miembros presforzados generalmente es de una resistencia mayor al utilizado en concreto reforzado.
- El acero de refuerzo convencional (varillas de acero) se usa por lo general en regiones de altos esfuerzos locales de compresión en los anclajes de vigas postensadas.

3.3 Principios del presfuerzo

El principio del hormigón presforzado es el de convertir al hormigón en un material elástico al introducir fuerzas de presfuerzo.

Según E. Freyssinet, padre del presforzado moderno, considera que la precompresión transforma al material hormigón de uno frágil a uno elástico, capaz de soportar esfuerzos de tracción. Así el hormigón está sujeto a dos sistemas de fuerzas: Presfuerzo interno y cargas externas. En una viga sometida a cargas gravitacionales, debido al momento flector, se crean esfuerzos internos de flexión, se muestran en la figura 4.

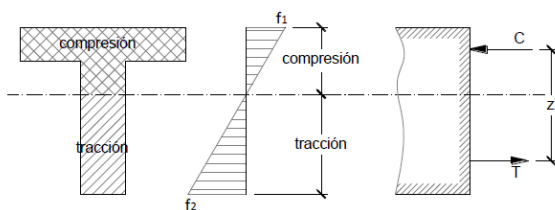


Figura 6.- Diagrama de esfuerzos y fuerzas internas por flexión

3.3.1 Núcleo central de inercia

El núcleo central de inercia de la sección es el área alrededor del centro de gravedad donde se puede ubicar la resultante P, sin que se generen esfuerzos de tracción

en el hormigón. Las posiciones extremas superior e inferior al centro de gravedad definen esfuerzos nulos en las fibras extremas inferior y superior respectivamente.

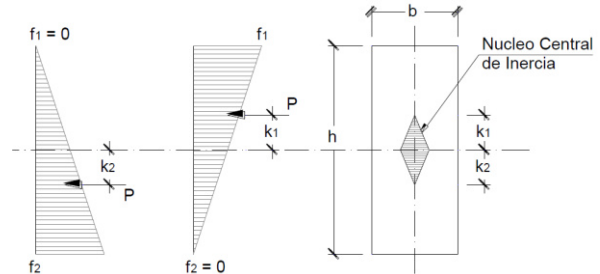


Figura 5.- Esfuerzos y excentricidades del núcleo central de inercia, para una sección rectangular

3.3.2 Centro de presión

El centro de presión se define como el lugar geométrico del punto de aplicación de la resultante de compresión en la sección del elemento estructural.

Cuando se construya los elementos adicionales como losas, vigas secundarias, aceras, barandas, sobrepisos, entre otros estos incluyen una carga muerta adicional (qd) y un momento flector Md, por lo que el centro de presión se desplaza una distancia Md/P.

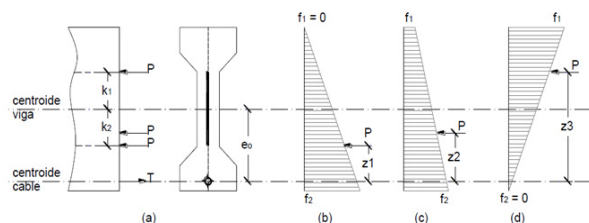


Figura 7.- Desplazamiento del centro de presión

Los desplazamientos que sufre el centro de presiones no debe exceder los límites del núcleo central, de esta manera se controla que no se generen esfuerzos de tracción en el hormigón, esta condición sería el caso de vigas completamente presforzadas.

3.3.3 Núcleo límite en una viga presforzada

El núcleo límite se define como la zona de la sección de una viga presforzada, donde permanece el centro de presiones, para que en cualquier condición de carga, los esfuerzos en las fibras extremas (superior e inferior)

cumplan con los esfuerzos límites establecidos en cada caso. (Villavicencio, 2013)

El Huso Límite es la sucesión de los núcleos límites en la longitud de la viga se lo muestra en la Figura 8

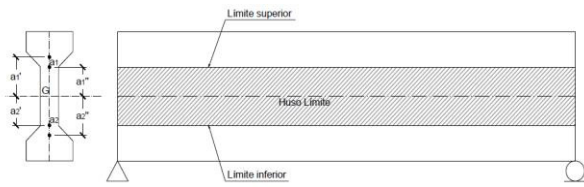


Figura 8.- Huso Limite

3.3.4 Núcleo de paso y huso de paso

El núcleo de paso se define como el espacio en la sección de la viga, entre la posición inferior y la posición superior en la que debe ubicarse el cable de presfuerzo, de tal manera que cuando el elemento esté sometido a flexión debido a la mínima y máxima carga, el centro de presión se ubique siempre dentro del núcleo límite.

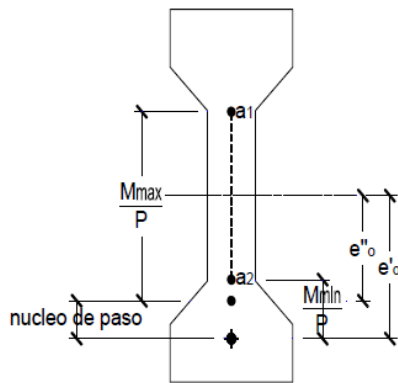


Figura 9.- Núcleo de Paso

Donde:

$$e'_{o} = a_{2} - \frac{M_{o}}{P}$$

$$e''_{o} = a_{1} - \frac{M_{D} + M_{L}}{P}$$

El núcleo de paso estaría definido por el intervalo: $e'_{o} - e''_{o}$

En una viga simplemente apoyada, los límites del núcleo de paso en la sección central (máximos momentos) están más cerca entre sí, mientras que en los extremos (momento cero) el núcleo de paso coincide con el huso límite, tal como se aprecia en la Figura 2.21. (Villavicencio, 2013)

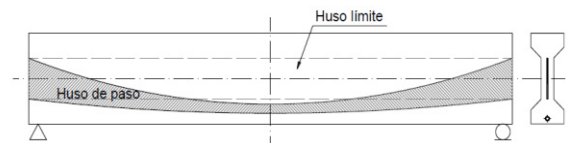


Figura 10.- Huso de Paso

3.4 Metodología de Construcción

A continuación se detalla el método para la construcción de vigas pretensadas, se mencionan los siguientes puntos:

- ✚ Selección y procesamiento de los materiales.
- ✚ Mezclado.
- ✚ Colocación y vertido
- ✚ Acabado y Curado
- ✚ Transporte

3.5 Vigas presforzadas

3.5.1 Vigas presforzadas Doble T

Estas vigas poseen gran flexibilidad a causa de sus características geométricas que le posibilita salvar claros grandes. Las vigas doble T son utilizadas como un sistema de techos, entrepisos, muros de carga y muros para cerramiento para construir edificios comerciales, etc.

3.5.2 Vigas pretensadas tipo AASHTO

Son elementos prismáticos de Hormigón sometido a tensiones de precompresión aplicadas mediante una armadura de Acero, se puede tensar previo de hormigonar y posteriormente al destensarla queda anclada al Hormigón que antes ha logrado la resistencia en forma adecuada. (Vigueta pretensada)

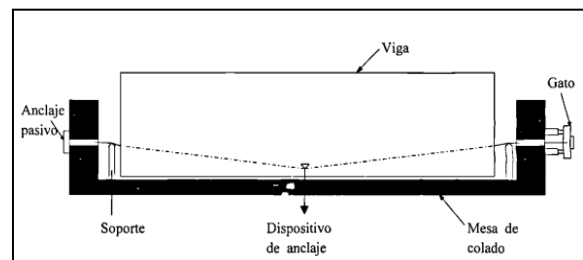


Figura 11.- Esquema de distribución de cable de presfuerzo, en vigas pretensadas

3.5.3 Vigas postensadas tipo AASHTO

A diferencia del pretensado el postensado es un método de presforzado en donde el tendón que va dentro de unos conductos es tensado después de que el concreto haya alcanzado una resistencia inicial, los cables se los introduce mediante ductos pasantes.

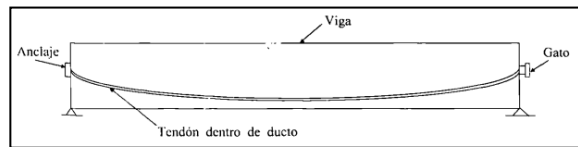


Figura 12 Esquema de distribución de cable de presfuerzo, en vigas postensadas

4. Cargas consideradas para el diseño

Para el diseño de los diversos elementos que conforman los Pasos Peatonales se tomó en cuenta la norma AASHTO LRFD 2012.

Para el diseño de los elementos de la superestructura, se tomó en cuenta las siguientes cargas:

- ✚ Carga Permanente: Peso propio de las vigas, diafragmas, losa y bordillos.
- ✚ Carga Viva Proveniente de la carga de peatones sobre las aceras.
- ✚ Cargas de Presfuerzo

4.1. Cargas permanentes

En las cargas permanentes se incluyen los pesos propios de todos los componentes de la estructura, se la conoce como carga muerta.

La carga muerta se refiere a toda la carga que es producida por el peso propio de la estructura como tal, en este caso, la carga muerta se refiere a todo el hormigón, acero de refuerzo y acero de pretensado que conformarán la estructura del puente.

Para este diseño se considerarán las cargas muertas:

- ✚ DC: que será la carga muerta producida por la estructura como tal, todo lo que se refiere a la estructura principal del puente ya sea en la superestructura o la infraestructura.
- ✚ DW: será la carga muerta de los elementos que están presentes siempre pero que no son parte estructural del puente, en este caso el asfalto, veredas y pasamanos del puente.

4.2. Carga viva

La carga viva se refiere a toda la carga vehicular o peatonal que circule por el puente, esta carga está definida como una carga distribuida, en este caso solo se considerara la carga viva de 4.1×10^{-3} MPA que propone el ASSHTO LRFD 2012 para puentes peatonales.

4.3. Carga de presfuerzo

Cuando los cables se pasan y se tensan, estas fuerzas se convierten en un estado de cargas adicional sobre la estructura dado que estas fuerzas axiales generan momentos sobre la estructura y es un estado de carga para el cual el resto de la estructura debe estar diseñada. Los momentos y cargas axiales generados por los cables de pretensado o postensado pueden ser muy importantes.

4.4. Combinaciones de Carga

Para las cargas definidas anteriormente, los coeficientes de mayoración correspondientes al estado límite RESISTENCIA 1, según la norma AASHTO, son:

$$\begin{aligned} \text{✚ DC} &= 1;25 \\ \text{✚ DW} &= 1;50 \end{aligned}$$

En estado final: LL = 1.75; para cargas vivas de construcción: LL = 1.50

Los momentos de diseño de las vigas durante el proceso constructivo (es decir, sin colaboración de losa), para vigas interiores y exteriores, respectivamente, obtenidos de:

$$U1 = 1,25DC + 1,50DL$$

Donde DC incluye el peso de la viga y la losa, y DL corresponde a la carga viva. (Cabezas, 2014)

5. Metodología de diseño de vigas presforzadas

5.1 Diseño a flexión de vigas presforzadas

El diseño de vigas de hormigón presforzado se realiza mediante la consideración de los Estados Límites. Si se esquematiza el comportamiento de una viga en las diferentes etapas de su construcción mediante una curva carga – deformación, en la figura 13, se pueden establecer los puntos en los cuales se basa

el diseño de una viga de Hormigón Presforzado. (Villavicencio, 2013)

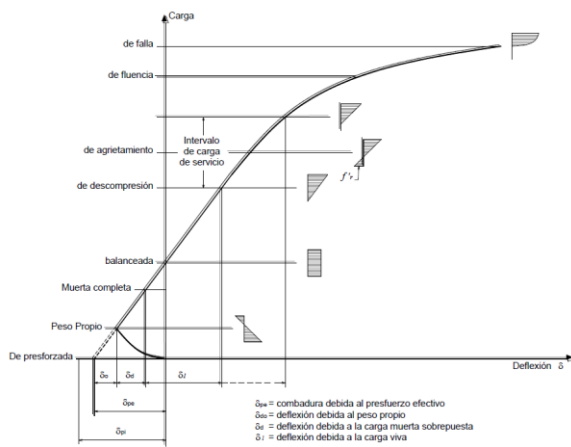


Figura 13. Curva carga – deflexión para una viga típica

Para el diseño de un elemento de hormigón pretensado se debe realizar dos verificaciones:

- Considerar los Estados Límites propuestos por la norma “*AASHTO LRFD 2012*” para elementos presforzados, en la cual se debe verificar que el nivel de los esfuerzos producidos por las acciones externas se encuentren por debajo de los esfuerzos admisibles para los estados de carga: en transferencia, servicio, por pretensado y carga permanente, por carga viva y la mitad de las cargas permanentes y servicio III, las cuales se destacan a continuación:

I) Por Transferencia: En este estado se tienen tensiones producidas por el pretensado y por el peso propio de la viga. De esta manera:

$$\sigma_1 = -\frac{P_i}{A} + \frac{P_i e_c}{S_1} - \frac{M_o}{S_1}$$

$$\sigma_2 = -\frac{P_i}{A} - \frac{P_i e_c}{S_2} + \frac{M_o}{S_2}$$

Dónde:

- ✚ Pi: Presfuerzo inicial luego de ocurridas las pérdidas inmediatas
- ✚ ec: excentricidad de los cables de pretensado.
- ✚ S1 y S2: módulos de sección de la viga para las fibras superior e inferior, respectivamente.

✚ Mo: momento por peso propio de la sección de la viga

II) En servicio: Para este estado se hacen las verificaciones las tensiones por compresión producidas por todas las cargas. De esta manera:

$$\sigma_1 = -\frac{P_e}{A} + \frac{P_e e_c}{S_1} - \frac{M_o}{S_1} - \frac{M_{losa}}{S_1} - \frac{(M_{otros} + M_L)(h - y_{2comp})}{I_{comp}}$$

$$\sigma_2 = -\frac{P_e}{A} - \frac{P_e e_c}{S_2} + \frac{M_o}{S_2} + \frac{M_{losa}}{S_2} + \frac{(M_{otros} + M_L)}{S_{2comp}}$$

$$\sigma_{1losa} = -\frac{(M_{otros} + M_L) Ec}{S_{1comp} Ec_{losa}}$$

Dónde:

- ✚ Pe: Fuerza de presfuerzo después de ocurridas las pérdidas.
- ✚ Mlosa: momentos producidos por el peso propio de la losa.
- ✚ Motros: momentos producidos por otras cargas permanentes (barandas, parapetos, pavimentos).
- ✚ ML: momentos por carga viva.
- ✚ h: altura de la viga en sección simple.
- ✚ y2comp: distancia del fondo al centro de gravedad de la viga en sección compuesta.
- ✚ Icomp: inercia de la sección compuesta.
- ✚ S2comp y S1comp: módulo de sección de la viga compuesta para las fibras inferior y superior, respectivamente.
- ✚ Ec y Eclosa: módulos de elasticidad de la viga y losa, respectivamente.

III) Por pretensado y carga permanente: Para este estado se hacen las verificaciones de las tensiones por compresión producidas por las cargas permanentes. De esta manera:

$$\sigma_1 = -\frac{P_e}{A} + \frac{P_e e_c}{S_1} - \frac{M_o}{S_1} - \frac{M_{losa}}{S_1} - \frac{M_{otros}(h - y_{2comp})}{I_{comp}}$$

$$\sigma_2 = -\frac{P_e}{A} - \frac{P_e e_c}{S_2} + \frac{M_o}{S_2} + \frac{M_{losa}}{S_2} + \frac{M_{otros}}{S_{2comp}}$$

$$\sigma_{1losa} = -\frac{M_{otros} Ec}{S_{1comp} Ec_{losa}}$$

Las tensiones admisibles para este caso son:

- Tensión de compresión en la viga: 0.45 f_c .
- Tensión de compresión en la losa: 0.45 $f_{c,losa}$.

IV) Por carga viva y la mitad de las cargas permanentes y de pretensado: En este caso, se revisan las tensiones por compresión producidas por la totalidad de las cargas vivas y por la mitad del efecto de las cargas de pretensado y cargas permanentes. De esta manera:

$$\sigma_1 = -\frac{P_g}{2A} + \frac{P_g e_c}{2S_1} - \frac{M_o}{2S_1} - \frac{M_{losa}}{2S_1} - \frac{(0.5M_{otros} + M_L)(h - y_{2comp})}{I_{comp}}$$

$$\sigma_{1losa} = -\frac{(0.5M_{otros} + M_L) Ec}{S_{1comp} Ec_{losa}}$$

Las tensiones admisibles para este caso son:

- Tensión de compresión en la viga: 0.40 f_c .
- Tensión de compresión en la losa: 0.40 $f_{c,losa}$.

V) Servicio III: En el estado límite, se revisan las tensiones de tracción producidas por todas las cargas. De esta manera:

$$\sigma_2 = -\frac{P_g}{A} - \frac{P_g e_c}{S_2} + \frac{M_o}{S_2} + \frac{M_{losa}}{S_2} + \frac{(M_{otros} + 0.8M_L)}{S_{2comp}}$$

La tensión admisible la obtenemos de la tabla X que se presenta más adelante.

b. Debido al incremento de las acciones de las cargas externas o a la reducción de la resistencia límite de los materiales, se debe verificar la seguridad respecto a la rotura por resistencia última considerando el Estado Límite Último.

Las dos condiciones de diseño descritas deben ser verificadas independientemente, aunque la primera condición es la que define la sección del elemento y la segunda se verifica posteriormente.

5.2 Diseño a flexión por esfuerzos admisibles

Para diseñar una viga de hormigón presforzado hay que determinar tres elementos primordiales que son: la sección del elemento, la fuerza de presfuerzo y la excentricidad. Estos elementos se deberán escoger de tal manera que los esfuerzos producidos no excedan los límites especificados por la norma.

La siguiente notación es por la cual identificaremos a los esfuerzos límites:

✚ f_{ci} = Esfuerzo de compresión permisible, inmediatamente después de la transferencia.

✚ f_{ti} = Esfuerzo de tracción permisible, inmediatamente después de la transferencia.

✚ f_{cs} = Esfuerzo de compresión permisible, bajo cargas de servicio, una vez ocurridas todas las pérdidas.

✚ f_{ts} = Esfuerzo de tracción permisible, bajo cargas de servicio, una vez ocurridas todas las pérdidas.

Estos valores de esfuerzos límites se establecen en especificaciones y reglamentos de diseño. En nuestro medio se tiene el reglamento del American Concrete Institute (ACI 318) el cual cubre el diseño y construcción de hormigón estructural en edificaciones; y el *Standard Specifications For Highway Bridges – American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)*, el mismo que norma el diseño de puentes y carreteras.

5.2.1. Esfuerzos admisibles de acuerdo al AASHTO LRFD 2012

Acero de Presfuerzo

La tensión en los tendones debida al pretensado o en el estado límite de servicio no deberá ser mayor que los valores presentados en la tabla # 5.9.3-1 (Límites de tensión para los tendones de pretensado) en la Norma AASHTO LRFD 2012.

Hormigón

A. Esfuerzos temporales antes de ocurridas las pérdidas de presfuerzo por fluencia y retracción del hormigón, no deben exceder los siguientes valores:

Compresión:

a. Elementos Pretensados: $0.60 f'_{ci}$

b. Elementos Postensados: $0.60 f'_{ci}$

Tracción:

Buscar en la Tabla # 5.9.4.1.2-1 (Límites para la tensión de tracción temporaria en el hormigón antes de las pérdidas – Elementos totalmente pretensados) en norma ASSHTO LRF 2012.

B. Esfuerzos finales en la etapa de servicio, luego de ocurridas todas las pérdidas, no deben exceder:

En compresión: los valores de la Tabla # 5.9.4.2.1-1 (Límites para la tensión de compresión en el hormigón pretensado después de las pérdidas – Elementos totalmente pretensados) en la Norma ASSHTO LRFD 2012

En tracción: lo valores de la Tabla # 5.9.4.2.2-1 (Límites para la tensión de tracción en el hormigón pretensado en estado límite de servicio después de las pérdidas – Elementos totalmente pretensados)

5.2.2 Diagrama de Magnel

El diagrama de magnel es una solución grafica que cubre las combinaciones de excentricidad y presfuerzo para los estados de cargas en servicio y en transferencia. Deben ser satisfechos cuatro límites de esfuerzos, dos en el estado de transferencia y dos en el estado de servicio en el cual se considerara una sección compuesta es decir la viga trabajando en conjunto con la losa:

$$f_{ti} \geq \frac{P_i}{Ac} \left[-1 + \frac{e_0 y_1}{i^2} \right] - \frac{M_0}{S_1}$$

$$f_{ci} \leq \frac{P_i}{Ac} \left[-1 - \frac{e_0 y_2}{i^2} \right] + \frac{M_0}{S_2}$$

$$f_{ts} \geq \frac{RP_i}{Ac} \left[-1 - \frac{e_0 y_2}{i^2} \right] + \frac{M_{pp}}{S_2} + \frac{Mdlosa}{S_2} + \frac{Motros}{S_{2comp}} + \frac{Ml}{S_{2comp}}$$

$$f_{cs} \leq \frac{RP_i}{Ac} \left[-1 + \frac{e_0 y_1}{i^2} \right] - \frac{M_{pp}}{S_1} - \frac{Mdlosa}{S_1} - \frac{Motros}{S_{1comp}} - \frac{Ml}{S_{1comp}}$$

Es mucho mejor trabajar la inecuación como una relación de la inversa del presfuerzo, para lo cual las inecuaciones a y b del estado de transferencia quedarían de la siguiente manera:

$$\frac{1}{P_i} \geq \frac{-1 + \frac{e_0 y_1}{i^2}}{Ac \left(f_{ti} + \frac{M_0}{S_1} \right)} \quad \text{Ec. 1}$$

$$\frac{1}{P_i} \geq \frac{1 + \frac{e_0 y_2}{i^2}}{Ac \left(f_{ci} + \frac{M_0}{S_2} \right)} \quad \text{Ec. 2}$$

De las ecuaciones c y d, en el estado de caga de servicio se tiene:

$$\frac{1}{P_i} \leq \frac{R \left(-1 - \frac{e_0 y_2}{i^2} \right)}{Ac \left(f_{ts} - \frac{M_{pp}}{S_2} - \frac{Mdlosa}{S_2} - \frac{Motros}{S_{2comp}} - \frac{Ml}{S_{2comp}} \right)} \quad \text{Ec. 3}$$

$$\frac{1}{P_i} \leq \frac{R \left(1 - \frac{e_0 y_1}{i^2} \right)}{Ac \left(f_{cs} - \frac{M_{pp}}{S_1} - \frac{Mdlosa}{S_1} - \frac{Motros}{S_{1comp}} - \frac{Ml}{S_{1comp}} \right)} \quad \text{Ec. 4}$$

Las ecuaciones 1 y 3 controlan que los esfuerzos en la parte superior se encuentren dentro de los límites de los esfuerzos admisibles y la 2 y 4 controlan los esfuerzos en la parte inferior, se muestra continuación el grafico del diagrama en la figura 14.

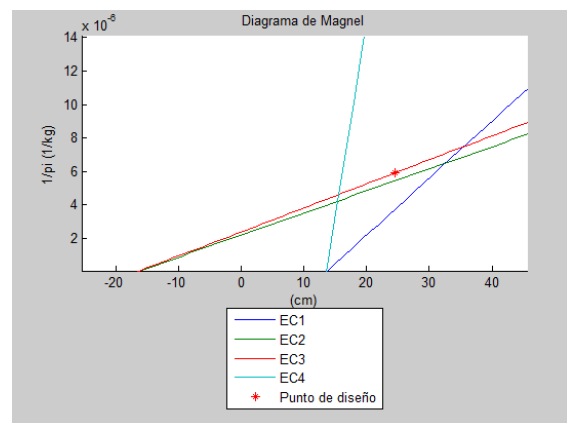


Figura 13. Diagrama de Magnel

De acuerdo al grafico mostrado la mínima fuerza de presfuerzo para la máxima excentricidad, sin que se sobrepase de los esfuerzos admisibles, se encuentra determinado por la intersección de las líneas 1 y 3. Siendo esta combinación (mínimo presfuerzo y máxima excentricidad) la solución más deseable.

Por lo general la pendiente de las líneas graficadas son positivas, pero hay casos donde la pendiente de la línea es 4 es negativa o cero para vigas T o doble T, donde no se excede el valor del esfuerzo de compresión admisible en el estado de servicio (f_{cs}) al soportar las cargas, inclusive sin necesidad de la fuerza de presfuerzo, debido al gran patín superior que tienen. Para este caso no se considera la línea 4 y la solución se define por las líneas restantes.

5.2.2 Criterios para la selección de la sección de la viga

En la práctica la altura de la viga se puede seleccionar en base a la relación claro peralte, o en requerimientos de alturas de entrepisos y gálibos. Se tienen las siguientes relaciones claro/peralte (L/h):

- ✚ Para vigas de un solo claro varían desde 16 hasta 22, dependiendo de las condiciones de carga y del criterio de diseño.
- ✚ Para tableros ligeramente cargados en doble T o para tableros de cubierta, se tiene la relación entre 30 hasta 40.
- ✚ Para tableros de sección hueca se puede sobrepasar de 40 la relación, sin que esto afecte el desempeño de la estructura.
- ✚ En vigas de puentes simplemente apoyados, con claros entre 18 m y 36 m, Guyon sugiere que el peralte no sea menor que L/25 más 10 cm, pero para claros mayores el peralte deberá ser incrementado.

El AASHTO LRFD 2012 propone en la Tabla 2.5.2.6.3-1 una profundidad mínima, para varios tipos de vigas, dependiendo de la luz de la misma.

5.2.3 Perdidas de Presfuerzo

En lugar de un análisis más detallado, las pérdidas de pretensado en elementos construidos y pretensados en una sola etapa, respecto de la tensión inmediatamente antes de la transferencia, se pueden tomar como:

- En elementos pretensados

$$\Delta f_{pF} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2}$$

- En elementos postensados

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2}$$

Dónde:

Δf_{pT} = pérdida total (MPa)

Δf_{pF} = pérdida por fricción (MPa)

Δf_{pA} = pérdida por acuanamiento de los anclajes (MPa)

Δf_{pES} = pérdida por acortamiento elástico (MPa)

Δf_{pSR} = pérdida por contracción (MPa)

Δf_{pCR} = pérdida por fluencia lenta del hormigón (MPa)

Δf_{pR2} = pérdida por relajación del acero después de la transferencia (MPa)

Para los elementos postensados se debería considerar pérdida de fuerza en los tendones dentro de los equipos de pretensado, de acuerdo con lo indicado por las tensiones leídas en los instrumentos de medición.

5.2.4 Perdidas instantáneas

5.2.4.1 Perdidas por acuanamiento

La magnitud del acuanamiento de los anclajes será el valor mayor entre la requerida para controlar la tensión en el acero de pretensado en el momento de la transferencia o la recomendada por el fabricante de los anclajes. La magnitud del acuanamiento supuesta para el diseño y utilizada para calcular la pérdida deberá ser indicada en la documentación técnica y verificada durante la construcción.

5.2.4.1 Fricción

Para los tendones de pretensado deformados se deberán considerar las pérdidas que pueden ocurrir en los dispositivos de fijación.

5.2.5 Acortamiento elástico

5.2.5.1 Elementos Pretensados

En los elementos pretensados la pérdida por acortamiento elástico se deberá tomar como:

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp}$$

Dónde:

- ✚ f_{cgp} = sumatoria de las tensiones del hormigón en el centro de gravedad de los tendones de pretensado debidas a la fuerza de pretensado en el momento de la transferencia y al peso propio del elemento en las secciones de máximo momento (MPa)
- ✚ E_p = módulo de elasticidad del acero de pretensado (MPa)
- ✚ E_{ci} = módulo de elasticidad del hormigón en el momento de la transferencia (MPa)

5.2.5.2 Elementos Postensados

En los elementos postensados, a excepción de los sistemas de losa, la pérdida por acortamiento elástico se puede tomar como:

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

Dónde:

N = número de tendones de pretensado idénticos

f_{cgp} = sumatoria de las tensiones del hormigón en el centro de gravedad de los tendones de pretensado debidas a la fuerza de pretensado después del tesado y al peso propio del elemento en las secciones de máximo momento (MPa)

5.2.6 Pérdidas Diferidas

5.2.6.1 Contracción

La pérdida de pretensado debida a la contracción, en MPa, se puede tomar como:

- ✚ Para elementos pretensados:

$$\Delta f_{pSR} = (117 - 1.03H)$$

- ✚ Para elementos postensados:

$$\Delta f_{pSR} = (93 - 0.85H)$$

Dónde:

H = humedad relativa ambiente anual media (porcentaje)

5.2.6.2 Contracción

La pérdida de pretensado debida a la fluencia lenta se puede tomar como:

$$\Delta f_{pCR} = 12f_{cpg} - 7\Delta f_{cdp} \geq 0$$

Dónde:

f_{cpg} = tensión del hormigón en el centro de gravedad del acero de pretensado en el momento de la transferencia (MPa)

Δf_{cdp} = variación de la tensión en el hormigón en el centro de gravedad del acero de pretensado debida a las cargas permanentes, a excepción de la carga que actúa en el momento que se aplica la fuerza de pretensado. Los valores de Δf_{cdp} se deberían calcular en la misma sección o secciones para las cuales se calcula f_{cpg} (MPa).

5.2.6.3 Contracción

En el Momento de la Transferencia

En los elementos pretensados la pérdida por relajación del acero de pretensado, inicialmente tesado a más de 0,50fpu, se puede tomar como:

- ✚ Para cable aliviando de tensiones

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log(24t)}{10} \left[\frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0.55 \right] f_{pj}$$

- ✚ Para cable de baja relación

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log(24t)}{40} \left[\frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0.55 \right] f_{pj}$$

Dónde:

t = tiempo estimado entre el tesado y la transferencia (días)

f_{pj} = tensión inicial en el tendón al final del tesado (MPa)

f_{py} = tensión de fluencia especificada del acero de pretensado (MPa)

Después de la Transferencia

Las pérdidas por relajación del acero de pretensado se pueden tomar como:

- ✚ Para pretensado con cable aliviando de tensiones

$$\Delta f_{pR2} = 138 - 0.4\Delta f_{pES} - 0.2(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR})$$

- ✚ Para cable de baja relación

$$\Delta f_{pR2} = 138 - 0.3\Delta f_{pF} - 0.4\Delta f_{pES} - 0.2(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR})$$

Dónde:

Δf_{pF} = pérdida por fricción debajo del nivel de 0,70fpu en el punto considerado, calculada de acuerdo con el Artículo 5.9.5.2.2 (MPa)

Δf_{pES} = pérdida por acortamiento elástico (MPa)

Δf_{pSR} = pérdida por contracción (MPa)

Δf_{pCR} = pérdida por fluencia lenta del hormigón (MPa)

5.2.6.4 Acero pasivo

De ser el caso que se vaya a utilizar el acero pasivo o refuerzo adherente, la norma en su comentario C5.9.4.1.2 indica que se calcula de la manera siguiente:

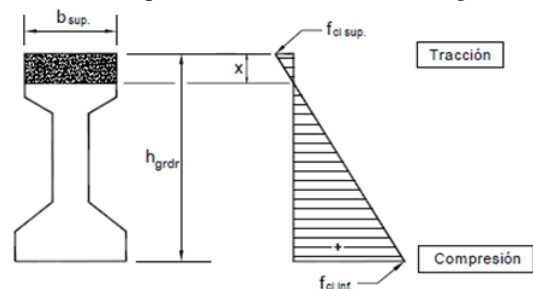


Figura 13. Zona de acero pasivo

$$T = \frac{f_{ci\ sup}}{2} b_{sup} x$$

$$A_s = \frac{T}{f_s}$$

donde $f_s = 0,5 f_y \leq 206$ MPa

5.2.7 Diseño por cortante

Para este procedimiento de cálculo depende de la deformación unitaria longitudinal de un punto de la sección, dada por la siguiente ecuación:

$$\epsilon_x = \frac{\left| \frac{M_u}{d_v} \right| + 0.5N_u + 0.5|V_u + V_p| \cot\theta - A_{ps}f_{po}}{2(E_s A_s + E_p A_{ps})}$$

Cabe indicar que la expresión mostrada es válida solo si se coloca por lo menos el mínimo acero de corte, que se obtiene mediante: $s_{max} = \frac{A_v f_y}{0.265 \sqrt{f'_c} b_v}$

Si el valor calculado sale negativo, se recalcula mediante la siguiente expresión:

$$\epsilon_x = \frac{\left| \frac{M_u}{d_v} \right| + 0.5 N_u + 0.5 |V_u + V_p| \cot \theta - A_{ps} f_{po}}{2(E_s A_s + E_p A_{ps} + E_c A_c)}$$

Dónde:

- N_u , es la carga axial de la viga, que, por ser el pretensado únicamente, es negativa.
- M_u y V_u , son el momento y el cortante últimos actuantes, que varían con la posición.
- A_s y A_{ps} , son el área del acero pasivo y de los cables de la sección que trabaja en tracción, y E_s y E_p son los correspondientes módulos de elasticidad.
- A_c , es el área de hormigón en la zona de tracción, y E_c es el correspondiente módulo de elasticidad.
- $d_v = \max\left(\frac{M_n}{A_s f_y + A_{ps} f_{po}}; 0.90 d_g; 0.72 h\right)$, es el brazo de palanca efectivo; donde d_e es la distancia desde la fibra más comprimida hasta el centroide de los cables.
- θ , es el ángulo de inclinación de las fisuras y se obtiene tanteando, asumiendo como primera aproximación que $\epsilon_x = 0.001$. La tabla 5.8.3.4.2-1 del AASHTO LRFD 2012 da los valores de θ en función ϵ_x de y de $\frac{V_u}{f'_c}$
- V_p , es el cortante producido por el pretensado.

Finalmente, para calcular el cortante se usa la siguiente expresión:

$$V_c = 0.265 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s}$$

$$V_n = V_c + V_s + V_p \leq 0.25 f'_c b_v d_v + V_p$$

De acuerdo al artículo 5.8.2.5 del AASHTO LRFD 2012, el armado mínimo para el cortante se debe verificar con la siguiente ecuación.

$$A_{vmin} = 0.083 \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y}$$

Dónde:

A_v = área de la armadura transversal en una distancia s (mm²)

b_v = altura de corte efectiva tomada como la distancia, medida de forma perpendicular al eje neutro, entre las resultantes de las fuerzas de tracción y compresión debidas a flexión (mm)

s = separación de la armadura transversal (mm)

f_y = tensión de fluencia de la armadura transversal (MPa)

5.2.8 Resistencia ultima a la flexión

La resistencia a la flexión mayorada M_r deberá ser menor que la flexión actuante y se deberá tomar como lo especifica el Artículo 5.7.3.2 del AASHTO LRFD 2012:

$$M_r = \phi M_n$$

Dónde:

M_n = resistencia nominal (N.mm)

ϕ = factor de resistencia especificado en el Artículo 5.5.4.2 del AASHTO LRFD 2012, que para este caso será igual a 0.9.

6. Descripción del lenguaje de Programación

El lenguaje de programación utilizado para la realización del software de análisis es el MATLAB, su nombre viene de "MATrix LABoratory" (laboratorio matricial). Es una herramienta computacional bastante elaborada pero simple a la vez, es de muchísima utilidad para aplicaciones numéricas, simbólicas y gráficas.

MATLAB, tiene mucha similitud a un lenguaje de programación, sus comandos y funciones presentan ventajas muy grandes cuando se trata de trabajar con números, matrices, iteraciones y ciclos, sin embargo tiene muchas limitaciones con respecto a la creación de una interfaz de usuario ya que no proporciona muchas herramientas como otros lenguajes como Visual Basic u otros semejantes.

6.1 Interfaz Gráfica (GUI)

GUI son las siglas para GRAPHICAL USER INTERFACES cuya traducción es Interfaz Gráfica para el Usuario, y esta será la herramienta utilizada para el desarrollo de software que se planteó inicialmente para este proyecto.

7. Resultados obtenidos

El Objetivo del Programa es agilizar un proceso de Diseño y Verificación de una Viga Presforzada, pero como consecuencia inmediata es que el usuario pueda obtener la información que necesita para la elaboración de un informe.

Además valores numéricos son mostrados donde el usuario puede moverse a través de la longitud de la viga

(seccionada cada centímetro) observando como varían los resultados.

Como resultado general, el programa elaborado ha tenido un rendimiento mucho más alto del esperado y considerando las limitaciones que presenta Matlab con respecto al manejo de interfaz y de los datos, el resultado obtenido es excelente.

El programa es estable de muy fácil manipulación donde el usuario podrá sentirse cómodo y sobre todo proporciona los resultados que son necesarios para el Diseño además de los diagramas de fuerzas y esfuerzos.

8. Conclusiones

1. Se logró demostrar que el programa realizado mediante MatLab permite con mucha eficacia obtener los mismos resultados comparado a ejercicios realizados con algoritmos.
2. Se puede concluir que la solución presentada por el programa para el número de Torones, y la fuerza mostrada para el diseño según la excentricidad ingresada es la más óptima.
3. Al desarrollar el programa con MatLab se notó que tiene muchas limitaciones, en cuanto a ingreso de nuevos datos como por ejemplo crear nuevas vigas, en el presente proyecto; pero para realizar el diseño muestra ser una herramienta muy útil para gráficas y cálculos.
4. Se demostró que la Interfaz permite una excelente comprensión para el usuario al momento del ingreso de datos, debido a que se le muestra todo el proceso de una manera ordenada para su entendimiento, y mostrándole error si fue este el caso.
5. Se aportó a la Materia de Hormigón Presforzado con la elaboración de este proyecto, que incluye un programa en MatLab que permite realizar el diseño de vigas presforzadas y es para uso de estudiantes que cursan dicha asignatura.
6. Se puede concluir que todos los resultados obtenidos en el diseño realizado por medio del programa y en los ejercicios desarrollados con los algoritmos cumplieron con la norma utilizada que es el ASSTHO LRFD 2012.

9. Recomendaciones

1. Para utilizar el programa, el usuario debe tener conocimientos sobre presforzado para poder ingresar los datos y los pasos a seguir para obtener el reporte generado al final del diseño.
2. Consultar el manual de usuario siempre que se tenga una duda sobre el uso o pasos a seguir del programa desarrollado.
3. El programa realizado es factible para diseño de vigas de hormigón presforzado para puentes

peatonales, pero si se le añade la programación y las formulas pertinentes de la norma pueda diseñar vigas para puentes vehiculares.

4. Prestar mucha atención a las observaciones que hace el programa mediante mensajes sean de advertencia o de error, por ejemplo cuando las secciones, fuerzas, excentricidad, entre otras no cumplan con los requerimientos.

10. Agradecimientos

A nuestras familias, amigos y compañeros. Al Ing. Luis Villavicencio por su gran ayuda en nuestro proyecto.

11. Referencias

- Navarro, S. (Septiembre de 2008). *Concreto Preforzado*. Recuperado el 22 de Junio de 2014, de <http://sjnavarro.files.wordpress.com/2008/09/concreto-presforzado.pdf>
- ASSHTO LRFD BRIGDE. (2012). Washinton, DC.
- Cabezas, J. B. (2014). *Diseño de Puentes*. Guayaquil.
- Villavicencio, I. L. (2013). *Hormigon Presforzado*. Guayaquil.
- U. de las Americas, U. (s.f.). *Capitulo 2*. Recuperado el 04 de Abril de 2014, de Software para el diseño de una viga I de hormigon pretensado: http://caterina.udlap.mx/u_dl_a/tales/documentos/lic/samperio_f_le/capitulo2.pdf
- Quezada, I. F. (2010). *ConstruApendre.com*. Recuperado el 23 de Junio de 2014, de http://www.construaprende.com/docs/tesis/293-concreto-presforzado?_escaped_fragment_=kmt-start=10&start=8

Ing. Luis Villavicencio

Visto Bueno del Director del Proyecto final de graduación

Fecha: Lunes 05 de Enero del 2015