



# UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS DE GRADO

PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

**TEMA:**

---

LA INCIDENCIA DE VIGUETAS PRETENSADAS EN EL  
COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE GRANDES  
LUCES

---

**AUTOR:** NÉSTOR GONZALO IZA CHIMBANA

**TUTOR:** ING. MSC. JORGE WASHINGTON CEVALLOS CABRERA

AMBATO - ECUADOR  
2015

## **APROBACIÓN DEL TUTOR**

En calidad de Tutor del trabajo de investigación sobre el tema **“LA INCIDENCIA DE VIGUETAS PRETENSADAS EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE GRANDES LUCES”**, del estudiante: Néstor Gonzalo Iza Chimbana, de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, considero que dicho informe investigativo reúne los requisitos y méritos suficientes para ser sometido a la evaluación del jurado examinador designado por el H. Consejo.

Amato, 20 de Octubre del 2014.

TUTOR

---

Ing. Msc. Jorge Cevallos

## **AUTORÍA DEL TRABAJO DE GRADO**

Los criterios emitidos en el trabajo de investigación: **“LA INCIDENCIA DE VIGUETAS PRETENSADAS EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE GRANDES LUCES”**, como también los contenidos, ideas, análisis, conclusiones y propuesta son de exclusiva responsabilidad de mi persona, como autor de este trabajo de grado.

Amato, 20 de Octubre del 2014.

AUTOR

---

Néstor Gonzalo Iza Chimbana

C.I. 160067761-9

**APROBACIÓN DEL JURADO EXAMINADOR**  
**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA**

Los miembros del Tribunal Examinador aprueban el informe de Investigación, sobre el tema: **“LA INCIDENCIA DE VIGUETAS PRETENSADAS EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE GRANDES LUCES”**, del estudiante: Néstor Gonzalo Iza Chimbana, de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

Amato, 09 de Febrero del 2015

Para constancia firman

## DEDICATORIA

*A mi madre ELVA quien es la persona que siempre me apoyado y ha estado presente incondicionalmente, inculcándome valores en el transcurso de mi vida para que sea una persona de bien para la sociedad y así lograr esta meta tan apreciada para mí.*

*GRACIAS MADRE*

*GRACIAS DIOS*

*NESTOR 13A*

## AGRADECIMIENTO

*A dios por permitirme seguir presente y poder haber culminado una etapa más de mi vida.*

*Quiero expresar mi más profundo agradecimiento a mi madre Elvia, quien ha sido un ejemplo de vida cumpliendo el rol de madre y padre a la vez y brindándome siempre su apoyo.*

*Un especial agradecimiento a mi hermano Byron que siempre me ha servido como ejemplo de vida brindándome su apoyo en todas las instancias posibles.*

*Al ing. M. Sc. Wilson Medina, quien también aportó sus valiosos conocimientos durante el desarrollo del presente trabajo investigativo.*

*Mi reconocimiento especial imperecedero al Ing. M.Sc. Jorge Cevallos, mi tutor, que más que eso, es un amigo quien dirigió el presente trabajo investigativo de manera generosa al brindar sus conocimientos y experiencias, gracias por el afecto confianza y amistad.*

*Por último agradecer a familiares y amigos que siempre estuvieron presentes de alguna manera en mi vida y ser parte del presente logro alcanzado.*

*NESTOR IBA*

## ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS

TEMA .....	i
APROBACIÓN DEL TUTOR.....	ii
AUTORÍA.....	iii
APROBACIÓN DEL JURADO EXAMINADOR .....	iv
DEDICATORIA .....	v
AGRADECIMIENTO.....	vi
ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS.....	vii
RESUMEN EJECUTIVO .....	xv
INTRODUCCIÓN .....	xvi
CAPITULO I.....	1
EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN .....	1
1.1 TEMA DE INVESTIGACIÓN .....	1
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	1
1.2.1 Contextualización .....	1
1.2.2 Análisis Crítico .....	2
1.2.3 Prognosis .....	3
1.2.4 Fundamentación del problema .....	3
1.2.5 Preguntas directrices.....	3
1.2.6 Delimitación del objeto de investigación .....	4
1.2.6.1 Delimitación de contenido .....	4
1.2.6.2 Delimitación de espacial.....	4
1.2.6.3 Delimitación temporal .....	4
1.3 JUSTIFICACIÓN.....	4
1.4 OBJETIVOS .....	4
1.4.1 Objetivo general .....	4
1.4.2 Objetivos específicos.....	5
CAPITULO II .....	6
MARCO TEÓRICO .....	6
2.1 ANTECEDENTES DE INVESTIGACIÓN.....	6
Ventajas del Hormigón Pretensado .....	6
Aplicaciones .....	7

Investigaciones Teóricas.....	7
2.2 FUNDAMENTACIÓN FILOSÓFICA .....	8
2.3 FUNDAMENTACIÓN LEGAL .....	8
2.4 CATEGORIAS FUNDAMENTALES.....	8
2.4.1 Supraordinación De Las Variables .....	8
2.4.2 Definiciones de la Variable Independiente.....	9
2.4.2.1 Viguetas Pretensadas .....	9
2.4.2.2 Cálculo de Edificios .....	9
2.4.2.3 Estructuras de Hormigón Pretensado .....	10
2.4.2.4 Análisis de Estructuras .....	11
2.4.3 Definiciones de la Variable Dependiente .....	11
2.4.3.1 Comportamiento Estructural .....	11
2.4.3.2 Flexión.....	12
2.4.3.3 Resistencia del Hormigón a Tracción.....	12
Resistencia a tracción .....	13
Agrietamiento .....	14
2.4.3.4 Seguridad Estructural .....	14
Características.....	14
2.5 HIPÓTESIS .....	15
2.6 SEÑALAMIENTO DE LA VARIABLE .....	15
2.6.1 Variable Independiente.....	15
2.6.2 Variable Dependiente .....	15
CAPITULO III.....	16
METODOLOGÍA .....	16
3.1 ENFOQUE .....	16
3.2 MODALIDAD BÁSICA DE LA INVESTIGACIÓN.....	16
3.3 NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN .....	16
Exploratorio .....	16
Descriptivo.....	17
Explicativo.....	17
3.4 POBLACIÓN Y MUESTRA .....	17
3.4.1 Población .....	17



3.4.2 Muestra .....	17
3.4.2.1 Tipo de Muestra Personal .....	17
3.5 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLE .....	18
3.5.1 Variable Independiente.....	18
3.5.2 Variable Dependiente .....	19
3.6 RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN.....	20
3.7 PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS .....	20
3.7.1 Plan de Procesamiento de la Información .....	20
3.7.2 Análisis e Interpretación de Resultados.....	20
CAPITULO IV .....	21
ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS .....	21
4.1 ANÁLISIS DE RESULTADOS E INTERPRETACION DE DATOS .....	21
4.2 VERIFICACIÓN DE HIPÓTESIS.....	27
CAPITULO V .....	28
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	28
5.1 CONCLUSIONES.....	28
5.2 RECOMENDACIONES .....	29
CAPITULO VI.....	30
LA PROPUESTA.....	30
6.1 DATOS INFORMATIVOS.....	30
Título.....	30
Beneficiarios .....	30
Ubicación.....	30
Tiempo estimado de ejecución .....	30
Equipo técnico responsable .....	31
Costo .....	31
6.2 ANTECEDENTES DE LA PROPUESTA .....	31
6.3 JUSTIFICACIÓN .....	34
6.4 OBJETIVOS .....	34
6.4.1 Objetivo General .....	34
6.4.2 Objetivos Específicos .....	34

6.5 ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD .....	35
6.6 FUNDAMENTACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA .....	35
Postensado .....	35
Aplicaciones.....	36
Ventajas.....	36
Inconvenientes .....	37
Pretensado.....	37
Ventajas.....	37
Inconvenientes .....	38
Tipos de acero de preesforzado.....	38
1. Alambres redondos.....	38
2. Cable trenzado.....	39
3. Varillas de acero de aleación.....	40
Elementos pretensados.....	41
6.7 GUÍA TÉCNICA DE CÁLCULO.....	42
6.7.1 DATOS GENERALES DE DISEÑO .....	42
Requerimientos de acuerdo al diseño arquitectónico .....	43
Especificaciones .....	43
Datos recopilados en obra.....	43
Códigos a aplicarse .....	44
6.7.2 RESISTENCIA DEL HORMIGÓN .....	44
6.7.3 TIPO DE ACERO .....	45
6.7.4 HIPÓTESIS DE APOYO DE LOS ELEMENTOS .....	49
6.7.5 APROXIMACIÓN EMPIRICA PARA ESTIMAR LA DISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS.....	51
6.7.6 ANCHO EFECTIVO.....	52
6.7.7 PREDIMENSIONAMIENTO DE LA SECCIÓN .....	52
6.7.8 ÁREA DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL.....	54
6.7.9 CENTRO DE GRAVEDAD .....	57
6.7.10 CALCULO DE LAS INERCIAS .....	60
6.7.11 RADIO DE GIRO .....	62
6.7.12 MÓDULO DE LA SECCIÓN.....	63

6.7.13 EXCENTRICIDAD.....	65
6.7.14 CALCULO DE CARGAS Y MOMENTOS .....	66
6.7.14.1 Peso Propio .....	67
6.7.14.2 Carpeta.....	68
6.7.14.3 Carga de Trabajo .....	70
6.7.14.4 Carga Muerta de Paredes.....	71
6.7.14.5 Carga Viva.....	75
6.7.15 PÉRDIDA DE LA FUERZA DEL PREESFUERZO .....	77
6.7.15.1 Pérdida por el Acortamiento Instantáneo del Hormigón al Momento de Cortar los Cables .....	80
Repartición de torones .....	89
6.7.15.2 Pérdida por Acortamiento de Cuñas.....	93
6.7.15.3 Pérdida por Retracción del Hormigón .....	95
6.7.15.4 Pérdida por Fluencia Plástica del Hormigón .....	97
6.7.15.5 Pérdida por Relajación del Acero de Preesfuerzo .....	99
6.7.16 DISEÑO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN	101
6.7.16.1 Comportamiento al Momento de Cortar los Cables .....	104
6.7.16.1.1 Esfuerzos en el centro de la luz .....	107
6.7.16.2 Comportamiento al Momento de Colocar Carga Muerta Sobre el Elemento Prefabricado Pretensado.....	109
6.7.16.2.1 Esfuerzos en el centro de la luz .....	110
6.7.16.2.2 Esfuerzos a lo largo de la luz.....	112
6.7.16.3 Comportamiento Bajo Cargas de Servicio .....	114
6.7.16.3.1 Esfuerzos en el centro de la luz .....	114
6.7.16.3.2 Esfuerzos en los extremos de la luz.....	117
6.7.17 REVISIÓN A RESISTENCIA ÚLTIMA, FACTOR DE SEGURIDAD DEL DISEÑO REALIZADO.....	119
6.7.18 ACERO MÍNIMO EN UNA SECCIÓN DE HORMIGÓN PRETENSADO .....	125
6.7.19 ACERO MÁXIMO EN UNA SECCIÓN DE HORMIGÓN PRETENSADO .....	127

6.7.20 CÁLCULO DEL ACERO NEGATIVO EN LA UNIÓN DE LOS EXTREMOS COMO SOLUCIÓN CONTINUA .....	129
6.7.21 DISEÑO POR CORTANTE .....	130
6.7.21.1 Refuerzo mínimo al cortante .....	132
6.7.22 DEFLEXIONES .....	134
6.7.22.1 “Camber” y Deflexiones.....	134
6.7.22.2 Método de los multiplicadores para estimar deflexiones a largo plazo .....	138
6.7.23 MODELACIÓN EN UN PROGRAMA ESPECIALIZADO .....	144
6.7.24 RESULTADOS DEL DISEÑO COMO ELEMENTO FRAME SIMPLEMENTE APOYADO.....	149
6.7.24.1 Peso Propio.....	149
6.7.24.2 Carpeta.....	150
6.7.24.3 Cargo de Trabajo .....	150
6.7.25 RESULTADOS DEL DISEÑO COMO ELEMENTO FRAME SEMIEMPOTRADO.....	151
6.7.25.1 Carga Muerta de Paredes.....	151
Diagrama de corte.....	151
Diagrama de momentos .....	151
6.7.25.2 Carga Viva.....	151
Diagrama de corte.....	151
Diagrama de momentos .....	151
6.7.26 PROCEDIMIENTO PARA COLOCAR LOS TENDONES EN LA VIGA COMO ELEMENTO SOLIDO .....	152
6.7.27 RESULTADOS DEL DISEÑO COMO ELEMENTO SOLIDO .....	154
6.7.27.1 Comportamiento al Momento de Cortar los Cable.....	154
6.7.27.1.1 Esfuerzos en el centro de la luz .....	154
En la fibra superior de la viga T .....	154
En la fibra inferior de la viga T .....	154

6.7.27.2 Comportamiento al Momento de Colocar la Carga Muerta Sobre la Viga T.....	155
6.7.27.2.1 Esfuerzos en el centro de la luz .....	155
En la fibra superior de la viga T .....	155
En la fibra inferior de la viga T .....	155
6.7.27.2.2 Esfuerzos a lo largo de la luz.....	156
En la fibra superior de la viga T .....	156
En la fibra inferior de la viga T .....	156
6.7.27.3 Comportamiento Bajo Cargas de Servicio .....	157
6.7.27.3.1 Esfuerzos en el centro de la luz .....	157
En la fibra superior de la carpeta .....	157
En la fibra inferior de la carpeta .....	157
En la fibra superior de la viga T .....	158
En la fibra inferior de la viga T .....	158
6.7.27.3.2 Esfuerzos en los extremos de la luz.....	159
En la fibra superior de la carpeta .....	159
En la fibra inferior de la carpeta .....	159
En la fibra superior de la viga T .....	160
En la fibra inferior de la viga T .....	160
6.7.28 RESULTADOS DE CAMBER Y DEFLEXIONES .....	161
6.7.28.1 Camber al momento de la trasferencia de la fuerza de pretensado, es decir al momento de cortar los cables.....	161
Camber por fluencia únicamente de los cables pretensados .....	161
Deflexión debido al peso propio.....	161
Camber al momento de cortar los cables .....	161
6.7.28.2 Deflexiones al momento de izar la viga .....	161
Debido a la fuerza de preesfuerzo .....	161
Debido al peso propio.....	162
Camber al momento de izar el elemento .....	162
6.7.28.3 Deflexiones al momento de hormigonar la carpeta .....	162

Deflexión debido a la carpeta .....	162
Camber debido a la carpeta y al izado .....	162
6.7.28.4 Deflexiones bajo cargo de servicio.....	162
Debido a la fuerza de preesfuerzo .....	162
Debido al peso propio.....	162
Debido al peso de la carpeta .....	163
Debido al peso de paredes .....	163
Debido al peso de la carga viva .....	163
Deflexión final debido a cargas de servicio.....	163
6.7.29 TABLAS DE RESULTADOS .....	163
6.7.29.1 Tablas de Corte y Momentos.....	163
6.7.29.2 Tablas de Esfuerzos .....	164
6.7.29.3 Tablas de Camber y Deflexiones.....	164
6.7.30 DISEÑO FINAL.....	165
6.7.31 CONCLUSIONES.....	166
6.7.32 RECOMENDACIONES .....	167
6.8 ADMINISTRACIÓN .....	168
6.9 PREVISIÓN DE LA EVALUACIÓN .....	168
BIBLIOGRAFÍA.....	169
ANEXOS.....	171

## **RESUMEN EJECUTIVO**

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA**

**“LA INCIDENCIA DE VIGUETAS PRETENSADAS EN EL  
COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE GRANDES  
LUCES”**

**Autor:** Néstor Gonzalo Iza Chimbana

**Tutor:** Ing. Msc. Jorge Cevallos

**Fecha:** Diciembre del 2014

En primera instancia se ha realizado un estudio del nivel de conocimientos en que se encuentran actualmente los docentes de la FICM de la UTA, como también a profesionales que se dedican al cálculo estructural, a cerca del comportamiento estructural de edificaciones de grandes luces, haciendo uso de nuevas alternativas como es el del pretensado; así como también se realizó un estudio de la importancia que tiene esta temática en el campo de la Ingeniería Civil, especialmente en las estructuras de gran envergadura.

Con el fin de darle solución al problema, se plantea una propuesta que consiste en realizar una guía técnica para la aplicación de cálculo y diseño de viguetas pretensadas en edificaciones de grandes luces, a manera de análisis paso a paso, a partir de del cual es posible observar secuencialmente el comportamiento de las viguetas pretensadas doble T; lo cual proporciona al calculista un mejor criterio en la utilización de nuevas alternativas para el cálculo de edificaciones de grandes luces.

## INTRODUCCIÓN

El propósito principal del trabajo de investigación es realizar una guía técnica para la aplicación de cálculo y diseño de viguetas pretensadas en edificaciones de grandes luces.

En el Capítulo 1 se hace una valoración crítica del problema a investigar, planteándose objetivos a cumplir durante la investigación.

En el Capítulo 2 se define el problema, fundamentándose en investigaciones realizadas anteriormente, e indagando con criterio propio cada una de las variables planteadas en el problema y se define la hipótesis: “La incidencia de viguetas pretensadas en el comportamiento estructural en edificaciones de grandes luces”

En el Capítulo 3 se operacionaliza las variables de la hipótesis, se recolecta la información y se realiza el procesamiento de dichos datos.

En el Capítulo 4 se procesa, analiza, e interpreta los resultados de las encuestas.

En el Capítulo 5 se incluyen las conclusiones a las que llevo la investigación y recomendaciones consecuentes

En el Capítulo 6 se formula la propuesta en la que se describe paso a paso una guía técnica para la aplicación de cálculo y diseño de viguetas pretensadas en edificaciones de grandes luces, y en base a ello se establecen las respectivas conclusiones.



# **CAPITULO I**

## **EL PROBLEMA DE INVESTIGACION**

### **1.1 TEMA DE INVESTIGACION**

LA INCIDENCIA DE VIGUETAS PRETENSADAS EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE GRANDES LUCES.

### **1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

#### **1.2.1 Contextualización**

Cada día en el mundo de la construcción se exige la fabricación de elementos estructurales que sean capaces de salvar grandes luces, lo que se han visto en la necesidad de innovar y adoptar nuevas tecnologías en sus métodos y sistemas de construcción para llegar a estructuras más eficientes y conseguir así que las obras realizadas sean más económicas, seguras, estéticas además de reducir los tiempos en el proceso de construcción.

Los arquitectos y proyectistas que trabajan en la rama de la edificación consideran idóneo la consecución de grandes luces, cosa que ofrece una mayor versatilidad a la construcción, es por ello la utilización de elementos estructurales pretensado.

Se puede afirmar que el pretensado ha permitido avanzar y superar las metas técnicas alcanzadas por el hormigón armado tradicional, desde los cimientos hasta las cubiertas de los edificios. Actualmente el pretensado es una técnica altamente probada que ofrece soluciones fiables, económicas y estéticas en el diseño de estructuras.

En el Ecuador hay empresas que realizan elementos prefabricados de hormigón pretensado como son vigas, losas, viguetas entre otros. Existen varias edificaciones construidas con estos elementos el principal son viguetas pretensadas, dando como resultado una gran fiabilidad en campo de la construcción de edificios.

Como se ha visto que la aplicación de viguetas pretensadas se ha manifestado de manera positiva, en la provincia de Tungurahua se han construido con este elemento tomando en cuenta que este sistema permite la integridad, la estabilidad y la seguridad de una edificación.

En la ciudad de Ambato, provincia de Tungurahua unas de las construcciones aplicadas el método de viguetas pretensadas es el centro Comercial Moll de los Andes ubicada en la Av. Atahualpa y Av. Víctor Hugo que abrió sus puertas en 2005 como una importante alternativa de compras y diversión, no solo para los habitantes de la capital de la provincia de Tungurahua, sino también para miles de visitantes de provincias aledañas.

Las estructuras de hormigón pretensado utilizadas en es el centro Comercial Moll de los Andes ha funcionado y sigue funcionando de manera positiva con el pasar de los años, por lo cual este modelo de construcción ha incentivado en la construcción del supermercado La Merced Ambato Centro y la ampliación del centro Comercial Moll de los Andes utilizando el mismo sistema de viguetas pretensadas, la misma que ha llevado a la presente investigación.

### **1.2.2 Análisis crítico**

Actualmente en diferentes partes del mundo se han construido edificios con vigas de hormigón armado para pequeñas luces sin tener mayores inconvenientes,

pero para el caso de luces mayores han surgido problemas en su construcción y fallas ocurridas en estos elementos debido a la tracción del hormigón, lo que ha generado preocupación en los profesionales competentes en este hecho, tratando de buscar soluciones, es por esto que en la presente investigación se trata de dar solución a este problema para obtener estructuras más eficientes.

### **1.2.3 Prognosis**

En vista de que los edificios son obras de gran importancia como pueden ser en estructuras de uso industrial, hospitales, edificios de estacionamientos, educativas, gubernamentales, etc. Los mismos que albergan vidas irreparables y los cuales tiene que soportar grandes cargas y vencer grandes luces, es por esa razón que se ha visto en la necesidad de innovar y adoptar nuevas tecnologías en sus métodos y sistemas de construcción para llegar a estructuras más eficientes, ya que de no dar atención a esto, se podrían producir graves daños en estas estructuras e incluso el colapso.

### **1.2.4 Formulación del problema**

¿Cómo incide las viguetas pretensadas en el comportamiento estructural de edificaciones de grandes luces?

### **1.2.5 Preguntas directrices**

- ¿Qué función cumplen las viguetas pretensadas en edificaciones de grandes luces?
- ¿Qué tipo de vigueta pretensada se utilizara para el cálculo estructural de edificaciones de grandes luces?
- ¿Cuál es la resistencia a tracción que alcanza el hormigón pretensado en viguetas para edificaciones de luces grandes?

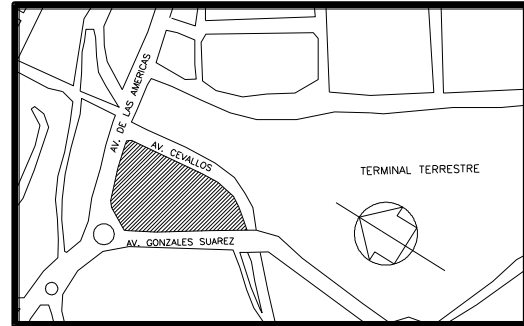
## **1.2.6 Delimitación del objeto de investigación**

### **1.2.6.1 Delimitación de Contenido**

El presente proyecto estará enfocado en el campo de Ingeniería Civil, en el área de Estructuras, específicamente en la asignatura de Hormigón siendo el problema de mucho interés en el campo profesional.

### **1.2.6.2 Delimitación Espacial**

El proyecto en estudio se localiza en la provincia del Tungurahua, Cantón Ambato, Sector Ingahurco entre la Avenida de las Américas, Avenida Cevallos y Avenida Gonzales Suarez.



*Gráfico 1*

### **1.2.6.3 Delimitación Temporal**

La presente investigación se desarrollará en un período de los meses de Marzo-Octubre del presente año 2013.

## **1.3 JUSTIFICACION**

El interés por investigar es dar a conocer el comportamiento que tendrán las edificaciones de grandes luces al aplicar viguetas pretensadas.

A través de este trabajo investigativo se desea ampliar los conocimientos o dar a conocer e incentivar tanto a estudiantes como a profesionales la utilización de nuevos métodos que ayuden a conseguir estructuras con buen desempeño estructural.

## **1.4 OBJETIVOS**

### **1.4.1 Objetivo general**

- Estudiar la incidencia de viguetas pretensadas en el comportamiento estructural de edificaciones de grandes luces.

#### **1.4.2 Objetivos específicos**

- Determinar la función que cumplen las viguetas pretensadas en edificaciones de grandes luces.
- Indicar que tipo de vigueta será la adecuada para el cálculo estructural.
- Definir la resistencia a tracción que tiene el hormigón en viguetas pretensadas para edificios de grandes luces.

## **CAPITULO II**

### **MARCO TEÓRICO**

#### **2.1 ANTECEDENTES DE INVESTIGACIÓN**

El sistema de hormigón pretensado nos lleva a crear en forma controlada esfuerzos permanentes en un elemento estructural de una construcción, la finalidad de ello es mejorar su comportamiento de servicio y aumentar su resistencia.

Investigaciones Previas

Según Miguel Payá (1979). “Hormigón pretensado”.

El hormigón pretensado consiste en eliminar los esfuerzos de tracción del hormigón mediante la introducción de tensiones artificiales de compresión antes de la aplicación de las cargas exteriores y que, superpuestas con éstas, las tensiones totales permanentes, y para todas las hipótesis consideradas queden comprendidas entre los límites que el material puede soportar indefinidamente.

#### **Ventajas del Hormigón Pretensado**

Son numerosas y entre las más importantes descuellan las siguientes:

- a) Eliminación de fisuras por estar sometido a esfuerzos de compresión bajo todas las hipótesis de carga.

- b) Comportamiento elástico y utilización de la sección total.
- c) Permite salvar grandes luces con cantos muy reducidos.
- d) Ahorro de acero debido a la posibilidad de utilizar totalmente la armadura hasta cerca de su límite elástico y, como consecuencia, una reducción en la cuantía.
- f) Eleva la durabilidad de la construcción

### **Aplicaciones**

Son numerosas las aplicaciones del hormigón pretensado, tanto en forma de elementos para la construcción de viviendas y edificios industriales como en las grandes y atrevidas obras de ingeniería.

Según Jürgen Mattheib (1980). “Hormigón Armado, Armado Aligerado, Pretensado. El hormigón pretensado resulta ventajoso si se trata de disminuir el peso propio de las construcciones (Por ejemplo en vigas de gran luz), de reducir su deformación, de influenciar favorablemente las magnitudes de corte de la carga, de evitar al máximo la formación de grietas o bien de garantizar la impermeabilidad.

### **Investigaciones Teóricas**

En el hormigón armado se trata de que todos los esfuerzos de tracción sean absorbidos por la armadura metálica y los de compresión por el hormigón. Pese a esto, el hormigón que recubre las armaduras está traccionado al igual que éstas, y no puede acompañarlas en su alargamiento sin romperse.

El hormigón pretensado corresponde a una forma especial de construcción en hormigón armado que tiene por objeto evitar la formación de fisuras bajo la carga de trabajo y al mismo tiempo utilizar mejor los materiales. Por sus características de flexibilidad y reducida sección, aparece (en ciertas situaciones) como el material más apto para sustituir ventajosamente al hormigón armado. Según Alfonso Cobo Escamilla y Luis Felipe Rodríguez Martín. El pretensado tiene unas condiciones óptimas de utilización que se presentan generalmente para luces superiores a 8,0 m.

El uso del pretensado permite la utilización de cantos muy estrictos, con relación canto/luz de 1/30 a 1/45, dependiendo de las condiciones de contorno. Esto conlleva una reducción de la magnitud del peso propio de los forjados, disminuyéndose la carga total del edificio.

## 2.2 FUNDAMENTACIÓN FILOSÓFICA

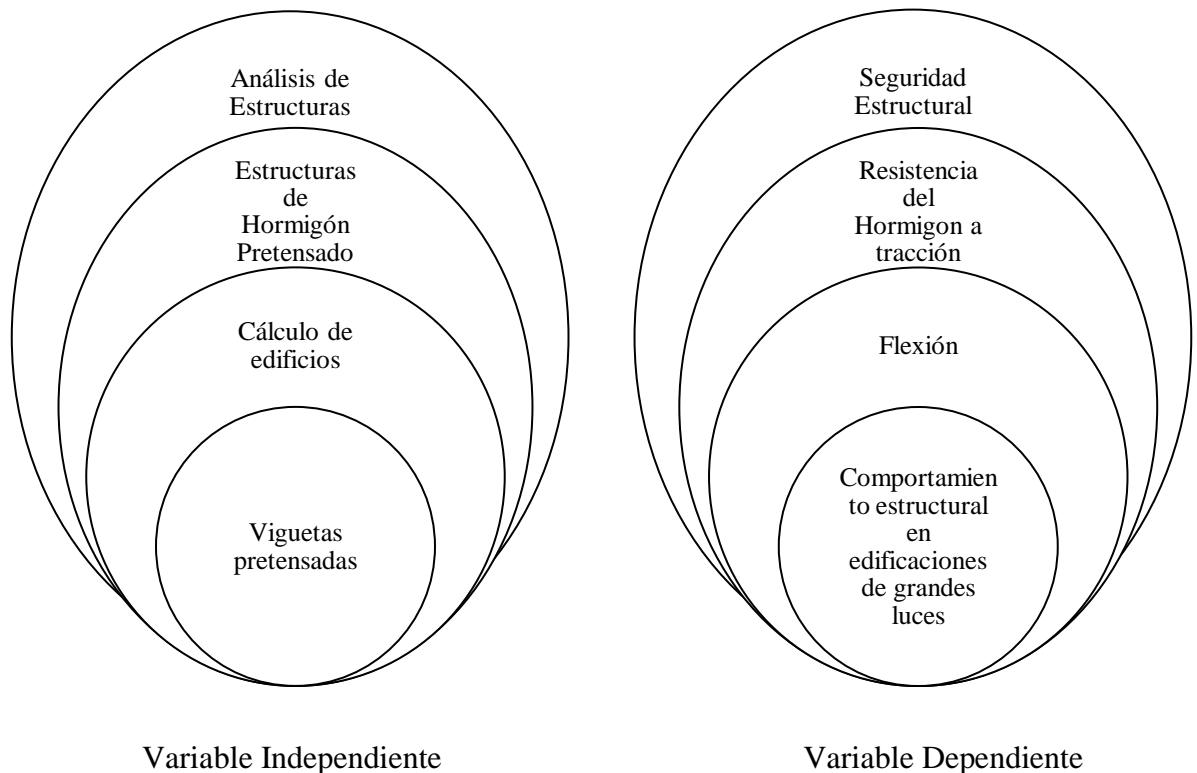
La presente investigación se enfoca dentro de un paradigma Crítico –Propositivo, ya que se ve en la necesidad de conocer el comportamiento de viguetas de hormigón pretensado en edificaciones de grandes luces y de esta manera de conseguir estructuras que tengan un mejor desempeño.

## 2.3 FUNDAMENTACIÓN LEGAL

La presente Investigación se sujeta en el NEC 2011

## 2.4 CATEGORIAS FUNDAMENTALES

### 2.4.1 Supraordinación de las Variables





## **2.4.2 Definiciones de la Variable Independiente**

### **2.4.2.1 Viguetas Pretensadas**

Las viguetas de hormigón pretensado son elementos de sección estándar, que tienen infinidad de usos dentro la construcción de edificios y de vialidad como por ejemplo: Auditorios, centros comerciales, estacionamientos, depósitos, puentes, industrias, etc, o toda aquella construcción que necesite salvar grandes luces. Consigue minimizar los tiempos y tareas a realizar en obra.

Cuando la vigueta trabaja a los esfuerzos a que está sometida, adopta una flecha (deformación). Podría fabricarse una cuya deformación inicial contraria, llamada contraflecha, contrarreste los esfuerzos y, la deformación final, o flecha resultante, al entrar en carga será mucho menor. Éste es justamente el objetivo del pretensado.

El pretensado se realiza para aumentar la capacidad resistente a la compresión del hormigón. Al comprimir el hormigón de la vigueta, transcurrido un lapso de tiempo del fraguado, se libera la compresión; entonces la armadura inferior queda sometida a la tracción produciendo la contraflecha.

### **2.4.2.2 Cálculo de Edificios**

Los edificios se presentan en una cantidad amplia de formas y funcionalidades y se han adaptado a lo largo de la historia a un gran número de factores, desde los materiales de construcción disponibles, las condiciones climáticas, el terreno, los precios, las condiciones del suelo, usos específicos y las razones estéticas.

Atender las necesidades de varios edificios de la sociedad, sobre todo como refugio contra la intemperie y como espacio de vida en general, para proporcionar privacidad, para almacenar pertenencias y para vivir cómodamente y como lugar de trabajo. Un edificio como refugio representa una división física del hábitat humano.

El Cálculo de Estructuras tiene por objeto el estudio de la estabilidad y resistencia de las construcciones de manera que bajo las acciones que aquellas soportan tanto

las fuerzas internas denominadas tensiones o esfuerzos, como las deformaciones que se presentan han de quedar dentro de ciertos límites establecidos. Límites que se determinan ensayando los materiales de diversas maneras -tracción, compresión, fatiga, choque, etc., y observando el comportamiento de estructuras.

#### **2.4.2.3 Estructuras de Hormigón Pretensado**

Una estructura de hormigón pretensada es aquella, encargada de la integridad, la estabilidad y la seguridad de una edificación. El pretensado significa la creación intencional de esfuerzos permanentes en una estructura, con el fin de mejorar su rendimiento y condiciones, en diferentes servicios.

Pretensar una estructura es una técnica general que consiste en someterla a unas tensiones previas, artificialmente creadas, de forma que, juntamente con los efectos de las cargas y otras acciones que actúen posteriormente sobre ella, se originen unos estados de tensión o de deformación dentro de unos límites convenientemente prefijados.

La técnica del pretensado no es privativa de las estructuras de hormigón ni existe una sola forma de pretensar estructuras. Se habla de pretensado con armaduras pretesas cuando la armadura se tensa previamente al hormigonado de la pieza, anclándose en macizos especiales al efecto o bien sobre los propios moldes.

Una vez efectuada la puesta en obra del hormigón y cuando éste ha endurecido suficientemente, se suprimen los anclajes iniciales y las armaduras comprimen la pieza de hormigón, anclándose por adherencia en la misma. Es un sistema propio de talleres de prefabricación.

Por otro lado también existe el pretensado con armaduras postesas. En este caso se hormigona la pieza dejando en su interior un conducto dentro del cual se aloja la armadura activa, que se tensa cuando el hormigón ha endurecido lo suficiente. En los extremos de la pieza, en general, se disponen unos elementos de anclaje y, posteriormente, se realiza la inyección de los conductos con materiales que protegen las armaduras contra la corrosión.

#### **2.4.2.4 Análisis de Estructuras**

El objetivo del análisis es proporcionar una seguridad adecuada a las estructuras ante la aparición de estados límite de falla para las acciones más desfavorables que puedan presentarse durante la vida útil y procurar que en las condiciones normales de operación no sobrepasen los límites de servicio (flechas, fisuras, vibraciones, etc.)

El análisis estructural proporciona resultados a nivel global (reacciones, desplazamientos) y a nivel seccional (esfuerzos, curvaturas, elongaciones). Debe servir, también, para determinar el comportamiento a nivel local (tensiones, deformaciones) de aquellas zonas singulares en las que las hipótesis clásicas de la resistencia de materiales no sean aplicables: zonas locales próximas a cargas concentradas, nudos, cambios bruscos de sección, etc.

El análisis estructural debe adoptar, en cada caso, los modelos e hipótesis fundamentales de cálculo apropiados para aproximar el comportamiento real de las estructuras con la precisión necesaria para asegurar la no superación del estado límite considerado. Para realizar el análisis se idealizan tanto la geometría de la estructura como las acciones y las condiciones de apoyo mediante un modelo matemático adecuado que debe, asimismo, reflejar aproximadamente las condiciones de rigidez de las secciones transversales, de los elementos, de sus uniones y de los apoyos en el terreno.

#### **2.4.3 Definiciones de la Variable Dependiente**

##### **2.4.3.1 Comportamiento Estructural**

Se entiende por comportamiento estructural a la manera en que éstas responden a las sollicitaciones impuestas por factores externos especialmente sismos de diferente magnitud y los posibles daños que pueden producirse en el elemento.

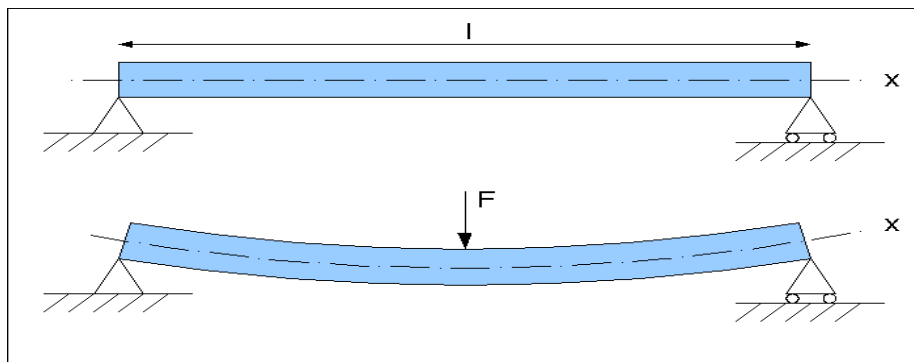
Toda edificación y cada una de sus partes deberán tener la resistencia, la rigidez y la estabilidad necesarias para comportarse satisfactoriamente y con seguridad para los estados límites que puedan presentarse durante su vida útil. En consecuencia, el proyecto arquitectónico deberá permitir una estructuración eficiente para resistir

las acciones que puedan afectar a la edificación, con particular atención a las acciones sísmicas.

### 2.4.3.2 Flexión

Se denomina flexión al tipo de deformación que presenta un elemento estructural alargado en una dirección perpendicular a su eje longitudinal. El término "alargado" se aplica cuando una dimensión es dominante frente a las otras. Un caso típico son las vigas, las que están diseñadas para trabajar, principalmente, por flexión. Igualmente, el concepto de flexión se extiende a elementos estructurales superficiales como placas o láminas.

Una viga es un elemento constructivo lineal, que trabaja sometido principalmente a esfuerzos de flexión, compuesto por tensiones de tracción y compresión. En los sectores cercanos a los apoyos, se producen esfuerzos cortantes, y pueden también producirse torsiones. La viga es un elemento estructural horizontal capaz de soportar una carga entre dos apoyos, sin crear empuje lateral en los mismos.



**Gráfico 2**

*Fuente:* <http://es.wikipedia.org/wiki/Viga>

### 2.4.3.3 Resistencia del Hormigón a Tracción

En el cálculo de estructuras e ingeniería se denomina tracción al esfuerzo interno a que está sometido un cuerpo por la aplicación de dos fuerzas que actúan en sentido opuesto, y tienden a estirarlo.

Son muchos los materiales que se ven sometidos a tracción en los diversos procesos mecánicos. Especial interés tienen los que se utilizan en obras de arquitectura o de ingeniería, tales como las rocas, la madera, el hormigón, el acero, varios metales, etc.

Cada material posee cualidades propias que definen su comportamiento ante la tracción. Algunas de ellas son:

- elasticidad (módulo de elasticidad)
- plasticidad
- ductilidad
- fragilidad

Catalogados los materiales conforme a tales cualidades, puede decirse que los de características pétreas, bien sean naturales, o artificiales como el hormigón, se comportan mal frente a esfuerzos de tracción, hasta el punto que la resistencia que poseen no se suele considerar en el cálculo de estructuras.

Por el contrario, las barras de acero soportan bien grandes esfuerzos a tracción y se considera uno de los materiales idóneos para ello. El acero en barras corrugadas se emplea en conjunción con el hormigón para evitar su fisuración, aportando resistencia a tracción, dando lugar al hormigón armado.

### **Resistencia a tracción**

Resistencia que ofrece un material a la rotura cuando está sometido a un esfuerzo de tracción. El hormigón es un material ineficiente resistiendo cargas a tracción; comparativamente esta resistencia representa hasta un 10% de su capacidad a la compresión. Es por ello que en el hormigón armado los esfuerzos que en el hormigón armado los esfuerzos de tracción son absorbidos por el acero de refuerzo.

Los principales factores que afectan a la resistencia son la relación Agua – Cemento y la edad, o el grado a que haya progresado la hidratación. Estos factores

también afectan a la resistencia a flexión y a tensión, así como a la adherencia del concreto con el acero.

Debido a la limitada resistencia a tracción y corte se debe utilizar en situaciones donde estas sollicitaciones sean muy bajas.

### **Agrietamiento**

Normalmente la escasa resistencia a la tracción se suple colocando acero de presfuerzo en las zonas de los elementos estructurales donde pueden aparecer tracciones. Esta forma de proporcionar resistencia a la tracción puede garantizar una resistencia adecuada al elemento, pero presenta el inconveniente de no impedir el agrietamiento del hormigón para ciertos niveles de carga.

Para superar este inconveniente teniendo esto presente, es fácil notar que si deseamos emplear el hormigón en elementos, que bajo cargas de servicio, deban resistir tracciones, es necesario encontrar una forma de suplir esta falta de resistencia a la tracción

#### **2.4.3.4 Seguridad Estructural**

Se denomina seguridad estructural a una serie de condiciones que deben cumplir los edificios para considerar que las actividades para los que fueron diseñados pueden realizarse de forma segura. Estas condiciones aplican tanto para el uso previsto del edificio como para su periodo de construcción.

La seguridad estructural de una construcción, abarca todos los elementos estructurales del edificio, incluyendo las plataformas, escaleras y todos los elementos de esta índole.. Una de las normas elementales de seguridad, es la prohibición de la sobrecarga de elementos, de igual modo el acceso a las cubiertas o techos que no presenten una garantía rentable. Si es imprescindible trabajar en estas áreas, es preciso que se utilicen los medios de protección y de seguridad necesarios.

## **Características**

La seguridad estructural contempla dos aspectos distintos:

- Resistencia y estabilidad (que el edificio resista los esfuerzos previstos)
- Condiciones de servicio (que se pueda utilizar con normalidad)

## **2.5 HIPOTESIS**

La incidencia de viguetas pretensadas en el comportamiento estructural en edificaciones de grandes luces

## **2.6 SEÑALAMIENTO DE LA VARIABLE**

### **2.6.1 Variable Independiente**

Incidencia de viguetas pretensadas

### **2.6.2 Variable Dependiente**

Comportamiento estructural en edificaciones de grandes luces

## **CAPITULO III**

### **METODOLOGÍA**

#### **3.1 ENFOQUE**

En el presente trabajo predomina la investigación cuantitativa, ya que se va a determinar mediante cálculo e interpretación de resultados el comportamiento de vigas pretensadas en edificios de grandes luces.

#### **3.2 MODALIDAD BÁSICA DE LA INVESTIGACIÓN**

La modalidad de investigación del presente proyectos es:

**Bibliográfica – Documental:** La investigación se sustenta en bibliografía encontrada acerca del tema de investigación la cual de esta manera permitirá profundizar y ampliar conocimientos para posteriormente proponer una solución adecuada al problema.

#### **3.3 NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN**

Esta investigación llegara a nivel:

**Exploratorio:** Mediante la investigación bibliográfica nos acercamos al problema con el conocimiento de conceptos fundamentales e información para realizar el cálculo estructural aplicando viguetas pretensadas.



**Descriptivo:** Debido a que se obtendrá datos a través de cálculos el cual me permitirá describir el comportamiento que tendrá la estructura al aplicar viguetas pretensadas.

**Explicativo:** Porque una vez comprobada la hipótesis se dará solución al problema por medio de una propuesta de solución al mismo.

### 3.4 POBLACIÓN Y MUESTRA

#### 3.4.1 Población

La población que servirá para el desarrollo de esta investigación estará conformada por: 3 Ingenieros Constructores Estructurales y 3 Ingenieros Calculistas Estructurales.

DESCRIPCIÓN	N
Ingenieros Constructores Experimentados en Estructuras	3
Ingenieros Calculistas Estructurales	3
Total	6

*Tabla No. 1: Población (Frecuencia)*

#### 3.4.2 Muestra

Es importante conocer el criterio y experiencia de los ingenieros estructurales que se han dedicado a la construcción de edificios aplicando viguetas pretensadas, así como especialistas que han optado por la utilización de algún elemento estructural parecido, entonces es necesario realizar encuestas que guiarán adecuadamente esta investigación, alejándose de una manera proporcional del margen de error.

##### 3.4.2.1 Tipo de Muestra Personal

DESCRIPCIÓN	N	Porcentaje
Ingenieros Constructores Experimentados en Estructuras	3	50%
Ingenieros Calculistas Estructurales	3	50%
Total	6	100%

*Tabla No. 2: Población (Porcentaje)*

### 3.5 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLE

#### 3.5.1 Variable Independiente

VI: Viguetas Pretensadas				
Contextualización	Dimensiones	Indicadores	Ítem Básicos	Técnica e instrumentos
Las viguetas prefabricadas de hormigón pretensado son elementos estructurales básicos de una losa, tienen infinidad de usos dentro la construcción de edificios o toda aquella construcción que necesite salvar grandes luces	Viguetas Pretensadas	Secciones de viguetas pretensadas	¿Qué secciones de viguetas son aplicables en la construcción de edificaciones?	Encuesta: Cuestionario
		Función	¿Cuál es la función que cumplen las viguetas pretensadas?	Observación: Directa: Software
	Grandes luces	Materiales	¿Qué tipos de materiales se emplean para hormigones de alta resistencia para grandes luces?	Encuesta: Cuestionario
		Normas	¿Qué normas se emplean para diseñar viguetas de grandes luces?	Encuesta: Cuestionario

*Tabla No. 3: Operacionalización de variables/ Variable Independiente*

### 3.5.2 Variable Dependiente

VD: Comportamiento estructural en edificaciones de grandes luces				
Contextualización	Dimensiones	Indicadores	Ítem Básicos	Técnica e instrumentos
Comportamiento estructural es la manera en que éstas responden a las solicitaciones impuestas por factores externos especialmente sismos de diferente magnitud y los posibles daños que pueden producirse en el elemento.	Comportamiento estructural	Resistencia ante un sismo.	¿Qué resistencia tendrá ante un sismo las viguetas prefabricadas?	Normativas y herramientas Computacionales
	Factores externos	Nivel de daño	¿Qué daño se producirá si no se coloca viguetas prefabricadas?	Normativas y herramientas computacionales

**Tabla No. 4:** Operacionalización de variables/ Variable Dependiente

### **3.6 RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN**

En el presente trabajo investigativo, se realizará observación directa (por medio de los sentidos), con el fin de conseguir conclusiones y experiencias compartidas de los encuestados, es decir el comportamiento que han presentado las estructuras a través del tiempo.

Por otra parte la entrevista a utilizarse será de tipo estructurada, es decir con respuestas escritas para obtener un mejor estudio estadístico y acercarnos más a emitir o establecer un criterio de tendencia central que sostenga a través de la experiencia de los encuestados la hipótesis que se plantea.

### **3.7 PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS**

#### **3.7.1 Plan de Procesamiento de la Información**

- Revisión Crítica de la Información Recogida.
- Tabulación de cuadros según variables de la Hipótesis (Cuadros de una Variable; Cuadros de Cruce de variables, etc.).
- Porcentuar: Obtener los resultados mediante gráficos estadística.
- Graficar: Representar los resultados mediante gráficos estadístico.
- Estudio estadístico de datos para presentación de Resultados.
- Analizar e interpretar, los resultados relacionándolos con los diferentes partes de la investigación especialmente con los objetivos y la hipótesis.

#### **3.7.2 Análisis e Interpretación de Resultados**

- Junto a cada gráfica se recomienda (Objetivos, Hipótesis Propuesta que se usa.)
- Comprobación de la Hipótesis (ESTADÍSTICAS: Medidas de Tendencia Central, Medidas de dispersión.)
- Establecimiento de Conclusiones y Recomendación

## **CAPITULO IV**

### **ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS**

#### **4.1. ANÁLISIS DE RESULTADOS E INTERPRETACION DE DATOS**

Los datos obtenidos de la investigación acerca de: **“LA INCIDENCIA DE VIGUETAS PRETENSADAS EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE GRANDES LUCES.”**

Se realizara a 3 Ingenieros Constructores Experimentados en Estructuras, 3 Ingenieros Calculistas Estructurales, mediante la siguiente encuesta:

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Fuente: Encuesta

Elaborado por: El Investigador

**Pregunta No.1:** ¿En sus diseños estructurales de edificaciones usted ha diseñado con viguetas pretensadas?

Cuadro No.1 Opinión

CRITERIO	FRECUENCIA	PORCENTAJE
SI	3	50%
NO	3	50%

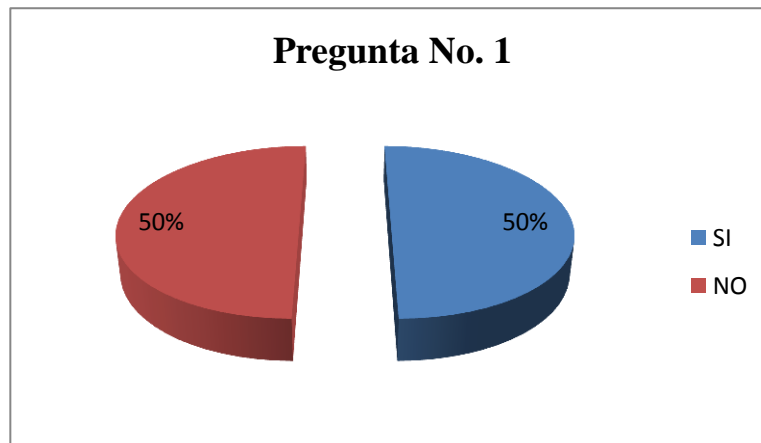


Gráfico Opinión

**Análisis**

El 50%, de los encuestados han respondido que han utilizado viguetas pretensadas en sus diseños estructurales, mientras que el 50% restante han respondido que no han utilizado viguetas pretensadas para sus diseños estructurales.

**Interpretación**

El utilizar nuevos elementos estructurales e innovadores en nuestro medio supera las barreras de un hormigón reforzado convencional.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Fuente: Encuesta

Elaborado por: El Investigador

**Pregunta No.2:** ¿Cree que la utilización de viguetas pretensadas será una solución para cubrir grandes luces?

Cuadro No.2 Opinión

CRITERIO	FRECUENCIA	PORCENTAJE
SI	6	100%
NO	0	0%

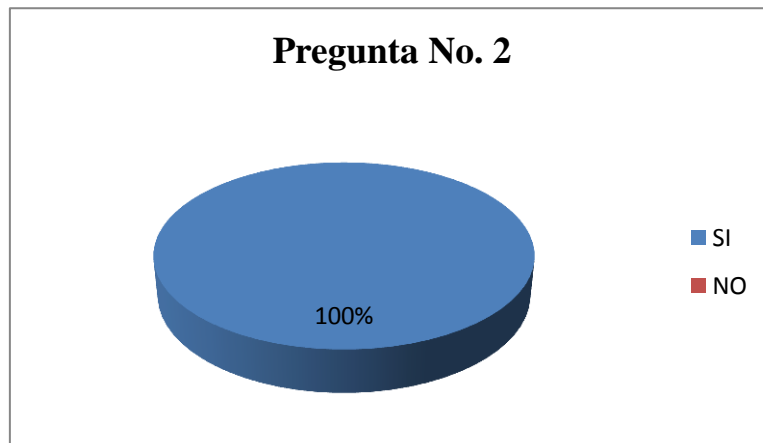


Gráfico Opinión

**Análisis**

El 100%, de los encuestados han respondido que han utilizado viguetas pretensadas es una de las soluciones para cubrir grandes luces.

**Interpretación**

Desde el punto de vista estructural el hormigón preesforzado además de cubrir grandes luces, este tipo de elementos estructurales alcanzan menores deflexiones.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

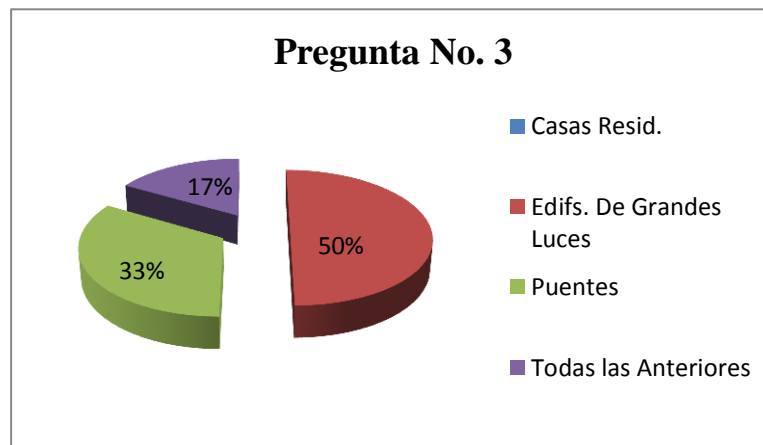
Fuente: Encuesta

Elaborado por: El Investigador

**Pregunta No.3:** ¿Desde su punto de vista en qué tipo de estructuras es factible la utilización de vigas pretensadas?

Cuadro No.3 Opinión

CRITERIO	FRECUENCIA	PORCENTAJE
Casas Residenciales	0	0%
Edifs. de Grandes Luces	3	50%
Puentes	2	33%
Todas la Anteriores	1	17%



**Gráfico Opinión**

**Análisis**

El 50%, de los encuestados han respondido que las vigas pretensadas se utilizan en edificaciones de grandes luces, el 33% de los encuestados han respondido que es viable en puentes, mientras que un 17% han respondido que es factible en casas residenciales, edificaciones de grandes luces y puentes.

**Interpretación**

El uso de elementos prefabricados pretensados tienen una gran aplicación en vista de que presentan menor agrietamiento y por lo tanto menor corrosión en el acero de refuerzo.



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Fuente: Encuesta

Elaborado por: El Investigador

**Pregunta No.4:** ¿Qué tipo de vigas pretensadas ha utilizado en sus diseños?

Cuadro No.4 Opinión

CRITERIO	FRECUENCIA	PORCENTAJE
Doble T, Cajón, e I	3	50%
Otros	0	0%
Ninguno de los anteriores	3	50%

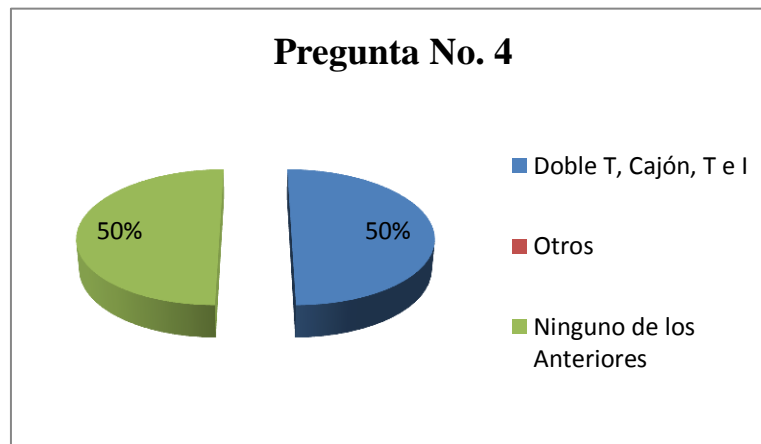


Gráfico Opinión

**Análisis**

El 50% de los encuestados han respondido que en sus diseños utilizan vigas doble T, Cajón, T e I, el mismo valor porcentual se le confiere para quienes no han utilizado ninguna de las vigas anteriores.

**Interpretación**

Esta pregunta se puede interpretar, como la presencia notable que tienen los ingenieros calculistas para utilizar nuevos elementos estructuras en cada uno de sus diseños.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Fuente: Encuesta

Elaborado por: El Investigador

**Pregunta No.5:** ¿Usted conoce el comportamiento general de una vigueta pretensada?

Cuadro No.5 Opinión

CRITERIO	FRECUENCIA	PORCENTAJE
SI	5	83%
NO	1	17%

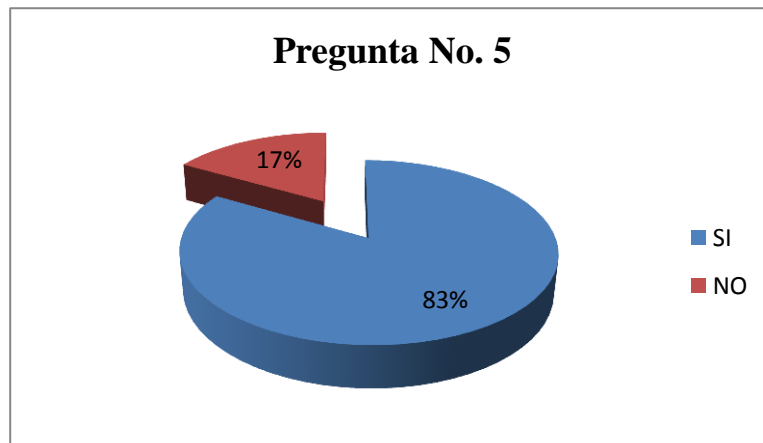


Gráfico Opinión

**Análisis**

El 83% de los encuestados en definitiva conocen el comportamiento de una vigueta pretensada, mientras que el 17% de los encuestados dicen no conocer el comportamiento de aquel elemento estructural.

**Interpretación**

La mayoría de los ingenieros constructores y calculistas estructurales conocen el comportamiento general de este tipo de elemento. verificándose la importancia que tienen el conocer e interpretar las viguetas prefabricadas pretensadas.

## **4.2. VERIFICACIÓN DE LA HIPÓTESIS**

Una vez analizado e interpretado los datos de la encuesta que se realizó a los ingenieros constructores experimentados en estructuras y calculistas estructurales, se puede verificar la hipótesis que se planteó, que manifestaba lo siguiente: “La incidencia de viguetas pretensadas en el comportamiento estructural en edificaciones de grandes luces”.

## **CAPITULO V**

### **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

#### **5.1 CONCLUSIONES**

Mediante este trabajo de investigación podemos concluir lo siguiente:

- Se ha diagnosticado teóricamente que el hormigón pretensado elimina los esfuerzos de tracción del hormigón mediante la introducción de tensiones artificiales de compresión antes de la aplicación de cargas exteriores.
- Al salir una vigueta pretensada de la fábrica, toda la sección trabaja a compresión, mientras que al entrar en servicio en la obra, en la vigueta tienen lugar esfuerzos de compresión y de tracción que sumados con el esfuerzo de pretensado, resulta una sección que está sometida íntegramente a compresión.
- Las viguetas recibidas en obra, presentan normalmente una contra flecha debido a que la parte inferior de la vigueta sufre un acortamiento mientras que en la parte superior el hormigón no está comprimido.
- Se ha analizado teóricamente que la utilización de viguetas pretensadas en edificaciones, aligera la construcción, eleva la durabilidad de la construcción ya que no presentan fisuras en las mismas.

- Se propone el hormigón pretensado como una solución para mejorar la resistencia a la tracción del hormigón en viguetas prefabricadas pretensas, consiguiendo así elementos económicos y con un buen desempeño estructural en edificaciones de grandes luces.

## **5.2 RECOMENDACIONES**

Por todo lo tratado dentro del trabajo de investigación recomendamos:

- Solicitar tanto a los profesionales como también a los estudiantes de la carrera de ingeniería civil, a utilizar nuevas alternativas de tal forma que se incentive la investigación de estos modelos constructivos.
- Realizar un estudio costo-beneficio, ante la utilización de viguetas pretensadas en nuestro medio.
- Tomar en cuenta los parámetros de diseño.
- Se recomienda la utilización de este método en nuestro país ya que actualmente es mayor la necesidad de construir grandes edificios con mayores luces, seguros y económicos.

## **CAPITULO VI**

### **LA PROPUESTA**

#### **6.1 DATOS INFORMATIVOS**

##### **Título**

Diseño Estructural con la utilización de viguetas pretensadas, para el Centro Comercial Multiplaza la Merced que se encuentra ubicado en el sector Ingahurco entre la Avenida de las Américas, Avenida Cevallos y Avenida Gonzales Suarez, de la ciudad de Ambato, provincia de Tungurahua.

##### **Beneficiarios**

Profesionales y estudiantes ya que el presente trabajo tiene como finalidad dar a conocer e incentivar la utilización de nuevos métodos que mantengan los principios de estabilidad, seguridad y buen desempeño estructural en edificaciones de grandes luces.

##### **Ubicación**

Provincia de Tungurahua, cantón Ambato, sector Ingahurco entre la Avenida de las Américas, Avenida Cevallos y Avenida Gonzales Suarez.

##### **Tiempo estimado para la ejecución**

Inicio: Agosto 2013

Fin: Diciembre del 2014

**Equipo técnico responsable**

**Calculista:** Néstor Gonzalo Iza Chimbana

**Ingeniero Director:** Ing. Msc. Jorge Cevallos

**Costo** 471.50 U.S.D.

<b>RUBRO DE GASTOS</b>	<b>VALOR</b>
Internet	60.00
Computador	180.00
Hojas	50.00
Impresiones	120.00
Cuadernos	2.00
Lápices	5.00
Esferográficos	3.00
Carpetas	1.50
Copias	35.00
Calculadora	25.00
<b>TOTAL</b>	<b>471.50</b>

*Tabla No.5: Rubro de Gastos*

**6.2 ANTECEDENTES DE LA PROPUESTA**

❖ La siguiente información teórica es de:

**Fuente:** Internet

<http://www.arquitectonline.com/viguetaspretensadas.htm>

**Tema:** Viguetas Pretensadas

**Conclusión:**

La Vigüeta Pretensada es un elemento prismático de Hormigón sometido a tensiones de precompresión aplicadas por medio de su armadura de Acero para pretensado, tensada antes de hormigonar y que posteriormente al destensarla queda anclada al Hormigón que previamente ha alcanzado la resistencia adecuada.

**Autorresistente**

Vigüeta capaz de resistir por sí sola, en un forjado, sin la colaboración del hormigón vertido en obra, la totalidad de los esfuerzos a los que habrá de estar sometido el forjado.

**Semirresistente**

Vigüeta en la que para ejecutar el forjado es necesario el apuntalamiento. La fabricación industrial de las vigüetas producidas en serie se lleva a cabo con hormigones de gran resistencia, dosificados en peso y controlados en laboratorios. Las series de vigüetas se diferencian entre sí por la cuantía de acero utilizado y por la excentricidad de las cargas de pretensado, adecuándose cada una de ellas a los diferentes requerimientos del cálculo estructural.

❖ La siguiente información teórica es de:

**Autor:**

ARQ. PEDRO ESPINOZA ABAD

**Tema:**

“PROPUESTA DE INNOVACION PARA EL USO DEL PRETENSADO EN LA ARQUITECTURA DE EDIFICIOS DE LA CIUDAD DE CUENCA”

**Conclusiones:**

El entendimiento a profundidad de un material de construcción y de sus sistemas constructivos, se convierte en una herramienta válida de conocimiento que facilita



y mejora los procesos de diseño arquitectónico, en donde se considere efectivamente el uso de dichos sistemas como opción técnica inicial. En este caso, el conocer las prestaciones, posibilidades y límites del pretensado y su aplicación en la arquitectura, requiere otra lógica de planteamiento estructural, que debe ser tomada en cuenta siempre y cuando, arranque paralelamente desde el inicio de un proceso de diseño arquitectónico. **No resulta viable, al menos no resulta lógico, plantear el uso de pretensados sobre diseños terminados, que nunca concibieron esta opción técnica de dicho proceso.** Las soluciones pueden ser muy forzadas, sin una modulación efectiva, sobredimensionadas y excesivamente costosas, por lo que en este caso, no recomendaría su uso y aplicación.

❖ La siguiente información teórica es de:

**Autor:**

JAIME FERNANDO HUANCA MONTALVAN

SANTIAGO VINICIO REINOSO OCHOA

**Tema:**

EL PRETENSADO COMO RECURSO ARQUITECTÓNICO

Análisis De Obras Destinadas A Espacios De Exposición

**Conclusiones:**

En nuestro medio contamos con una gran gama de elementos estandarizados elaborados en pretensado llegándose a obtener piezas hasta luces de hasta 30 metros bajo pedido, pero si nuestro proyecto exigiese una luz mucho más grande se la pudiese desarrollar en situ bajo supervisión de especialistas, siento las ciudades de Guayaquil, específicamente Quito la que cuenta con esta tecnología a nivel de Ecuador.

### **6.3 JUSTIFICACIÓN**

En la construcción se ha tratado de optimizar en cuestiones de tiempo y economía, por lo que no es de extrañarse que la industria de los prefabricados se haya convertido en una opción muy atractiva en las fechas actuales.

Por eso surge la necesidad de proporcionar una orientación para que el estudiante de Ingeniería tenga los conocimientos básicos sobre los sistemas constructivos prefabricados que pueden ser aplicables de forma óptima a su diseño.

Es por esta razón que en este trabajo se presentara un cálculo y diseño estructural utilizando viguetas pretensadas en la construcción de edificaciones de grandes luces.

### **6.4 OBJETIVOS**

#### **6.4.1 Objetivo General**

Realizar una guía técnica para la aplicación de cálculo y diseño de viguetas pretensadas en edificaciones de grandes luces.

#### **6.4.2 Objetivos Específicos**

- Identificar qué tipo viguetas pretensadas se debe aplicar en edificaciones de grandes luces.
- Analizar el comportamiento de la estructura aplicando viguetas pretensadas.
- Establecer el procedimiento adecuado de la aplicación de viguetas pretensadas en edificaciones de grandes luces.
- Identificar en que construcciones podemos utilizar viguetas pretensadas.
- Analizar la diferencia entre pretensado y postensado.
- Estudiar la vida útil de estas estructuras presforzadas.

- Determinar la utilización de viguetas pretensadas como una solución estructural efectiva en edificaciones de grandes luces.

## **6.5 ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD**

Es factible realizar una guía técnica de aplicación de viguetas pretensadas en edificaciones de grandes luces, tomando en cuenta los parámetros de diseño, así como la socialización con los involucrados, en el campo tecnológico, y humano; siendo además de ello un aporte al ámbito estructural de preesfuerzo, con el fin de incentivar nuevas alternativas de diseño estructural, cuyo propósito tiene obtener estructuras seguras con un buen desempeño estructural y económicamente factibles.

## **6.6 FUNDAMENTACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA**

En cuanto se puede destacar en el país, la Universidad de Cuenca publicó un libro específico del pretensado, elaborado por el Ing. Fabián Carrasco Castro, es quien ha llevado verdaderamente a la práctica la construcción de sistemas pretensados en los últimos años en Cuenca. Si bien los ejemplos edificados no son tan numerosos, pero nos ha demostrado la posibilidad real de aplicar el sistema en nuestro medio, ya visible en algunos edificios construidos con el sistema de losas pretensadas.

En el libro de hormigón pretensado (diseño de elementos isostáticos), enfatiza dos métodos de preesforzado:

**Postensado**, sistema en el que se vierte primero el hormigón, dejando unos ductos por los cuales luego se pasan los cables, los mismos que se tensan una vez que el hormigón ha adquirido la resistencia necesaria, para de esta manera comprimirlo. En este caso, la fuerza de tensado se transmite al elemento de hormigón, básicamente mediante los anclajes mecánicos localizados en los extremos del mismo. Si bien, posteriormente al tensado de los cables, en la mayoría de los

casos, se coloca una lechada de cemento “grouting” que les da adherencia a los ductos y por medio de estos al elemento de hormigón, esta lechada también impide la corrosión de los cables, en otros casos se deja sin adherencia, y se controla la corrosión de los cable por medio de pinturas epóxicas.

### **Aplicaciones**

El empleo de hormigón postensado suele reducirse a estructuras sometidas a grandes cargas y con grandes separaciones entre apoyos, en las cuales la reducción del costo de los materiales compensa el aumento de la complejidad de ejecución.

La técnica del postensado se utiliza generalmente in situ, es decir, en el mismo emplazamiento de la obra.

### **Ventajas**

- El uso de hormigón postensado permite reducir el canto de los elementos de hormigón, ya que por un lado aumenta su capacidad resistente, y por otro reduce las deformaciones.
- Reducción de los materiales de construcción(hasta un 40% de hormigón y un 75% de acero)
- Conlleva un uso más eficiente de los materiales, por lo que permite reducir el peso total de la estructura, permite reducir el espesor y el armado de la losa de cimentación.
- Disminuye la fisuración del hormigón, aumentando su vida útil.
- Continuidad estructural que permite un menor número de juntas de hormigonado y dilatación, así como una mayor integridad estructural.
- Reducción considerable del número de pilares y aumento de los vanos
- Planta libre

## **Inconvenientes**

- Requiere de maquinaria y mano de obra más especializada que el hormigón sin postensar.
- El cálculo es más complejo.

**Pretensado**, empleado en este trabajo de investigación, hace referencia a estructuras cuya armadura (cables) se tensan primero, luego se vierte el hormigón debidamente confinado por moldes, y una vez que este adquiere la resistencia necesaria, se cortan los cables, produciendo una fuerza de compresión en el elemento; es decir, la fuerza de los cables se transmite al hormigón exclusivamente por adherencia.

De acuerdo a la monografía de hormigón pretensado de M. Payá Peinado, el hormigón pretensado consiste en eliminar los esfuerzos de tracción del hormigón mediante la introducción de tensiones artificiales de compresión antes de la aplicación de las cargas exteriores, al salir la viga pretensada de la fábrica toda la sección trabaja a compresión, mientras que al entrar en servicio en la obra, en la viga tienen lugar esfuerzos de compresión y de tracción que sumados con el esfuerzo de pretensado de la viga se obtiene un elemento trabajando a flexión en el que se han eliminado totalmente los esfuerzos de tracción.

Las viguetas recibidas en obra, presentan, normalmente una contraflecha debido a que la parte inferior de la vigueta sufre un acortamiento mientras que en la parte superior no habido deformación alguna puesto que el hormigón no está comprimido. Esta contraflecha es favorable, ya que al colocar la vigueta en obra para efectuar el forjado, ésta desaparece debido al peso que sobre ella gravita.

## **Ventajas**

Son numerosas y entre las más importantes se destacan:

- Eliminación de fisuras por estar sometido a esfuerzos de compresión bajo todas las hipótesis de carga.

- Comportamiento elástico y utilización de la sección total.
- permite salvar grandes luces con cantos muy reducidos.
- Ahorro de acero debido a la posibilidad de utilizar totalmente la armadura hasta cerca de su límite elástico y, por tanto, reducción de las secciones de elementos sustanciales como pilares y cimientos.
- Eleva la durabilidad de la construcción.

### **Inconvenientes**

Salta a la vista, la importancia que tiene el hormigón pretensado. No obstante, ofrece algunas desventajas como la aplicación del pretensado en obras pequeñas y mediana importancia, así como la fabricación de elementos pretensados en serie donde se necesitan grandes inversiones de capital para efectuar las instalaciones.

### **Tipos de acero de preesforzado**

De acuerdo al diseño de estructuras de concreto preesforzado de Arthur H. Nilson, existen tres formas comunes en las cuales se emplea el acero como tendones en concreto preesforzado.

#### **1. Alambres redondos**

Los alambres redondos que se usan en la construcción de concreto preesforzado Postensado y ocasionalmente en obras pretensadas se fabrican en forma tal que cumplan los requisitos de la especificación ASTM A421, “alambres sin revestimiento, relevados de esfuerzo, para concreto preesforzado”.

Los alambres se consiguen en cuatro diámetros tal como se muestra en la tabla No. 6 y en dos tipos. El alambre tipo BA se usa en aplicaciones para las que las deformaciones de los extremos del alambre en frío se usan como medio de anclaje (anclaje de botón), y el tipo WA se usa para aplicaciones en las cuales los extremos se anclan por medio de cuñas y no

se encuentra involucrada ninguna deformación de extremo del alambre en frío (anclaje de cuña).

Diámetro Nominal  Pulg. (mm)	Mínima resistencia de Tensión		Mínimo esfuerzo para una Elongación	
	Lb/pulg. <sup>2</sup> (N/mm <sup>2</sup> )		de 1% Lb/pulg. <sup>2</sup> (N/mm <sup>2</sup> )	
	Tipo BA	Tipo WA	Tipo BA	Tipo WA
0.192 (4.88)		250.000 (1725)		200.000 (1380)
0.1196 (4.98)	240.000 (1655)	250.000 (1725)	192.000 (1325)	200.000 (1380)
0.250 (6.35)	240.000 (1655)	240.000 (1655)	192.000 (1325)	192.000 (1325)
0.276 (7.01)		240.000 (1655)		188.000 (1295)

**Tabla No.6:** *Propiedades de Alambres sin Revestimiento Relevados de Esfuerzo (ASTM A421)*

**Fuente:** *Arthur H. Nilson “Diseño de estructuras de concreto preesforzado”, pag. 53.*

## 2. Cable trenzado

El cable trenzado se usa casi siempre en miembros pretensados, y a menudo se usa también en construcción postensada. El cable trenzado se fabrica de acuerdo con la especificación ASTM A 416, “Cable Trenzado, Sin Revestimiento, de Siete Alambres, Relevado de Esfuerzos, Para Concreto Preforzado”. Es fabricado con siete alambres firmemente torcidos alrededor de un séptimo de diámetro ligeramente mayor. El paso de la espiral del torcido es de 12 a 16 veces el diámetro nominal del cable.

Para los cables trenzados se usa el mismo tipo de alambres relevados de esfuerzo y estirados en frío que los que se usan para los alambres individuales de preesfuerzo. Sin embargo, las propiedades mecánicas se evidencian ligeramente diferentes debido a la tendencia de los alambres torcidos a enderezarse cuando se les sujeta a tensión, debido a que el eje de

los alambres no coincide con la dirección de la tensión. Al cable se le releva de esfuerzos mediante tratamiento térmico después del trenzado.

Diámetro Nominal pulg. (mm)	Resistencia a la Ruptura Lb (Kn)	Área Nominal del Cable pulg <sup>2</sup> (mm <sup>2</sup> )	Carga Mínima Para una Elongación de 1% Lb (Kn)
Grado 250			
0.250 (6.35)	9000 (40.0)	0.036 (23.22)	7650 (34.0)
0.313 (7.94)	14500 (64.5)	0.058 (37.42)	12300 (54.7)
0.375 (9.53)	20000 (89.0)	0.080 (51.61)	17000 (75.6)
0.438 (11.11)	27000 (120.1)	0.108 (69.68)	23000 (102.3)
0.500 (12.70)	36000 (160.1)	0.144 (92.90)	30600 (136.2)
0.600 (15.24)	54000 (240.2)	0.216 (139.35)	45900 (204.2)
Grado 270			
0.375 (9.53)	23000 (102.3)	0.085 (54.84)	19550 (87.0)
0.438 (11.11)	31000 (137.9)	0.115 (74.19)	26350 (117.2)
0.500 (12.70)	41300 (183.7)	0.153 (98.71)	35100 (156.1)
0.600 (15.24)	58600 (260.7)	0.217 (140.00)	49800 (221.5)

**Tabla No.7: Propiedades del Cable de Siete Alambres sin Revestimiento (ASTM-A416).**

**Fuente:** Arthur H. Nilson "Diseño de estructuras de concreto preesforzado", pag. 54.

### 3. Varillas de acero de aleación

En el caso de varillas de aleación de acero, la alta resistencia que se necesita se obtiene mediante la introducción de ciertos elementos de ligazón, principalmente manganeso, silicón y cromo durante la fabricación de acero. Las varillas se fabrican de manera que cumplan con los requisitos de la especificación ASTM A722, "Varillas de Acero de Alta Resistencia, sin Revestimientos, Para Concreto Preforzado".

Diámetro Nominal pulg. (mm)	Área Nominal de la Varilla pulg. <sup>2</sup> (mm <sup>2</sup> )	Resistencia a la Ruptura Lb (Kn)	Mínima carga para una Elongación de 0.7% Lb (kN)
Grado 145			




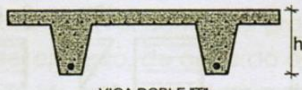





½ (12.70)	0.196 (127)	28000 (125)	25000 (111)
5/8 (15.88)	0.307 (198)	45000 (200)	40000 (178)
¾ (19.05)	0.442 (285)	64000 (285)	58000 (258)
7/8 (22.23)	0.601 (388)	87000 (387)	78000 (347)
1 (25.40)	0.785 (507)	114000 (507)	102000 (454)
1 1/8 (28.58)	0.994 (642)	144000 (641)	129000 (574)
1 ¼ (31.75)	1.227 (792)	178000 (792)	160000 (712)
1 3/8 (34.93)	1.485 (958)	215000 (957)	193000 (859)
Grado 160			
½ (12.70)	0.196 (127)	31000 (138)	27000 (120)
5/8 (15.88)	0.307 (198)	49000 (218)	43000 (191)
¾ (19.05)	0.442 (285)	71000 (316)	62000 (276)
7/8 (22.23)	0.601 (388)	96000 (427)	84000 (374)
1 (25.40)	0.785 (507)	126000 (561)	110000 (490)
1 1/8 (28.58)	0.994 (642)	159000 (708)	139000 (619)
1 ¼ (31.75)	1.227 (792)	196000 (872)	172000 (765)
1 3/8 (34.93)	1.485 (958)	238000 (1059)	208000 (926)

**Tabla No.8:** *Propiedades de las Varillas de Aleación.*  
**Fuente:** *Arthur H. Nilson “Diseño de estructuras de concreto preesforzado”, pag. 55.*

### **Elementos pretensados**

Si bien el desarrollo de diferentes aplicaciones y tipos de secciones, queda tan solo limitado a su imaginación, los elementos que más se producen, y usualmente de forma comercial son los que se indica en la Fig. 2.

TIPO DE ELEMENTO	EN FUNCIÓN DE LA CARGA		
	PERALTE "h" MAS USUAL (cm)	LUZ APROXIMADA "L" DEL ELEMENTO (m)	"L/h" USUAL, O DEPENDIENDO DE LA CARGA
 LOSA MACIZA	$10 \leq h \leq 30$	$2 \leq L \leq 9$	de 20 a 40
 VIGUETAS PARA RESISTIR LOSA SUPERIOR	$10 \leq h \leq 40$	$2 \leq L \leq 10$	de 20 a 30
 LOSAS ALVEOLARES O ALIVIANADAS ("HOLLOW CORE")	$15 \leq h \leq 30$	$5 \leq L \leq 11$	de 35 a 45
 VIGA DOBLE "T"	$30 \leq h \leq 90$	$5 \leq L \leq 20$	de 15 a 30
 VIGAS "T"	$60 \leq h \leq 120$	$8 \leq L \leq 30$	de 20 a 30
 VIGAS "I"	$60 \leq h \leq 150$	$8 \leq L \leq 40$	de 20 a 30
 VIGAS RECTANGULARES, VIGAS "T" INVERTIDAS, VIGAS "L"	$40 \leq h \leq 150$	$6 \leq L \leq 15$	de 10 a 20

**Figura No.2:** Elementos pretensados más usuales, con peraltes y luces de mayor uso.

**Fuente:** Fabián Carrasco Castro "Hormigón pretensado diseño de elementos isostáticos", pág. 34.

## 6.7 GUÍA TÉCNICA DE CÁLCULO

### 6.7.1 DATOS GENERALES DE DISEÑO

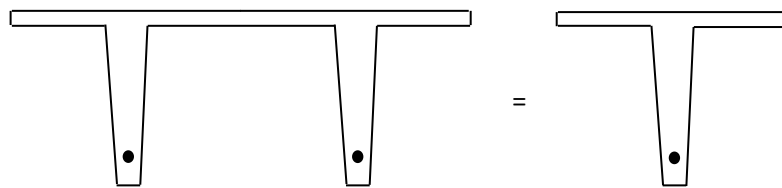
El primer dato de interés es la luz de los vanos, lo cual condicionara la luz del elemento a diseñar. Otro dato de gran importancia es la manera en que se va a modular el edificio por medio de los elementos prefabricados-pretensados.

Como aplicación práctica del presente trabajo, los criterios mencionados en esta sección conjuntamente con la base teórica, se tendrán en cuenta para la aplicación al diseño estructural de las losas con viguetas doble T prefabricadas-pretensadas,

tomando como base la construcción del supermercado Multiplaza la Merced de la ciudad de Ambato.

**Requerimientos de acuerdo al diseño arquitectónico:**

- Se utilizarán losas doble T y debido a su simetría, para el diseño se utilizará solamente una losa T, de un solo nervio, aunque se producirán simétricamente como doble T como se indica en la Figura No.3.
- Luz Física: 16.20m



*Figura No.3: Viga doble T y su simetría Viga T.*

*Elaborado por: Néstor Iza*

**Especificaciones**

- $f_y = 4200 \text{Kg/cm}^2$
- $f_u = 3800 \text{Kg/cm}^2$
- Peso Específico del Hormigón =  $2400 \text{Kg/m}^3$
- Módulo de Elasticidad del Acero de Preesfuerzo  
 $E_p = 200\,000 \text{Mpa} = 2\,000\,000 \text{Kg/cm}^2$

**Datos recopilados en Obra**

- $f'_{cc} = 280 \text{Kg/cm}^2$  (Para pisos, piso y carpeta)
- $f'_{cd} = 350 \text{Kg/cm}^2$  (Para columnas, ménsulas, nudos y vigas)

### **Códigos a aplicarse:**

Las normas a las que nos referiremos en el presente trabajo son las dadas por “Requisitos de Reglamento para el Concreto Estructural y Comentario (ACI 318S-08)”, American Concrete Institute, 2008. Adicionalmente, usaremos datos y estudios realizados por el “PCI Desing Handbook Precast and Prestressed Concrete”, Sixth Edition 2004. El Código Ecuatoriano de la Construcción “CEC 2002” y la Norma Ecuatoriana de la Construcción “NEC 2011”.

### **6.7.2 RESISTENCIA DEL HORMIGÓN**

Para adquirir una buena resistencia en el hormigón requiere de aspectos fundamentales especialmente cuando se trabaja en fábrica con un estricto control de calidad, para que este se produzca de manera adecuada, tiene especial importancia el curado y la forma en que este se ejecute. En nuestro medio, muchas veces se pone atento cuidado en la preparación del hormigón, pero luego se descuida del curado; esto tiene una decisiva influencia en la vida útil del hormigón.

La temperatura es otro aspecto importante a tenerse en cuenta, ya que su incremento acelera notablemente la transformación química, por esta razón, en fabrica muchas veces realizan un curado a base de vapor de agua con lo que se obtiene altas resistencias a muy temprana edad, factor de importancia tomado en cuenta que se utilizan hormigones de alta resistencia que con el uso adecuado de aditivos puede llegar fácilmente a **400 o 500 kg/cm<sup>2</sup>**.

Además factores a tomar en cuenta para una buena calidad del hormigón son: contar con relaciones agua/cemento de alrededor del 35%, y asentamientos de 10 a 15 cm medidos a través del cono de Abrams, adicionalmente se deberá contar con agregados de buena calidad que cumplan con normas ASTM C33 (ASTM, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, USA).

Al igual que el hormigón armado, el hormigón a ser preesforzado debe presentar buenas características con respecto a los siguientes aspectos:

1. Resistencia a la compresión
2. Resistencia a la tracción
3. Resistencia a corte
4. Rigidez, medida por medio del módulo de elasticidad del hormigón  $E_c$ .
5. Retracción o contracción del hormigón
6. Fluencia lenta o deformación plástica del hormigón

Partiendo de la condición de que el acero de pretensado tiene un esfuerzo de fluencia muy alto, el esfuerzo de tracción en el elemento por ende, será muy alto también. Considerando esta situación y tomando en cuenta el equilibrio que siempre debe existir entre compresiones y tracciones en un elemento, es necesario trabajar con resistencias de hormigón altas, ya que el no hacerlo implicaría dimensiones demasiado grandes. Esto sería desaprovechar uno de los principales beneficios del hormigón pretensado.

Por lo expuesto en el apartado 6.7.2, se utilizará un hormigón de:

$$f'c = 400 \text{ Kg/cm}^2$$

### **6.7.3 TIPO DE ACERO**

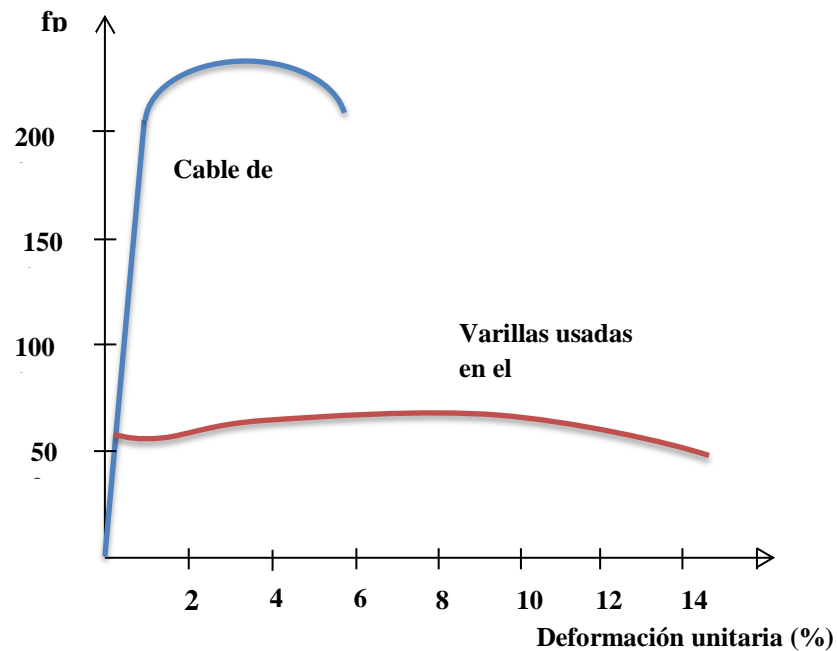
No es posible utilizar el acero de refuerzo adoptado comúnmente en el hormigón armado como acero de preesfuerzo, ya que por las deformaciones que sufre el hormigón, la elongación inicial que se produce al tensar el acero prácticamente se pierde, y por lo tanto desaparece la fuerza de preesfuerzo. Ventajosamente se han desarrollado aceros de alta resistencia, cuya elongación es mayor que la del acero común.

Es necesario precisar que se denomina **armaduras activas** a las que se tensan para conseguir una fuerza de preesfuerzo y **armaduras pasivas** a las que no son tensadas, como las comúnmente utilizadas en el hormigón armado.

El acero de preesfuerzo en el mercado actual viene en alambres, en cables o en barras, como ya se mencionó en el apartado 6.6 “Tipos de acero de preesforzado”, siendo el más utilizado en el hormigón pretensado el cable (torón) de 7 hilos. En la actualidad se usa prácticamente solo el cable de baja relajación; antiguamente se usaba el cable de tensiones aliviadas; su diferencia radica en el proceso de fabricación, pues mientras el cable de baja relajación se mantiene tensionado, en un calentamiento final de alrededor de 350°C, en el de tensiones aliviadas se produce el mismo calentamiento pero sin tensión. Referencia de Collins Michel P./Mitchell Denis, “Prestressed Concrete Structures”, Response Publications, Canada, 1997, Pag.83.

El cable de baja relajación en la actualidad es usualmente de grado 270 ksi (kilo libras por pulgada cuadrada), equivalente a un esfuerzo mínimo de rotura ( $f_{pu}$ ) de 19000 kg/cm<sup>2</sup>, aunque eventualmente todavía existe el de grado 250 ksi, equivalente a un esfuerzo mínimo de rotura ( $f_{pu}$ ) de 17600 kg/cm<sup>2</sup>. El esfuerzo mínimo de fluencia ( $f_{py}$ ) con una elongación de 1% es de 17120 kg/cm<sup>2</sup>, para el grado 270 y de 15850 kg/cm<sup>2</sup> para el grado 250, de acuerdo a lo especificado en las normas ASTM A416. El módulo de elasticidad  $E_p$  varía según el proceso de fabricación y los componentes del acero; para el ejercicio de investigación vamos a utilizar un valor de 2000000 kg/cm<sup>2</sup>. El valor exacto para cada acero lo proporciona el fabricante, y varía usualmente entre 1950000 kg/cm<sup>2</sup> y 2050000 kg/cm<sup>2</sup>.

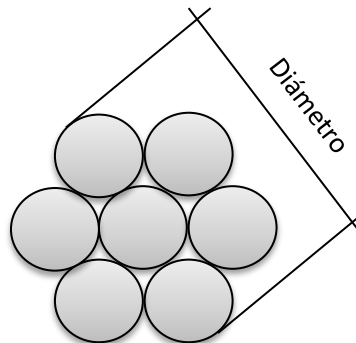
En la figura No.4 de esfuerzo-deformación, se puede ver la comparación de comportamientos y resistencia entre el acero comúnmente utilizado para armar estructuras de hormigón armado y el cable de 7 hilos usado en el hormigón pretensado.



**Figura No.4:** Curva esfuerzo – deformación de los aceros utilizados en hormigón armado y pretensado.\

**Fuente:** Fabián Carrasco Castro “Hormigón pretensado diseño de elementos isostáticos”, pag.51.

En la figura No.5 se puede observar la forma común de la disposición del cable o torón de 7 hilos, en la que se advierte que al no ser el área compacta, el diámetro físico medido no se puede utilizar para obtener el área total del cable por lo que en la tabla No.9 se presentan las principales propiedades de acuerdo al PCI (Collins Michel P. / Mitchell Denis, “Prestressed Concrete Structures”, Response Publications, Canada, 1997, Pag.81).



**Figura No.5:** Cable estándar de 7 hilos para pretensar.

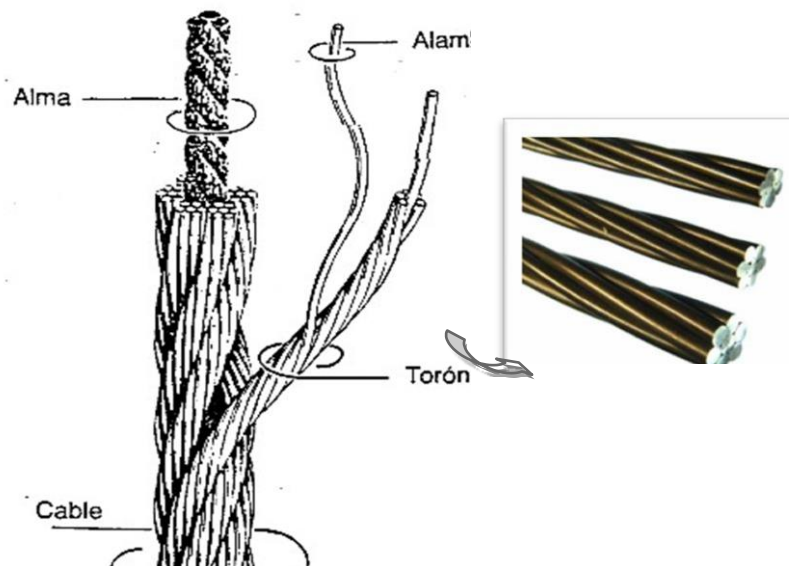
**Fuente:** Fabián Carrasco Castro “Hormigón pretensado diseño de elementos isostáticos”, pag.52.

TIPOS DE CABLES UTILIZADOS PARA PRETENSAR					
Grado $f_{pu}$ Ksi	Diámetro pulgadas	Grado $f_{pu}$ Kg/cm <sup>2</sup>	Diámetro mm	Área cm <sup>2</sup>	Masa Kg/m
250	1/4	17600	6.35	0.232	0.179
250	3/8	17600	9.53	0.526	0.403
250	1/2	17600	12.7	0.929	0.731
250	3/5	17600	15.24	1.294	1.104
270	3/8	19000	9.53	0.548	0.432
<b>270</b>	<b>1/2</b>	<b>19000</b>	<b>12.7</b>	<b>0.987</b>	<b>0.790</b>
270	3/5	19000	15.24	1.387	1.104

**Tabla No.9:** Cables utilizados comúnmente para pretensar.  
**Fuente:** Fabián Carrasco Castro "Hormigón pretensado diseño de elementos isostáticos", pag.52.

Como resultado del análisis realizado, se optó por utilizar acero grado 270, el cual tiene como propiedades: esfuerzo de fluencia  $f_{py}=17120 \text{ Kg/cm}^2$  y esfuerzo de rotura  $f_{pu}=19000 \text{ Kg/cm}^2$ .

Generalmente se utiliza torones de  $\phi$  1/2 " el área de estos lo encontramos en la **Tabla No.9** y a continuación se detalla el cable y sus componentes.



**Figura No.6:** Cable de acero  
**Fuente:** UTA-FICM, Tesis de Incidencia de la resistencia del hormigón a tracción en vigas para puentes de luces medianas, Enma Balladares.

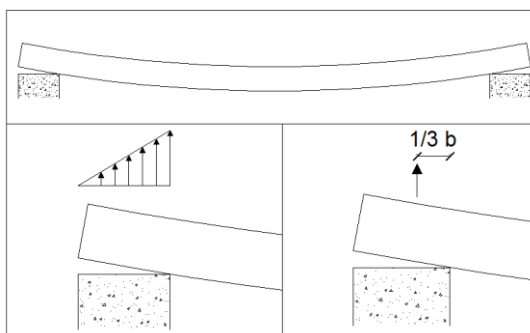


#### 6.7.4 HIPÓTESIS DE APOYO DE LOS ELEMENTOS

Al momento de determinar la luz de diseño a utilizar en el cálculo, surge la interrogante respecto a la posición real de la reacción de apoyo. Normalmente esta condición se pasa por alto y simplemente se utiliza la luz física del elemento.

Dado que en el hormigón pretensado, resulta contraproducente tanto el sobredimensionamiento como el subdimensionamiento, es decir, utilizar la luz física sería sobredimensionar y utilizar la luz del vano sería subdimensionar.

Por ello se ve la necesidad de estar lo más apegado posible a las condiciones reales, para dicho fin se analizará lo siguiente:



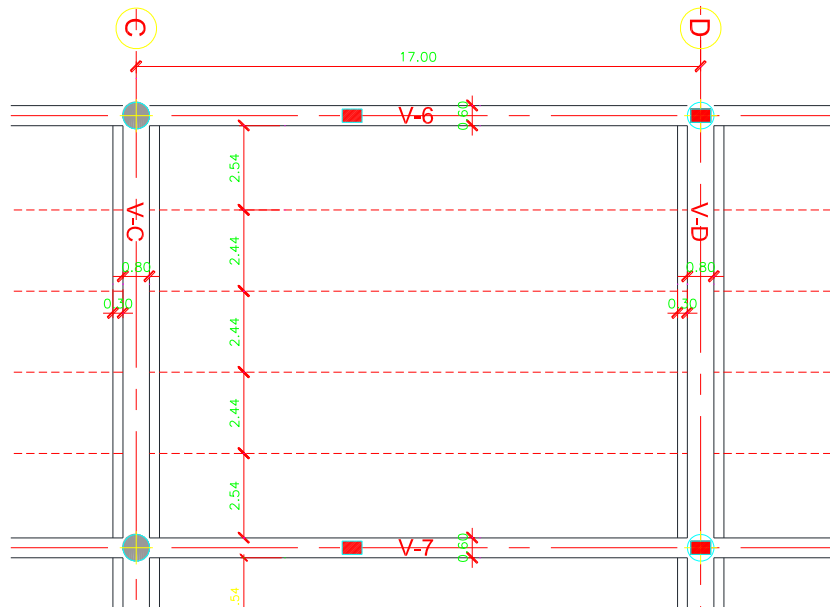
**Figura No.7:** Condiciones reales de apoyo.

**Fuente:** Universidad de Cuenca “Tesis diseño estructural de losas TT prefabricadas – pretensadas con extremos rígidos” Francisco Calderón y Rubén Ortega.

Como se puede apreciar en el gráfico, los elementos sometidos a flexión experimentan una deformación o flecha. Esto implica que a lo largo de la superficie de contacto entre la losa y el apoyo, la reacción no es puntual como se asume comúnmente, sino tiene una distribución no uniforme.

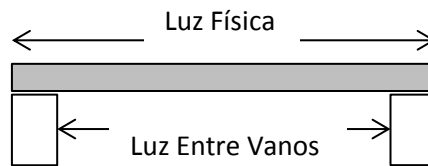
Para este caso se considera que a la altura de la cara del apoyo, se verá una reacción máxima que varía linealmente hasta llegar a cero en el inicio de la losa, resultando una distribución triangular. Por lo tanto, para efectos de determinar la luz de diseño del elemento, ahora si se concentrará la reacción de apoyo en el centro de gravedad del triángulo mencionado anteriormente.

Por lo tanto:



**Figura No.8:** Detalle de losa y vigas cargadoras.

**Fuente:** Plano Arquitectónico de Multiplaza la Merced “WS&A Cia. Ltda”



**Figura No.9:** Detalle de apoyos.

**Elaborado por:** Néstor Iza

$$L_{Física} = 17 - 0.40 - 0.40$$

$$L_{Física} = 16.20m$$

$$L_{Vanos} = 16.20 - 0.30 - 0.30$$

$$L_{Vanos} = 15.60m$$

$$L_{Diseño} = 15.60 + 2 \left( \frac{1}{3} * 0.30 \right)$$

$$L_{Diseño} = 15.80m$$

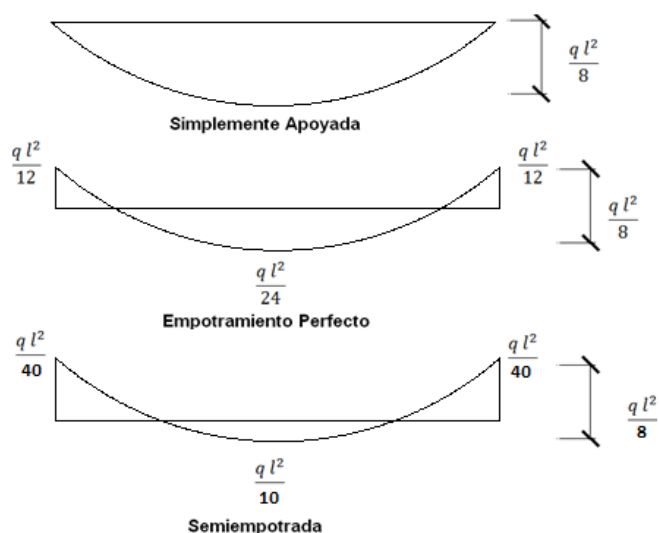
## 6.7.5 APROXIMACIÓN EMPÍRICA PARA ESTIMAR LA DISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS

Debido a las consideraciones analizadas, surge la necesidad de establecer una distribución de momentos que contemple la presencia de momentos positivos y negativos.

Se debe notar que luego de hormigonar la carpeta sobre los elementos prefabricados-pretensados se formará un sistema de losas continuas, sin embargo, no sería correcto considerar los elementos como empotrados ni tampoco como simplemente apoyados.

Por lo que según (Universidad de Cuenca “Tesis diseño estructural de losas TT prefabricadas-pretensadas con extremos rígidos” Francisco Calderón y Rubén Ortega, pág. 29), se opta por aproximar de manera empírica la distribución de momentos.

Así, para elementos simplemente apoyados (no existen momentos negativos), el coeficiente de momento positivo es  $1/8$ . Para el caso de elementos empotrados, el coeficiente de momento negativo es  $1/12$  y el de momento positivo es  $1/24$  y para la condición de semiempotramiento para momento negativo es  $1/40$  y para momento positivo  $1/10$ , como se indica en la No.10.



**Figura No.10:** Distribución de momentos para diferentes condiciones de apoyo.  
**Fuente:** Temas de hormigón, Vigas de grandes luces de Ángel Ayarza Pág. 14

Como se considera un semiempotramiento, el coeficiente debe ser:

- Para momento negativo: menor que el de empotramiento (1/12) y mayor que el de simplemente apoyado (0).
- En el caso de momento positivo: menor que el de simplemente apoyado (1/8) y mayor que el de empotrado (1/24).

#### **6.7.6 ANCHO EFECTIVO**

Cuando se habla de losas T o doble T se debe considerar que las alas de dichos elementos funcionan como alas propiamente dichas, hasta cierta distancia, la cual se denomina ancho efectivo. Éste está definido por los siguientes criterios según el ACI (Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-08) y comentario, versión en español y en sistema métrico. 8.12.2 y 8.12.3, Pag. 118):

- “El ancho efectivo de la losa usada como ala de las vigas T no debe exceder 1/4 de la luz de la viga, y el ancho sobresaliente efectivo del ala a cada lado del alma no debe exceder:
  - a) 8 veces el espesor de la losa, y
  - b) La mitad de la distancia libre a la siguiente alma”.

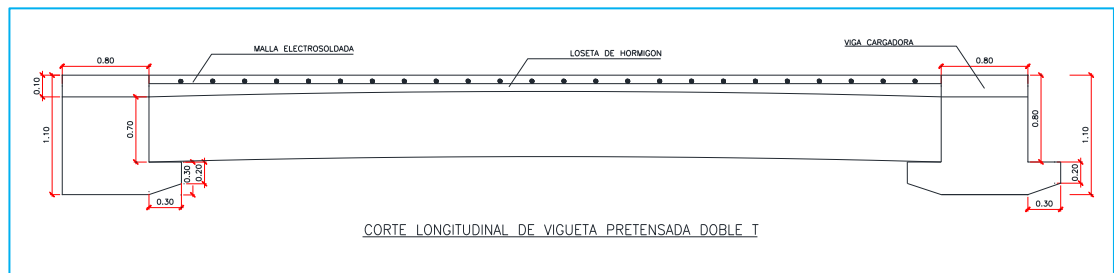
Si por algún motivo se requiere sobrepasar estas limitaciones, la longitud excedente de ala se debe diseñar y armar como una losa maciza por separado. No obstante, se recomienda procurar que el ancho efectivo determine las dimensiones del elemento para evitar el armado adicional de los excedentes de las alas.

#### **6.7.7 PREDIMENSIONAMIENTO DE LA SECCIÓN**

Para el predimensionamiento de las viguetas doble T prefabricadas-pretensadas, se ha tomado como referencia el diseño arquitectónico de la estructura por lo cual

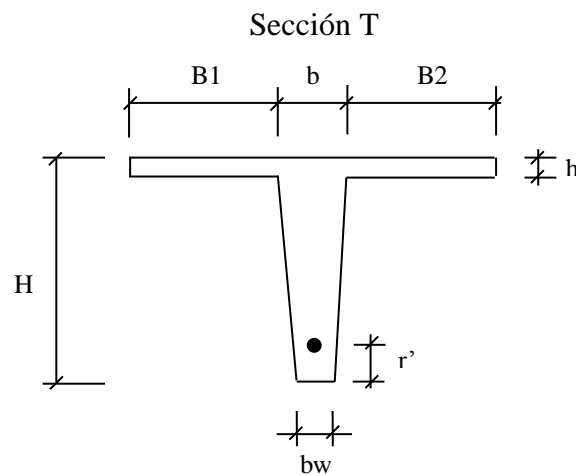
se ha utilizado las mismas dimensiones de las secciones de las viguetas doble T colocadas en obra.

En el caso de un prediseño propio de una estructura se recomienda utilizar las dimensiones con las que trabaja el fabricante o en consecuencia se puede trabajar con las dimensiones que propone el “PCI Desing Handbook Precast and Prestressed Concrete”,Fifth Edition, desde las páginas 2-7 hasta 2-24.



**Figura No.11:** Geometría del elemento prefabricado-pretensado.  
**Fuente:** Plano Arquitectónico de Multiplaza la Merced “WS&A Cia. Ltda”

Como solución constructiva se tiene la siguiente sección transversal:



**Figura No.12:** Detalle de la sección T.  
**Elaborado por:** Néstor Iza

<b>DIMENSIONAMIENTO DE LA SECCION SIMPLE</b>		
H	70	cm
H	5	cm
B1	54	cm
B2	54	cm
B	14	cm
Bw	12	cm
Ancho total	122	cm

**Tabla No.10:** Dimensionamiento de la sección simple.  
**Elaborado por:** Néstor Iza

En cuanto se puede acotar respecto a las dimensiones del prediseño, siempre hay que tener en cuenta el apartado antes mencionado (6.7.6), que corresponde a los valores de longitud de las alas (B1, B2), por lo cual deben ser preferentemente menores o iguales al ancho efectivo mencionado.

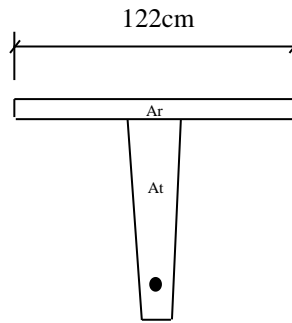
- $15.80 * \frac{1}{4} = 3.95m$  Cumple el ancho efectivo de la losa.

Ancho sobresaliente efectivo del alma a cada lado

- $8 * h = 8 * 5 = 40cm$  Cumple.
- La mitad de la distancia a la siguiente alma =  $\frac{108}{2} = 54cm$  Cumple.

### **6.7.8 ÁREA DE LA SECCION TRANSVERSAL**

Una vez dimensionada la sección, mediante cálculos geométricos del trapecio y rectángulo se obtiene su sección transversal;



**Figura No.13: Detalle de la sección Transversal.**  
**Elaborado por: Néstor Iza**

$$At = \frac{b + bw}{2} * (H - h) \quad \text{Ecuación (6.7. 1)}$$

$$At = \frac{14 + 12}{2} * (70 - 5) = 845cm$$

$$Ar = \text{Ancho total} * h \quad \text{Ecuación (6.7. 2)}$$

$$Ar = 122 * 5 = 610cm$$

$$A = At + Ar \quad \text{Ecuación (6.7. 3)}$$

$$A = 845 + 610 = 1455cm^2$$

At = área del trapecio

Ar = área del rectángulo

A = área de la sección transversal simple de las losas con sección T.

Posteriormente al incrementarse la altura del elemento al hormigonar la carpeta, se incrementa la altura de la sección transversal en 10 cm (este valor depende de cada uno de los diseños en este caso ver el detalle en la figura No.11). Pero debido a que se trata de un hormigón de menor resistencia se obtiene una altura equivalente mediante la relación entre los módulos de elasticidad del hormigón de la losa pretensada y el módulo de elasticidad de la carpeta hormigonada in situ;

$$n = \frac{E_{cc}}{E_c} \quad \text{Ecuación (6.7. 4)}$$

Ecuación (6.1.4): Universidad de Cuenca “Tesis diseño estructural de losas TT prefabricadas-pretensadas con extremos rígidos” Francisco Calderón y Rubén Ortega.

$$E_c = 15100 * \sqrt{f'c} \quad \text{Ecuación (6.7. 5)}$$

Ecuación (6.1.5): ACI 318-08 pág. 457 transformado en  $Kgf/cm^2$

$E_{cc}$  = módulo de elasticidad de la carpeta hormigonada in situ.

$E_c$  = módulo de elasticidad del hormigón de la sección T.

$$n = \frac{15100 * \sqrt{f'cc}}{15100 * \sqrt{f'c}} \quad \text{Ecuación (6.7. 6)}$$

$$n = \frac{15100 * \sqrt{280}}{15100 * \sqrt{400}}$$

$$n = \frac{252671.33}{302000}$$

$$n = 0.84$$

$f'cc$  = resistencia a los 28 días del hormigón de la carpeta hormigonada in situ.

Por lo tanto la altura equivalente de la carpeta hormigonada in situ es:

$$h'c = n * hc \quad \text{Ecuación (6.7. 7)}$$

$$hc = 10cm$$

$$h'c = 0.84 * 10$$

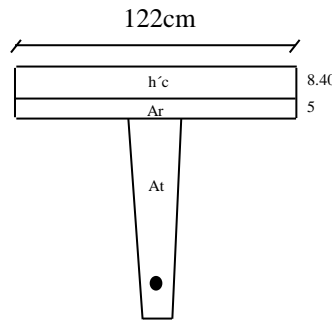
$$h'c = 8.4 cm$$

$h'c$  = altura equivalente de la carpeta hormigonada in situ.



$hc$  = altura de la carpeta hormigonada in situ.

Una vez obtenida la altura equivalente, mediante cálculos geométricos se obtiene el área su sección transversal compuesta:



**Figura No.14:** Detalle de la sección Transversal compuesta.  
**Elaborado por:** Néstor Iza

$$At = \frac{b + bw}{2} * (H - h) \quad \text{Ecuación (6.7. 8)}$$

$$At = \frac{14 + 12}{2} * (70 - 5) = 845cm$$

$$Ar = \text{Ancho total} * h = 122 * (5 + 8.4) = 1634.8cm$$

$$Ac = At + Ar = 845 + 1634.8 = 2479.8cm^2$$

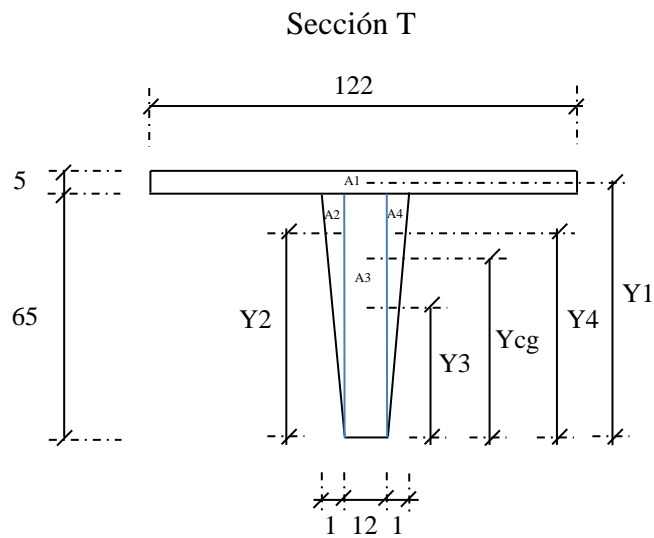
$At$  = área del trapecio

$Ar$  = área del rectángulo

$Ac$  = área de la sección transversal compuesta de la losa con sección T.

### 6.7.9 CENTRO DE GRAVEDAD

Para obtener el centro de gravedad de la sección T es necesario dividir la sección en elementos conocidos como triángulos y rectángulos.



**Figura No.15:** Detalle de áreas y distancias al centro de gravedad de cada figura correspondiente a la sección T.

**Elaborado por:** Néstor Iza

$$A1 = 122\text{cm} * 5\text{cm} = 610\text{cm}^2$$

$$A2 = \frac{1\text{cm} * 65\text{cm}}{2} = 32.5\text{cm}^2$$

$$A3 = 12\text{cm} * 65\text{cm} = 780\text{cm}^2$$

$$A4 = \frac{1\text{cm} * 65\text{cm}}{2} = 32.5\text{cm}^2$$

Para obtener el centro de gravedad del elemento se utilizó la siguiente expresión:

$$Y_{cg} = \frac{\sum M}{\sum A}$$

Ecuación (6.7. 9)

Ecuación (6.1.9): UTA, FICM, Tesis # 580 pág. 131

$$Y_{cg} = \frac{(A1 * Y1) + (A2 * Y2) + (A3 * Y3) + (A4 * Y4)}{A1 + A2 + A3 + A4}$$

$$Y_{cg} = \frac{(610 * 67.5) + \left(32.5 * \frac{2}{3} * 65\right) + (780 * 32.5) + (32.5 * \frac{2}{3} * 65)}{610 + 32.5 + 780 + 32.5}$$

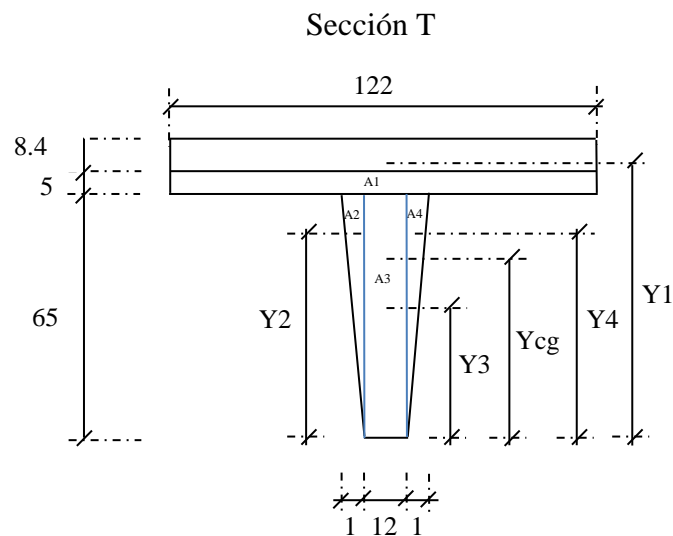
$$Y_{cg} = 47.66 \text{ cm}$$

$Y_{cg}$  = centro de gravedad de la sección simple T.

$\Sigma M$  = sumatoria de momentos desde la fibra inferior del alma.

$\Sigma A$  = sumatoria de áreas del alma y alas.

Con un procedimiento similar se obtiene el centro de gravedad de la sección compuesta ver figura No.16:



**Figura No.16:** Detalle de áreas y distancias al centro de gravedad de cada figura correspondiente a la sección compuesta T.

**Elaborado por:** Néstor Iza

$$A1 = 122\text{cm} * 13.4\text{cm} = 1634.8\text{cm}^2$$

$$A2 = \frac{1\text{cm} * 65\text{cm}}{2} = 32.5\text{cm}^2$$

$$A3 = 12\text{cm} * 65\text{cm} = 780\text{cm}^2$$

$$A4 = \frac{1cm * 65cm}{2} = 32.5cm^2$$

Para obtener el centro de gravedad del elemento se utilizó la siguiente expresión:

$$Y_{cg_c} = \frac{\sum M}{\sum A}$$

$$Y_{cg_c} = \frac{(A1 * Y1) + (A2 * Y2) + (A3 * Y3) + (A4 * Y4)}{A1 + A2 + A3 + A4}$$

$$Y_{cg_c} = \frac{(1634.8 * 71.7) + \left(32.5 * \frac{2}{3} * 65\right) + (780 * 32.5) + \left(32.5 * \frac{2}{3} * 65\right)}{1634.8 + 32.5 + 780 + 32.5}$$

$$Y_{cg_c} = 58.63 \text{ cm}$$

#### 6.7.10 CALCULO DE LAS INERCIAS

Para obtener la inercia del elemento se utilizó el teorema de los ejes paralelos de Steiner.

$$I_{cg} = \sum I_{cg_i} + A * r^2 \quad \text{Ecuación (6.7. 10)}$$

$$r = Y_{cg} - Y_i \quad \text{Ecuación (6.7. 11)}$$

$$I_{cg} = I_{cg1} + I_{cg2} + I_{cg3} + I_{cg4} \quad \text{Ecuación (6.7. 12)}$$

$$\begin{aligned}
I_{cg} = & \left[ \frac{b_1 * h_1^3}{12} + (A_1 * (Y_1 - Y_{cg})^2) \right] \\
& + \left[ \frac{b_2 * h_2^3}{36} + (A_2 * (Y_{cg} - Y_2)^2) \right] \\
& + \left[ \frac{b_3 * h_3^3}{12} + (A_3 * (Y_{cg} - Y_3)^2) \right] & \text{Ecuación (6.7. 13)} \\
& + \left[ \frac{b_4 * h_4^3}{36} + (A_4 * (Y_{cg} - Y_4)^2) \right]
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
I_{cg} = & \left[ \frac{122 * 5^3}{12} + (610 * (67.5 - 47.66)^2) \right] \\
& + \left[ \frac{1 * 65^3}{36} + (32.5 * (47.66 - 43.33)^2) \right] \\
& + \left[ \frac{12 * 65^3}{12} + (780 * (47.66 - 32.5)^2) \right] \\
& + \left[ \frac{1 * 65^3}{36} + (32.5 * (47.66 - 43.33)^2) \right]
\end{aligned}$$

$$I_{cg} = 241382.45 + 8237.81 + 453888.97 + 8237.81$$

$$I_{cg} = 711747.04 \text{ cm}^4$$

$I_{cg}$  = momento de inercia total del elemento, con respecto a su centro de gravedad.

$I_{cg_i}$  = momento de inercia parcial, con respecto al centro de gravedad.

$A$  = área de la sección transversal del elemento.

$r$  = distancia desde el centro de gravedad del elemento, al centro de gravedad total del elemento.

Con un procedimiento similar se obtiene la inercia de sección compuesta ver figura No.16:

$$\begin{aligned}
 I_{cg_c} = & \left[ \frac{122 * 13.4^3}{12} + (1634.8 * (71.7 - 58.63)^2) \right] \\
 & + \left[ \frac{1 * 65^3}{36} + (32.5 * (58.63 - 43.33)^2) \right] \\
 & + \left[ \frac{12 * 65^3}{12} + (780 * (58.63 - 32.5)^2) \right] \\
 & + \left[ \frac{1 * 65^3}{36} + (32.5 * (58.63 - 43.33)^2) \right] \\
 I_{cg_c} = & 303726.60 + 15236.40 + 807190.98 + 15236.40 \\
 I_{cg_c} = & 1141390.37 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

### 6.7.11 RADIO DE GIRO

En ingeniería estructural, el radio de giro describe la forma en la cual el área transversal o una distribución de masa se distribuye alrededor de su eje centroidal. Concretamente es el valor medio cuadrático de distancia de los puntos de la sección o la distribución de masa respecto a un eje que pasa por el centro de la misma.

El radio de giro del elemento se obtiene de la siguiente expresión expuesta por (PCA-Notas sobre ACI 318-02, Requisitos para hormigón estructural, 10.11.2, pag.11-4):

$$\begin{aligned}
 r^2 &= \frac{I_{cg}}{A} && \text{Ecuación (6.7. 14)} \\
 r^2 &= \frac{711747.04}{1455} \\
 r^2 &= 489.17 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

### 6.7.12 MODULO DE LA SECCIÓN

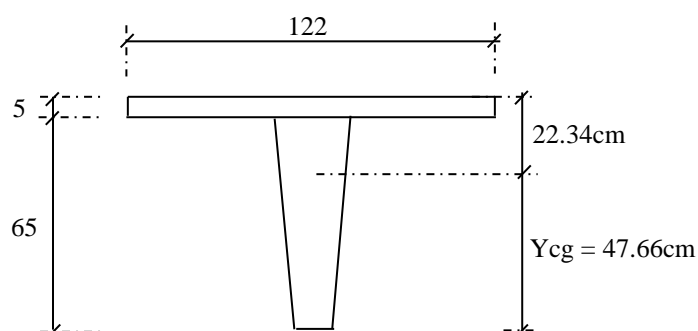
El módulo resistente es una magnitud geométrica que caracteriza resistencia de una sección sometido a flexión. De hecho, el momento resistente es calculable a partir de la forma y dimensiones de dicha sección transversal.

El modulo resistente de la sección se obtiene de la siguiente expresión expuesta por Universidad de Cuenca “Tesis diseño estructural de losas TT prefabricadas-pretensadas con extremos rígidos” Francisco Calderón y Rubén Ortega:

$$S = \frac{I_{cg}}{c} \quad \text{Ecuación (6.7. 15)}$$

$S$  = modulo resistente de la sección.

$c$  = distancia desde el centro de gravedad del elemento a la fibra de interés.



**Figura No.17:** Detalle de distancias a la fibra inferior y superior con respecto al  $Y_{cg}$ .

**Elaborado por:** Néstor Iza

Por lo tanto los módulos resistentes en la sección son:

- Respecto a la fibra superior:

$$S^t = \frac{I_{cg}}{c_t}$$

$$S^t = \frac{711747.04}{22.34}$$

$$S^t = 31859.76 \text{ cm}^3$$

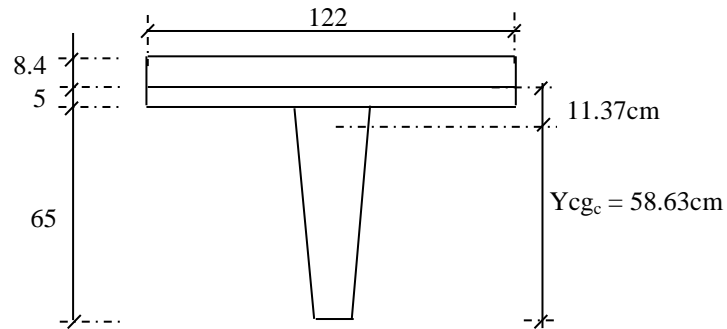
- Respecto a la fibra inferior:

$$S_b = \frac{Icg}{c_b}$$

$$S_b = \frac{711747.04}{47.66}$$

$$S_b = 14933.84 \text{ cm}^3$$

Y los módulos resistentes de la sección compuesta son:



**Figura No.18:** Detalle de distancias a la fibra inferior y superior de la sección compuesta con respecto al  $Y_{cg}$ .

**Elaborado por:** Néstor Iza

- Respecto a la fibra superior:

$$S_c^t = \frac{Icg_c}{c_c^t}$$

$$S_c^t = \frac{1141390.37}{11.37}$$

$$S_c^t = 100386.14 \text{ cm}^3$$

$c_c^t$  = distancia desde el centro de gravedad de la sección compuesta a la fibra superior de la losa.



- Respecto a la fibra inferior:

$$S_{bc} = \frac{Icgc}{c_{bc}}$$

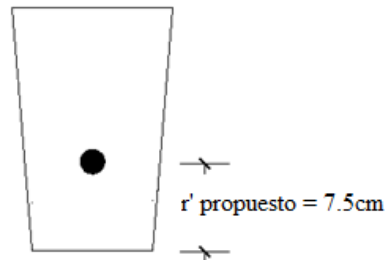
$$S_{bc} = \frac{1141390.37}{58.63}$$

$$S_{bc} = 19467.68 \text{ cm}^3$$

$c_{bc}$  = distancia del centro de gravedad de la sección compuesta a la fibra inferior de la losa.

### 6.7.13 EXCENTRICIDAD

La excentricidad se obtiene restando simplemente el centro de gravedad del elemento menos el centro de gravedad de los cables medido desde el extremo inferior ver figura No.18 para el valor de  $r'$  propuesto, ya que el valor verdadero de  $r'$  se encuentra al momento de calcular el número de torones:



**Figura No.19:** Detalle del valor de  $r'$ .  
**Elaborado por:** Néstor Iza

$$e = Ycg - r'$$

Ecuación (6.7. 16)

$$e = 47.66 - 7.5$$

$$e = 40.16 \text{ cm}$$

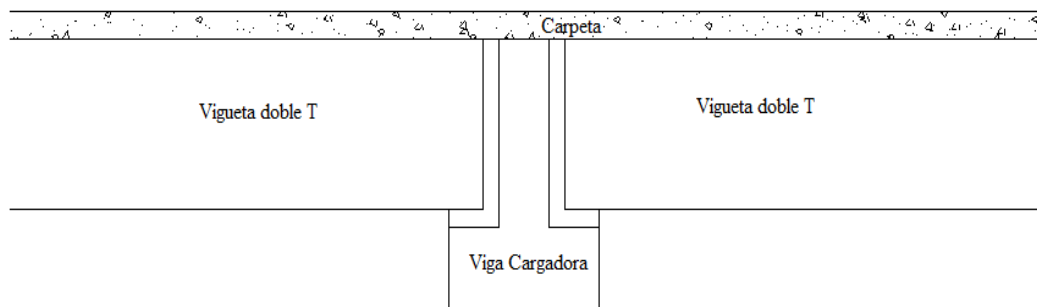
$r'$  = centro de gravedad de los cables medido desde el extremo inferior:

#### 6.7.14 CALCULO DE CARGAS Y MOMENTOS

En este apartado es muy importante saber las etapas que se llevara a cabo en el análisis y diseño del elemento prefabricado pretensado expuestas por “Universidad de Cuenca “Tesis diseño estructural de losas TT prefabricadas–pretensadas con extremos rígidos” Francisco Calderón y Rubén Ortega, pág. 27”.

En las etapas iniciales conocidas como “momento de cortar los cables” y “momento de hormigonar la carpeta”, el elemento se comporta como isostático por lo que el cálculo se realizara con el modelo matemático de viga simplemente apoyada.

A partir del estado conocido como “cargas de servicio”, que se considera la acción de los momentos negativos producto de un semiempotramiento en los extremos por lo que el cálculo se realizara con el modelo matemático de viga semiempotrada.



**Figura No.20:** Sección rellenada al momento de hormigonar in situ.  
**Elaborado por:** Néstor Iza

El semiempotramiento en los extremos se consigue mediante el uso de barras de acero corrugado embebidas en las losas, las cuales se anclan con una adecuada longitud de desarrollo a los elementos, al momento del hormigonado de la carpeta como se puede apreciar en la figura No.21.



**Figura No.21:** Hormigonado de carpeta en Multiplaza la Merced.  
**Elaborado por:** Néstor Iza

#### 6.7.14.1 Peso Propio

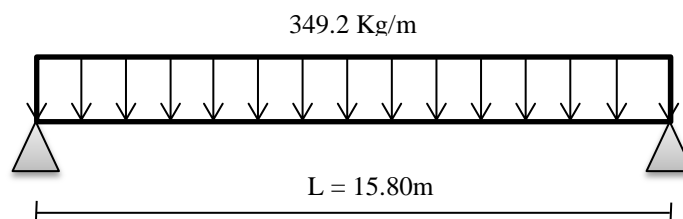
Para el cálculo de la carga lineal distribuida de la sección, se multiplica la sección transversal de la losa T por el peso específico del hormigón, obteniéndose así la carga distribuida por metro.

$$q_D = A_{Total} \cdot \gamma_{HO} \quad \text{Ecuación (6.7. 17)}$$

$$q_D = 0.1455 \cdot 2400$$

$$q_D = 349.2 \text{ Kg/m}$$

Por lo tanto la carga queda distribuida de la siguiente manera en el diagrama de cuerpo libre:



**Figura No.22:** Diagrama de carga distribuida para peso propio.  
**Elaborado por:** Néstor Iza

El momento por peso propio, se obtiene mediante la ecuación para vigas simplemente apoyadas por lo tanto se obtiene lo siguiente:

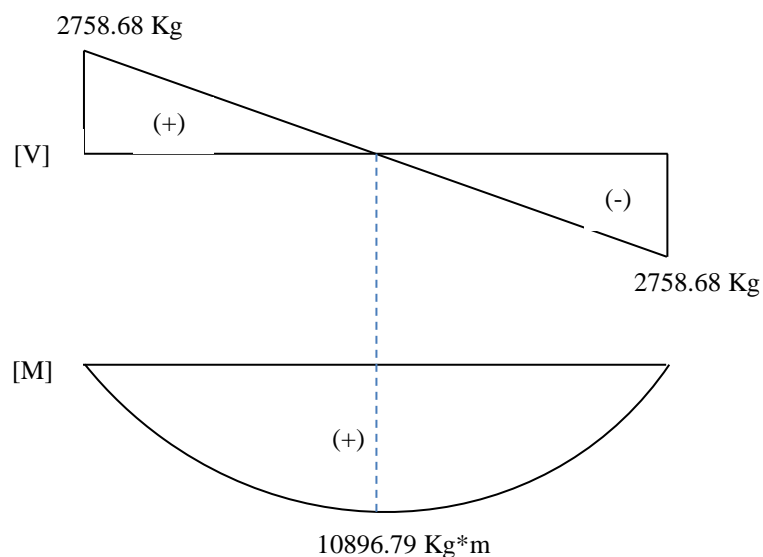
$$M_D = \frac{ql^2}{8} \quad \text{Ecuación (6.7. 18)}$$

$$M_D = \frac{349.2 * 15.80^2}{8}$$

$$M_D = 10896.79 \text{ Kg} * m$$

$l$  = luz entre apoyos

El diagrama por corte y momento por peso propio de la sección prefabricada-pretensada es:



**Figura No.23:** Diagrama de corte y momento de la sección T.  
**Elaborado por:** Néstor Iza

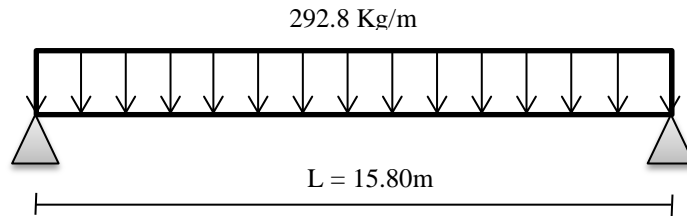
### 6.7.14.2 Carpeta

La carga distribuida de la carpeta se obtiene directamente del espesor del hormigón que se ha fundido in situ en este caso ( $hc = 10\text{cm}$  dato recogido en obra), con ancho de losa que corresponde al ancho de la viga T igual a 1.22m (ver figura No.14), de tal manera que la carga se obtiene de la siguiente manera.

$$q_{SD} = \text{Ancho total} * h_c * \gamma_{HO}$$

Ecuación (6.7. 19)

$$q_{SD} = 1.22 * 0.10 * 2400 = 292.8 \text{ Kg/m}$$



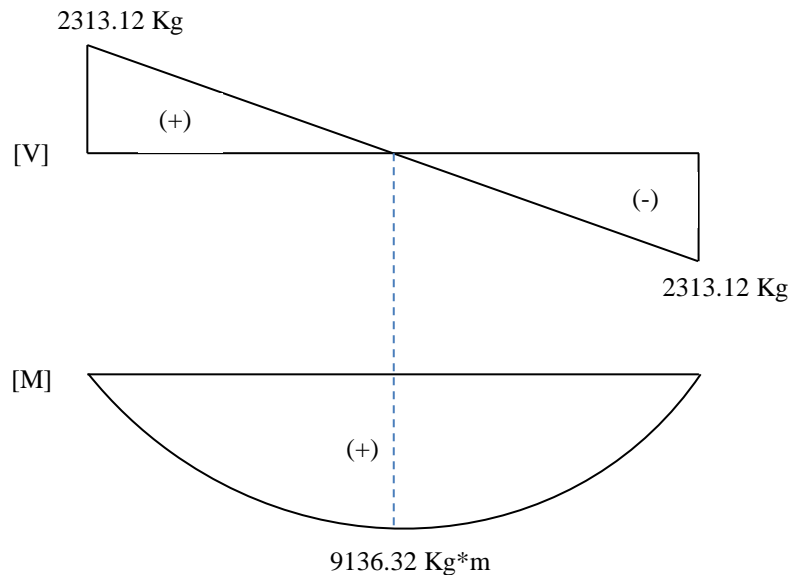
**Figura No.24:** Diagrama de carga distribuida para peso por carpeta fundida en situ.

**Elaborado por:** Néstor Iza

El momento por peso de la carpeta, se obtiene mediante la ecuación para vigas simplemente apoyadas por lo tanto se obtiene lo siguiente:

$$M_{SD} = \frac{ql^2}{8} = \frac{292.8 * 15.80^2}{8} = 9136.82 \text{ Kg} * \text{m}$$

El diagrama de corte y momento para la carga por peso propio de la carpeta hormigonada in situ serían los siguientes:



**Figura No.25:** Diagrama de corte y momento de carpeta fundida en situ.

**Elaborado por:** Néstor Iza

### 6.7.14.3 Carga de Trabajo

Adicionalmente se considera al momento de hormigonar la carpeta, una carga de trabajo que implica el peso de trabajadores, vibradores, etc.

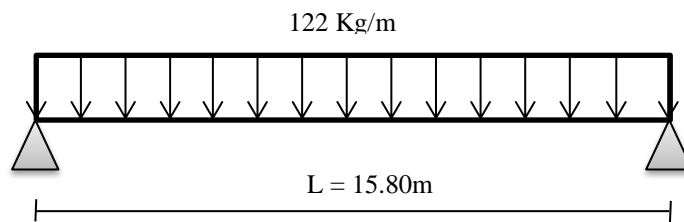
Esta carga se utiliza únicamente para el segundo estado y su valor de acuerdo a la norma “AISI Capitulo F.4, articulo F 4.7.3.1”, está en el orden de:

$$q_T = 1.0 \text{ KPa} = 102.04 \text{ Kg/m}^2 \approx 100 \text{ Kg/m}^2$$

Par obtener la carga distribuida por metro se multiplica por el ancho de la losa:

$$q_T = 100 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} * 1.22 \text{m}$$

$$q_T = 122 \text{ Kg/m}$$



**Figura No.26:** Diagrama de carga distribuida de carga de trabajo.  
**Elaborado por:** Néstor Iza

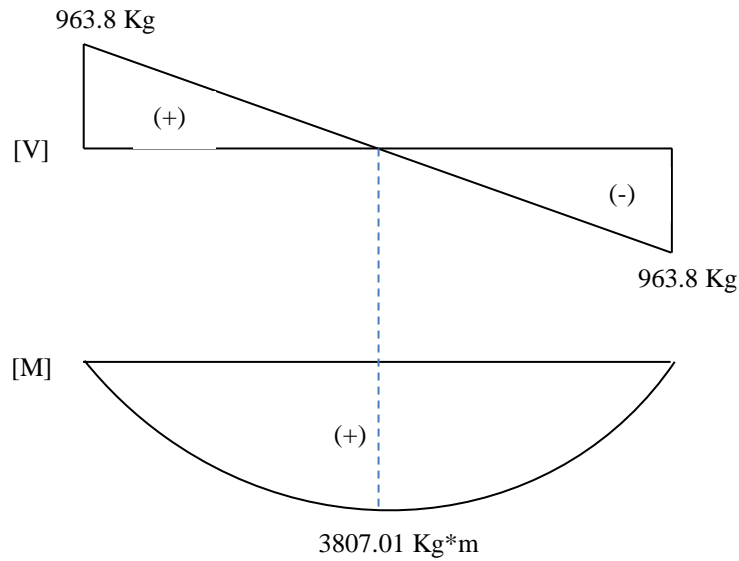
El momento por carga de trabajo se obtiene de manera similar que para la carga por carpeta:

$$M_T = \frac{ql^2}{8}$$

$$M_T = \frac{122 * 15.80^2}{8}$$

$$M_T = 3807.01 \text{ Kg} * \text{m}$$

El diagrama de corte y momento para la carga por trabajo serían los siguientes:



**Figura No.27:** Diagrama de corte y momento de carga de trabajo.  
**Elaborado por:** Néstor Iza

#### 6.7.14.4 Carga Muerta de Paredes

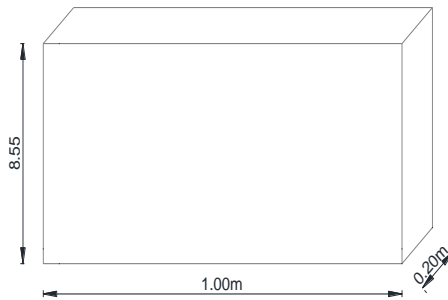
Considerando que se tiene los detalles arquitectónicos de las paredes, se procede a realizar un cálculo de manera real, la carga muerta de paredes se calcula por cada metro lineal de pared.

Paredes de fachada  $h=8.55\text{m}$  (verificado en obra)

Paredes interiores  $h=2.40\text{m}$  (verificado en obra)

Paredes interiores de gipsum  $h=(8.55-2.40)=6.15\text{m}$  (verificado en obra)

- Pared Tipo I

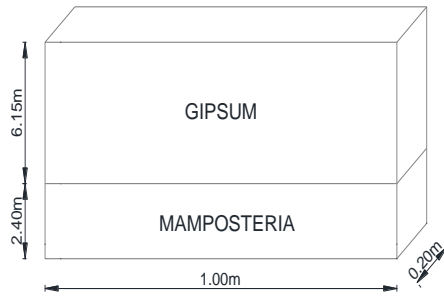


**Figura No.28:** Pared tipo I.  
**Elaborado por:** Néstor Iza

$$P_1 = 0.15 * 1.00 * 855 * 1600$$

$$P_1 = 2052 \text{ Kg/m}$$

- Pared Tipo II



**Figura No.29: Pared tipo II.  
Elaborado por: Néstor Iza**

$$P_M = 0.15 * 1.00 * 2.40 * 1600$$

$$PP_M = 570 \text{ Kg/m}$$

$$P_G = 0.02 * 1.00 * 6.15 * 1250$$

$$PP_G = 153.75 \text{ Kg/m}$$

$$P_2 = PP_M + PP_G$$

$$P_2 = 576 + 453.75$$

$$P_2 = 729.75 \text{ Kg/m}$$

Longitud pared tipo I:

$$L_I = 357.53m$$

Longitud pared tipo II:

$$L_{II} = 211.51m$$



Área total de la losa:

$$A = 6128.07m^2$$

Peso de paredes:

$$PP_I = 2052 \frac{Kg}{m} * 357.53m = 733651.56 Kg$$

$$PP_{II} = 729.75 \frac{Kg}{m} * 211.51m = 154349.42 Kg$$

Peso total de paredes:

$$PTP = 733651.56 Kg + 154349.42 Kg = 888000.98 Kg$$

Carga muerta de pared:

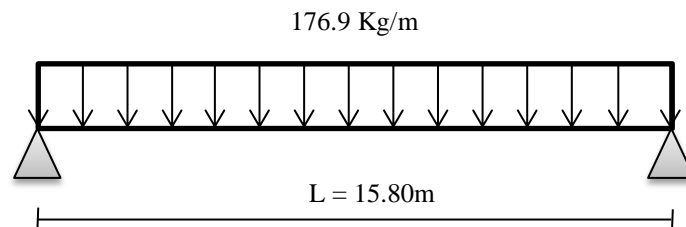
$$CMP = \frac{888000.98 Kg}{6128.07m^2}$$

$$CMP = 144.91 Kg/m^2 \approx 145 Kg/m^2$$

Par obtener la carga distribuida por metro se multiplica por el ancho de la losa:

$$q_{DP} = 145 \frac{Kg}{m^2} * 1.22m$$

$$q_{DP} = 176.9 Kg/m$$



**Figura No.30:** Diagrama de carga distribuida de carga muerta de paredes.  
**Elaborado por:** Néstor Iza

Como ya se mencionó anteriormente en la sección 6.7.13, a partir del tercer estado las losas trabajarán como elementos semiempotrados por lo que para obtener el momento negativo y positivo por carga muerta de pared, se utilizaran las expresiones mencionadas en el apartado 6.7.5 de la figura No.10:

Para momento positivo:

$$M_{DP} = \frac{ql^2}{10} \quad \text{Ecuación (6.7. 20)}$$

$$M_{DP} = \frac{176.9 * 15.80^2}{10} = 4416.13 \text{ Kg} * \text{m}$$

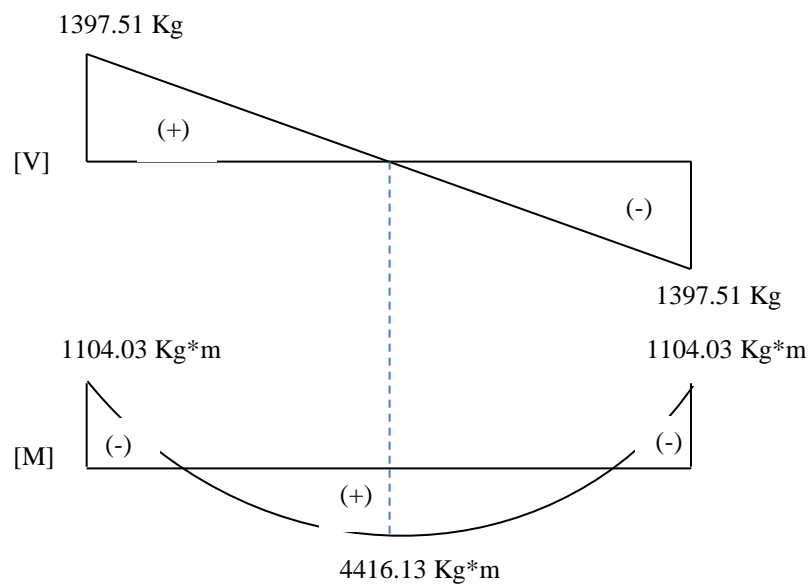
Para momento negativo:

$$M_{DP} = \frac{ql^2}{40} \quad \text{Ecuación (6.7. 21)}$$

$$M_{DP} = \frac{176.9 * 15.80^2}{40}$$

$$M_{DP} = 1104.03 \text{ Kg} * \text{m}$$

El diagrama de corte y momento para la carga muerta de paredes serían los siguientes:



**Figura No.31:** Diagrama de corte y momento de carga muerta de paredes.  
**Elaborado por:** Néstor Iza

#### **6.7.14.5 Carga Viva**

Las cargas vivas son cargas no permanentes producidas por materiales e inclusive gente en permanente movimiento. Cabinas, particiones y personas que entran y salen de una edificación pueden ser consideradas como carga vivas. Las cargas vivas son producidas por el uso y ocupación de la edificación y no deben incluir cargas ambientales tales como viento, sismo, ni la carga muerta. Consta principalmente de cargas de ocupación en edificios, estas pueden estar aplicadas total o parcialmente o no estar presentes y también es posible cambiarlas de ubicación. Su magnitud y distribución son inciertas en determinado momento, y además sus máximas intensidades a lo largo de la vida útil de la estructura no se conocen con precisión. Son cargas variables en magnitud y posición debidas al funcionamiento propio de la estructura.

Pueden ser causadas por los pesos de los objetos colocados temporalmente sobre una estructura, por ejemplo:

- Personal.
- Mobiliario.
- Empujes de cargas de almacenes.

Las cargas mínimas especificadas en los códigos se determinan estudiando la historia de sus efectos sobre estructuras existentes. Usualmente esas cargas incluyen un margen para tener una protección contra deflexiones excesivas o sobrecargas repentinas. Se supone que los pisos de edificios están sometidos a cargas vivas uniformes, que dependen del propósito para el cual el edificio es diseñado. Estas cargas están tabuladas en códigos locales, estatales o nacionales.

Las sobrecargas mínimas a considerar para el proyecto según el NEC 2011 es:

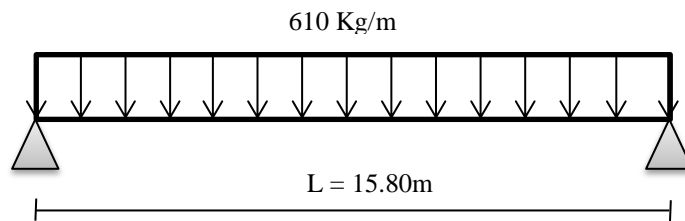
Para Almacenes (NEC del 2011 Capítulo 1, Cargas y Materiales, Tabla 1.2. Pág.6. (Ver Anexo A)

$$CV = 4.80 \frac{kN}{m^2} = 539.54 \frac{Kg}{m^2} \approx 500 \frac{Kg}{m^2}$$

Para obtener la carga distribuida por metro se multiplica por el ancho de la losa:

$$q_L = 500 * 1.22$$

$$q_L = 610 \text{ Kg/m}$$



**Figura No.32:** Diagrama de carga distribuida de carga viva.  
**Elaborado por:** Néstor Iza

Aplicado las mismas condiciones que en el caso anterior procedemos a calcular el momento por carga viva de la siguiente manera:

Para momento positivo:

$$M_L = \frac{ql^2}{10}$$

$$M_L = \frac{610 * 15.80^2}{10}$$

$$M_L = 15228.04 \text{ Kg} * m$$

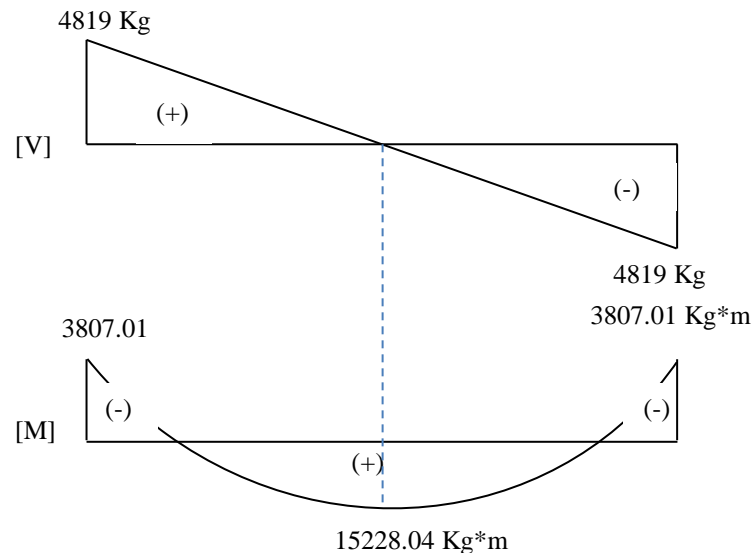
Para momento negativo:

$$M_L = \frac{ql^2}{40}$$

$$M_L = \frac{610 * 15.80^2}{40}$$

$$M_L = 3807.01 \text{ Kg} * m$$

El diagrama de corte y momento para la carga viva serían los siguientes:



**Figura No.33:** Diagrama de corte y momento de carga viva.  
*Elaborado por: Néstor Iza*

### 6.7.15 PÉRDIDAS EN LA FUERZA DEL PREESFUERZO

Como criterio general, se debe considerar que la fuerza utilizada para preesforzar un elemento estructural disminuye con el tiempo, reduciendo así su capacidad de resistencia y, por lo tanto, la suficiencia para soportar cargas. Las razones se pueden agrupar en dos categorías: aquellas que ocurren inmediatamente durante la construcción del miembro, y aquellas que ocurren a través de un extenso periodo de tiempo. La fuerza del preesfuerzo, puede reducirse inmediatamente debido a las pérdidas por fricción, deslizamiento del anclaje y el acortamiento elástico del concreto comprimido, y a medida que transcurre el tiempo, la fuerza se reduce más, gradualmente, primero rápidamente y luego más lentamente, debido a los cambios de longitud provenientes de la contracción y el flujo plástico del concreto y debido al relajamiento del acero altamente esforzado.

Si bien esta fuerza puede disminuir de por vida, para motivos de diseño, las pérdidas se calculan aproximadamente hasta un tiempo de **5 años**, después del cual estas se vuelven prácticamente despreciables.

La estimación de las pérdidas se puede efectuar en varios niveles diferentes. Para la mayoría de los casos, en el diseño práctico, no se necesita un cálculo detallado de pérdidas ya que es posible adoptar cantidades globales razonablemente precisas, tales expresiones se encuentran incluidas en los comentarios del ACI. Sin embargo, es indispensable tener una idea clara de las pérdidas en distintos estados de vida del elemento estructural, para realizar un diseño seguro y confiable; por ejemplo, es necesario conocer las pérdidas al momento de transmitir la fuerza de preesfuerzo, es decir, al instante de cortar los cables, al momento de izar el elemento, cuando recibe carga exterior, luego de un tiempo determinado, y en cualquier momento de importancia que considere el diseñador.

Para calcular y conocer las pérdidas podemos dividir en dos instantes: las instantáneas, que se producen durante el proceso de fabricación, y las diferidas a lo largo del tiempo. Véase el detalle en la tabla.

<b>PÉRDIDAS</b>	<b>HORMIGÓN</b>	<b>ACERO</b>
<b>Instantáneas</b>	Acortamiento elástico instantáneo por la fuerza de pretensado	Corrimiento y ajuste de las cuñas de pretensar
<b>Diferidas con el tiempo</b>	Retracción del hormigón Fluencia plástica del hormigón	Relajación del acero

**Tabla No.11:** *Causas de pérdidas de la fuerza de pretensado.*  
**Fuente:** *Fabián Carrasco Castro “Hormigón pretensado diseño de elementos isostáticos”, pág. 63.*

Los códigos dan valores un tanto distintos para las pérdidas en la fuerza de pretensado en los cables:

- PCI (PCI design handbook, “Precast and Prestressed Concrete”, Fifth Edition, Pag. 4-64.), da como rango de pérdidas totales valores alrededor de  $1760 \text{ Kg/cm}^2$  a  $3520 \text{ Kg/cm}^2$ .

- La AASHTO, mediante el procedimiento de suma total de pérdidas (Nawy G. Edward, “Prestressed Concrete: A Fundamental Approach”, Fifth Edition, Table 3.1, Pag. 74), para torones de pretensar bajo condiciones normales, da un valor de  $3170 \text{ Kg/cm}^2$  con un hormigón cuya resistencia sea de  $f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$ .
- El ACI, edición 2008, en la parte correspondiente a los comentarios dice (Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-08) y comentario, versión en español y en sistema métrico, R18.6, pág.300) “Los valores globales de una suma de pérdidas de preesfuerzo para elementos, tanto pretensados como postensados, que se indicaban en ediciones anteriores 1983 de los Comentarios, se consideran obsoletos. Se pueden calcular fácilmente estimativos razonablemente precisos de las pérdidas de preesfuerzo.....”. Para llegar a estimar razonablemente la pérdida total en el torón de pretensar, se desagregan de la siguiente manera:

$$\Delta f_{pt} = \Delta f_{pa} + \Delta f_R + \Delta f_{pe} + \Delta f_{cr} + \Delta f_{cf} \quad \text{Ecuación (6.7. 22)}$$

En donde:

$\Delta f_{pt}$  = pérdida total en los torones expresada en  $\text{Kg/cm}^2$

$\Delta f_{pa}$  = pérdida por corrimiento y ajuste de cuñas

$\Delta f_R$  = pérdida por relajación del acero de preesfuerzo

$\Delta f_{pe}$  = pérdida por acortamiento elástico instantáneo del hormigón

$\Delta f_{cr}$  = pérdida por la retracción del hormigón

$\Delta f_{cf}$  = pérdida por la fluencia plástica del hormigón

A continuación se presenta el cálculo de cada una de ellas:

### 6.7.15.1 Pérdida por el Acortamiento Instantáneo del Hormigón al Momento de Cortar los Cables

El hormigón, como todo material, se acorta al aplicarle una fuerza de compresión; así sucede por ejemplo, al someterle a una fuerza producida por los cables de peesfuerzo, y desde luego se acortan también los cables que se encuentran embebidos en el hormigón, reduciendo de esta manera la fuerza de pretensado.

La elongación o alargamiento del cable de pretensado, viene dada por la fórmula de la Ley de Hooke que se escribe de la siguiente manera:

Módulo de elasticidad de los cables:

$$E_p = \frac{f_{pi}}{\varepsilon} \quad \text{Ecuación (6.7. 23)}$$

El esfuerzo de pretensado inicial es:

$$f_{pi} = \frac{P_i}{A_p} \quad \text{Ecuación (6.7. 24)}$$

La deformación unitaria de los cables es:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{L} \quad \text{Ecuación (6.7. 25)}$$

Tenemos la conocida fórmula de:

$$\delta = \frac{P_i L}{E_p A_p} = \frac{f_{pi}}{E_p} \quad \text{Ecuación (6.7. 26)}$$

En donde:

$\delta$  = elongación o deformación total del torón



$P_i$  = fuerza de tensado inicial

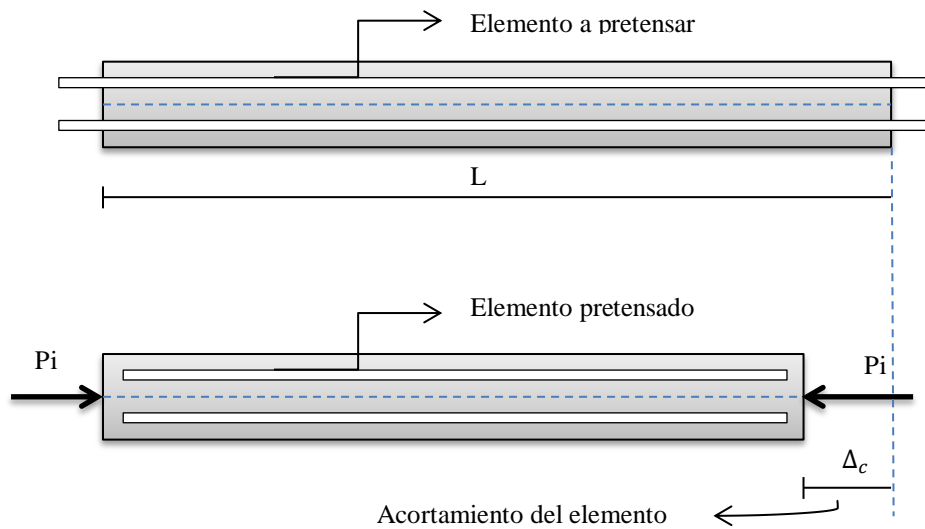
$L$  = longitud del cable de bancada a bancada

$E_p$  = módulo de elasticidad del acero de preesfuerzo

$f_{pi}$  = esfuerzo inicial en el cable de pretensado

$\varepsilon$  = deformación unitaria en el cable de pretensado

Entonces, si se aplica al torón una fuerza  $P_i$ , al cortar el mismo esta fuerza se transmite al hormigón, produciendo un acortamiento en el hormigón, como se muestra en la figura.



**Figura No.34:** Acortamiento elástico del hormigón debido a la fuerza de pretensar  $P_i$ .

**Fuente:** Fabián Carrasco Castro "Hormigón pretensado diseño de elementos isostáticos", pág. 66.

La deformación unitaria del hormigón de acuerdo a "Fabián Carrasco Castro "Hormigón pretensado diseño de elementos isostáticos", pág. 66", es:

$$\varepsilon_c = \frac{\Delta_c}{L} = \frac{f_c}{E_c} = \frac{P_i}{A_c E_c} \quad \text{Ecuación (6.7. 27)}$$

$\Delta_c$  = acortamiento en el hormigón producto de la fuerza trasferida al momento de cortar los cables

Con esta ecuación obtenemos la deformación unitaria del hormigón en función de la fuerza de pretensar  $P_i$ , del área de la sección transversal del elemento  $A_c$  y el módulo de elasticidad  $E_c$  del hormigón.

El acero de preesfuerzo sufre el mismo acortamiento que el hormigón, por lo que la pérdida del torón de acuerdo a “Fabián Carrasco Castro “Hormigón pretensado diseño de elementos isostáticos”, pág. 66, es:

$$\Delta f_{pe} = E_p E_c = \frac{E_p P_i}{A_c E_c} = \frac{n P_i}{A_c} = n f_c \quad \text{Ecuación (6.7. 28)}$$

Donde:

$n$  = relación entre módulos de elasticidad del acero de preesfuerzo y el hormigón

$f_c$  = es el esfuerzo promedio en el hormigón, debido a la fuerza de pretensar  $P_i$

La ecuación anterior hace referencia al esfuerzo del hormigón  $f_c$  que es constante en el caso de carga axial, pero en flexión, como sabemos, varía linealmente desde el centro de gravedad hasta los extremos de la sección, y el acortamiento que nos interesa conocer es el que se produce en el cable de pretensar; por lo tanto, debemos obtener el esfuerzo en el hormigón a la altura del cable. La distancia del centro de gravedad de la sección a la que se encuentra el cable se le conoce como excentricidad “ $e$ ”. Sabemos que el valor del esfuerzo, a la altura  $e$ , tomando en cuenta el momento por peso propio, única carga que interviene al cortar los cables, viene dado por la siguiente fórmula, expresada por “Arthur H. Nilson, Diseño de estructuras de concreto preesforzado, pág. 269”:

$$f_{cp} = -\frac{P_i}{A_c} \left( 1 + \frac{e^2}{r^2} \right) + \frac{eM_D}{I_c} \quad \text{Ecuación (6.7. 29)}$$

En donde:

$f_{cp}$  = esfuerzo en el hormigón a la altura de la excentricidad  $e$  del cable

$r^2 = \frac{I}{A}$  = radio de giro al cuadrado de la sección

$I_c$  = momento de inercia de la sección de hormigón

$M_D$  = momento flector por peso propio

$e$  = distancia del centro de gravedad de la sección a la altura de los cables

Por último la pérdida en acero de pretensar expresada por “Arthur H. Nilson, Diseño de estructuras de concreto preesforzado, pág. 269”, es:

$$\Delta f_{pe} = n f_c \quad \text{Ecuación (6.7. 30)}$$

Concluyendo con una leve explicación de lo que es la pérdida por el acortamiento instantáneo del hormigón, procedemos en primer lugar a encontrar el módulo de elasticidad del hormigón al momento de cortar los cables, el valor de  $f'_{ci}$  puede ser proporcionada por el fabricante pero en base a “Fabián Carrasco Castro “Hormigón pretensado diseño de elementos isostáticos, pág. 67”, este valor fluctúa entre 300 a 350  $Kg/cm^2$  o como también puede ser la resistencia de la viga a los 28 días:

$$E_{ci} = 15100 \sqrt{f'_{ci}} \quad \text{Ecuación (6.7. 31)}$$

$$E_{ci} = 15100 \sqrt{300}$$

$$E_{ci} = 261539.67 \text{ Kg/cm}^2$$

$E_{ci}$  = módulo de elasticidad de la viga al momento de cortar los cables

$f'_{ci}$  = resistencia a la compresión del hormigón al momento de cortar los cables

Después se obtiene la relación entre módulos de elasticidad entre el hormigón y el acero de preesfuerzo.

$$n = \frac{E_p}{E_{ci}} \quad \text{Ecuación (6.7. 32)}$$

$$n = \frac{2000000}{261539.67}$$

$$n = 7.65$$

Para calcular la fuerza de tensado inicial compuesta  $P_i$ , está dada por la siguiente expresión expuesta por “UTA-FICM, Tesis de Incidencia de la resistencia del hormigón a tracción en vigas para puentes de luces medianas, Enma Balladares”:

$$P_i = \frac{\left(\frac{M_1}{S_b} + \frac{M_2}{S_{bc}} - f_p^+\right)}{\left(\frac{1}{A} + \frac{e}{S_b}\right)} \quad \text{Ecuación (6.7. 33)}$$

$M_1$  = Sumatoria de momento por peso propio de la viga y momento de la carpeta.

$$M_1 = (10896.79 + 9136.32)Kg * m = 20033.11Kg * m$$

$S_b$  = Módulo de la sección simple de la fibra inferior.

$$S_b = 14933.84 \text{ cm}^3$$

$M_2$  = Sumatoria de momento por carga muerta de pared, trabajo y carga viva.

$$M_2 = (4416.13 + 3807.01 + 15228.04)Kg * m = 23451.18Kg * m$$

$S_{bc}$  = Módulo de la sección compuesta de la fibra inferior.

$$S_{bc} = 19467.68 \text{ cm}^3$$

$f_p^+$  = Esfuerzo permisible de la fibra extrema en tensión de los extremos de elementos simplemente apoyados.

Según el “ACI 318-08, artículo 18.4.1, pág. 297”, para los elementos sujetos a flexión los esfuerzos en el concreto inmediatamente después de la aplicación del preesforzado (antes de las pérdidas de preesforzado que dependen del tiempo) no deben exceder:

- a) El esfuerzo en la fibra extrema en compresión, excepto lo permitido en (b), no debe exceder:  **$0.60 f'_{ci}$** .
- b) El esfuerzo en la fibra extrema en compresión en los extremos de elementos simplemente apoyados no debe exceder:  **$0.70 f'_{ci}$** .
- c) Donde los esfuerzos de tracción calculados,  $f_t$ , excedan de  **$0.5 \sqrt{f'_{ci}}$**  en los extremos de elementos simplemente apoyados, o  **$0.25 \sqrt{f'_{ci}}$**  en otras ubicaciones, debe colocarse refuerzo adicional adherido (no preesforzado o preesforzado) en la zona de tracción, para resistir la fuerza total de tracción en el concreto, calculada con la suposición de sección no fisurada.

El esfuerzo permisible de tracción en  **$0.5 \sqrt{f'_{ci}}$**  bajo cargas de servicio para la zona de tensión precomprimida es donde ocurren las tensiones bajo cargas gravitacionales muertas y vivas.

Entonces según el “ACI 318-08, apéndice F, pág. 461”,  **$0.5 \sqrt{f'_{ci}} = 1.6 \sqrt{f'_{ci}}$**  (en el sistema mks).

Por lo tanto:

$$f_p^+ = 1.6 \sqrt{f'_{ci}}$$

Ecuación (6.7. 34)

$$f_p^+ = 1.6\sqrt{300}$$

$$f_p^+ = 27.71 \text{ Kg/cm}^2$$

$A$  = Área de la sección simple.

$$A = 1455 \text{ cm}^2$$

$e$  = Excentricidad desde el centro de gravedad de los aceros de preesfuerzo a la fibra más comprimida de la sección simple.

$$e = 40.16 \text{ cm}$$

Reemplazando datos en la ecuación (6.7.33), se calcula la fuerza de tensado inicial compuesta  $P_i$ :

$$P_i = \frac{\left(\frac{M_1}{S_b} + \frac{M_2}{S_{bc}} - f_p^+\right)}{\left(\frac{1}{A} + \frac{e}{S_b}\right)}$$

$$P_i = \frac{\left(\frac{20033.11 * 100\text{Kg} * \text{cm}}{14933.84} + \frac{23451.18 * 100\text{Kg} * \text{cm}}{19467.68} - 27.71\right)}{\left(\frac{1}{1455} + \frac{40.16}{14933.84}\right)}$$

$$P_i = 67199.53 \text{ Kg}$$

Para calcular el número de torones  $N$ , está dada por la siguiente expresión expuesta por “UTA-FICM, Tesis de Incidencia de la resistencia del hormigón a tracción en vigas para puentes de luces medianas, Enma Balladares”:

$$N = \frac{P_i}{f_{pu} * A_p} \quad \text{Ecuación (6.7. 35)}$$

$N$  = Numero de torones

$P_i$  = Fuerza de tensado inicial

$f_{pu}$  = Esfuerzo de tracción último, del acero de preesfuerzo

$A_{P1}$  = Área del acero de preesfuerzo de un solo torón

El valor de 0.74 es el esfuerzo de tensado propuesto de acuerdo al ACI que a continuación se detalla.

Reemplazando datos en la ecuación (6.7.35), se calcula el número de torones  $N$ :

$$N = \frac{P_i}{f_{pu} * A_{P1}}$$

$$N = \frac{67199.53}{0.74 * 19000 * 0.987}$$

$$N = 4.84 \text{ Torones}$$

$$N \approx 6 \text{ Torones}$$

Para calcular el verdadero valor de la fuerza de tensado inicial compuesta  $P_i$ , con el número de torones calculados, hay que tomar en cuenta las normas propuestos por el “ACI 318-08, artículo 18.5, pág. 299”, que a continuación se detallan.

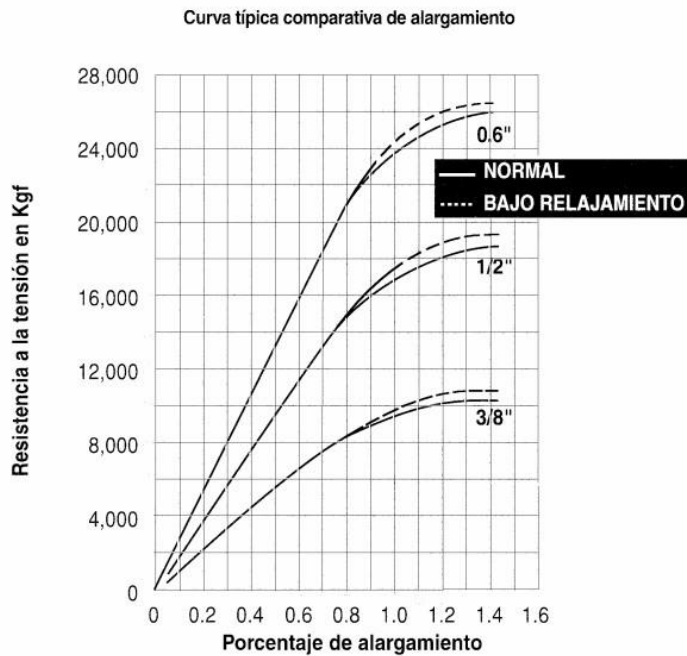
Los esfuerzos de tracción en el acero de preesforzado no deben exceder:

- a) Debido a la fuerza del gato de preesforzado  $0.94f_{py}$  pero no mayor que el mínimo entre  $0.80f_{pu}$  y el máximo valor recomendado por el fabricante del acero de preesforzado o de los dispositivos de anclaje.
- b) Inmediatamente después de la transferencia del preesfuerzo  $0.82f_{py}$  pero no mayor que  $0.74f_{pu}$ .

- c) Tendones de Postensado, en anclajes y acoples, inmediatamente después de la transferencia  $0.70f_{pu}$ .

Los torones se deben tensar entre 0.74 a 0.80 de  $f_{pu}$  o de 0.82 a 0.94  $f_{py}$  para que al momento de la transferencia y después de las pérdidas instantáneas se obtenga un esfuerzo máximo de que  $0.74 f_{pu}$  ó  $0.82f_{py}$ .

En cuanto al esfuerzo máximo los torones se deben tensar a un esfuerzo máximo de  $0.80 f_{pu}$ . Correspondiente a un esfuerzo de  $15200 \text{ Kg/cm}^2$  para un torón de  $\frac{1}{2}$ " (figura No.34), este valor está por debajo del esfuerzo de fluencia.



**Figura No.35:** Curva fuerza-deformación para tres torones de distinto diámetro.  
**Fuente:** UTA-FICM, Tesis de Incidencia de la resistencia del hormigón a tracción en vigas para puentes de luces medianas, Enma Balladares.

Por lo tanto el esfuerzo de tensado propuesto =  $0.74 f_{pu}$ .

$$0.74 * 19000 \text{ Kg/cm}^2 = 14060 \text{ Kg/cm}^2$$



Entonces:

$$f_{pi} = 14060 \text{ Kg/cm}^2$$

$f_{pi}$  = Esfuerzo inicial de tensado de los torones de preesfuerzo.

Fuerza de tensado inicial compuesta  $P_i$ , formula expresada por: “Fabián Carrasco Castro “Hormigón pretensado diseño de elementos isostáticos, pág. 68”.

$$P_i = A_p * f_{pi} \quad \text{Ecuación (6.7. 36)}$$

Dónde:

$$A_p = 6 \text{ torones} * 0.987 \text{ cm}^2$$

$$A_p = 5.92 \text{ cm}^2$$

Remplazando datos en la ecuación (6.7.36) tenemos:

$$P_i = A_p * f_{pi}$$

$$P_i = 5.92 * 14060$$

$$P_i = 83263.32 \text{ Kg}$$

Comprobación mediante la ecuación (6.7.35):

$$N = \frac{P_i}{f_{pu} * A_{p1}}$$

$$N = \frac{69386.10}{0.74 * 19000 * 0.987}$$

$$N = 6 \text{ tórones}$$

**Repartición de torones:** debe cumplir con la separación mínima y recubrimiento.

Separación de cables de preesfuerzo (ASSHTO 2007 sección 05 artículo 5.10.3.3.1):

- No debe ser menor que una distancia libre de 1.33 veces el tamaño máximo de los agregados.
- Ni menor que lo especificado en la tabla No.12.

Tamaño del cable (mm)	Separación (mm)
15.24 14.29 Especial 14.29	51
12.70 11.11	44
12.70 Especial 9.53	38

**Tabla No.12:** Separación entre centros de cables de preesfuerzo.  
**Fuente:** ASSHTO 2007, Sección 5, Tabla 5.10.3.3.1-1

El recubrimiento de hormigón (ASSHTO 2007 sección 05 artículo 5.10.3.3.1):

En el acero preesforzado y las armaduras no protegidas el recubrimiento no deberá ser menor que el especificado en la Tabla No.13, modificado para considerar la relación agua-cemento.

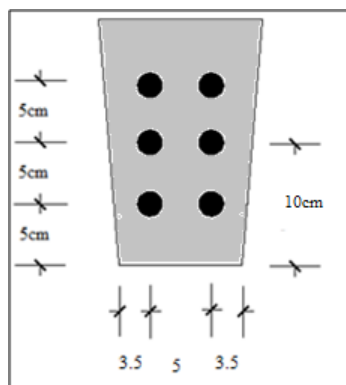
Para los cables de pretensado, accesorios de anclaje, conexiones mecánicas, barras de armadura o cables de Postensado, el recubrimiento es el mismo que para las armaduras no pretensadas.

SITUACIÓN	RECUBRIMIENTO (mm)
Exposición directa al agua salada	100
Hormigonado contra el suelo	75
Ubicaciones costeras	75

Exposición a sales anticongelantes	60
Superficies de tableros con tránsito de neumáticos con clavos o cadenas	60
Otras situaciones exteriores	50
Otras situaciones exteriores	
• Hasta barras N° 36	40
• Hasta barras N° 43 y N° 57	50
Fondo de losas hormigonadas in situ	
• Hasta barras N° 36	25
• Hasta barras N° 43 y N° 57	50
Encofrados inferiores para paneles prefabricados	20
Pilotes prefabricados de hormigón armado	
• Ambientes no corrosivos	50
• Ambientes corrosivos	75
Pilotes prefabricados de hormigón pretensado	50
Pilares hormigonados in situ	
• Ambientes no corrosivos	50
• Ambientes corrosivos	75
• En general	75
• Armadura protegida	75
• Cáscaras	50
• Hormigón colocado con lodo bentonítico, hormigón colocado por el sistema tremie o construcción con lechada.	75

**Tabla No.12:** Recubrimiento para las armaduras principales no protegidas (mm).  
**Fuente:** ASSHTO 2007, Sección 05, Tabla 5.12.3-1

Por lo tanto la repartición de los torones queda expresada de la siguiente manera:



**Figura No.36:** Repartición de torones en el alma de la sección T.  
**Elaborado por:** Néstor Iza

Como ya se mencionó en el apartado 6.7.12 el valor real de  $r'$  se encuentra con la cantidad de torones ver Figura No.36

$$r' = \frac{(5\text{cm} * 2) + (10\text{cm} * 2) + (15\text{cm} * 2)}{6}$$

$$r' = 10\text{cm}$$

En este caso el valor de  $r'$  propuesto cambio por 10cm, por lo que amerita calcular nuevamente la excentricidad con la ecuación (6.7.16).

$$e = Y_{cg} - r'$$

$$e = 47.66 - 10$$

$$e = 37.66 \text{ cm}$$

A continuación se calcula el esfuerzo de compresión a la altura del centroide de los cables de preesfuerzo con la ecuación (6.7.29):

$$f_{cp} = -\frac{P_i}{A} \left( 1 + \frac{e^2}{r^2} \right) + \frac{eM_D}{I_{cg}}$$

$M_D$  = Momento flector por peso propio

$$f_{cp} = -\frac{83263.32}{1455} * \left(1 + \frac{37.66^2}{489.17}\right) + \frac{37.66 * 10896.79 * 100}{711747.04}$$

$$f_{cp} = -165.49 \text{ Kg/cm}^2$$

Por último se calcula la pérdida con la ecuación (6.7.30):

$$\Delta f_{pe} = n f_{cp}$$

$$\Delta f_{pe} = 7.65 * 134.20$$

$$\Delta f_{pe} = 1265.97 \text{ Kg/cm}^2$$

### 6.7.15.2 Pérdida por Corrimiento de Cuñas

Al fijar su posición la cuñas de anclaje (acuñamiento), se produce pequeños corrimientos del cable al momento de transferir la fuerza del gato hidráulico al anclaje, es decir, las cuñas para sostener los cables, se deslizarán una distancia pequeña antes de que el torón sea amordazado firmemente; este corrimiento origina pérdidas de preesfuerzo.

De acuerdo al AASHTO “Especificaciones AASHTO para diseño de puentes por el método LRFD, sección 5 estructuras de hormigón, Pág. 5-87”, este corrimiento puede variar de 3 a 10 mm, dependiendo del tipo de equipo usado, dato que debe ser tomado en fábrica, o de la especificación dada por el constructor de las cuñas.

La deformación unitaria por corrimiento de cuñas expuesta por “Fabián Carrasco Castro “Hormigón pretensado diseño de elementos isostáticos”, pág. 69, es:

$$\varepsilon = \frac{v}{L} \quad \text{Ecuación (6.7. 37)}$$

$v$  = Corrimiento total de cuñas

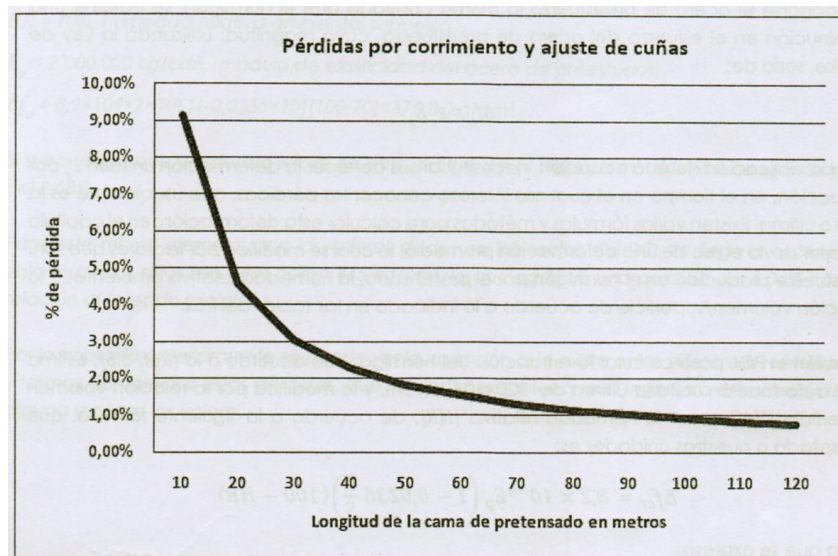
$L$  = Longitud de cables entre anclajes o cama de pretensar

Donde la pérdida por ajuste de cuñas de acuerdo a “Fabián Carrasco Castro “Hormigón pretensado diseño de elementos isostáticos”, pág. 69, es:

$$\Delta f_{pa} = \varepsilon E_p \quad \text{Ecuación (6.7. 38)}$$

$E_p$  = Módulo de elasticidad del acero de preesfuerzo

La magnitud de la pérdida por el corrimiento y ajuste de cuñas puede ser de importancia cuando la longitud del cable a tensar es corta, es decir, en fábrica cuando la cama de pretensado es corta, pudiendo en ciertos casos llegar a eliminar totalmente la fuerza de preesfuerzo; en cambio cuando se tiene cables de gran longitud, las pérdidas pueden incluso ser despreciables, ver la Figura No.37. Por esta razón no es aconsejable preesforzar elementos de corta dimensión.



**Figura No.37:** *Perdidas por corrimiento de cuñas, con relación a la longitud de la cama de pretensar.*

**Fuente:** *Fabián Carrasco Castro “Hormigón pretensado diseño de elementos isostáticos”, pág. 71.*

Por lo tanto adoptamos un valor de corrimiento de cuñas de 5mm (0.5cm) y una longitud total del cable de 16m.

$$v = 0.5cm$$

$$L = 1600\text{cm}$$

Remplazando valores en la ecuación (6.7.37), tenemos que la deformación unitaria por el corrimiento de cuñas es:

$$\varepsilon = \frac{v}{L}$$

$$\varepsilon = \frac{0.5}{1600}$$

$$\varepsilon = 0.0003125$$

Pérdida por ajuste de cuñas mediante la ecuación (6.7.38):

$$\Delta f_{pa} = \varepsilon E_p$$

$$\Delta f_{pa} = 0.0003125 * 2000000$$

$$\Delta f_{pa} = 625 \text{ Kg/cm}^2$$

### 6.7.15.3 Pérdida por Retracción del Hormigón

Las pérdidas por retracción se deben fundamentalmente al fraguado del hormigón, así como en menor medida, a factores que tienen que ver con el tipo de mezcla del hormigón, el curado, la geometría y las condiciones ambientales.

Aproximadamente el 80% de la retracción se produce durante el primer año de vida de la estructura y el promedio de la retracción última o final con elementos curados con humedad y al vapor es de  $780 \times 10^{-6}$  cm/cm, de acuerdo al reporte de Nawy G. Edward, "Prestressed Concrete: A Fundamental Approach", Fifth Edition, Table 3.1, Pág. 83.

La pérdida de esfuerzo sucede debido a que el acero de preesfuerzo y el hormigón deben acortarse en igual medida, por lo tanto, cuya magnitud se obtiene utilizando la ley de Hooke.

$$\Delta f_{cr} = \varepsilon_r E_p$$

Ecuación (6.7. 39)

$\varepsilon_r$  = Deformación unitaria por retracción

Para estimar la retracción existen varias fórmulas y métodos, entre ellos, el PCI proporciona la siguiente ecuación en la cual toma en cuenta la influencia de la relación volumen/superficie ( $V/S$ ) y la humedad relativa ( $HR$ ).

$$\Delta f_{cr} = 8.2 \times 10^{-6} E_p \left( 1 - 0.0236 \frac{V}{S} \right) (100 - HR)$$

Ecuación (6.7. 40)

En la que se expresa:

$E_p$  y  $\Delta f_{cr}$  en  $Kg/cm^2$

$V$  en  $cm^3$

$S$  en  $cm^2$

$HR$  en %

En donde:

Para obtener el volumen unitario de la sección, se multiplica el área de la sección transversal por la longitud unitaria:

$$V = 1455 * 1.00$$

$$V = 1455 \text{ cm}^3$$

Después se obtiene la superficie unitaria del elemento para lo cual se multiplica el perímetro de la sección por la longitud unitaria:

$$S = 382.02 * 1.00$$

$$S = 382.02 \text{ cm}^2$$



El último dato adicional que se requiere es el valor de la unidad relativa en fábrica, debido a que el curado se hace generalmente con vapor de agua, se puede tomar valores muy altos cercanos al 100% de humedad relativa:

$$HR = 90\%$$

Reemplazando datos en la ecuación (6.7.40), determinamos la pérdida:

$$\Delta f_{cr} = 8.2 \times 10^{-6} E_p \left( 1 - 0.0236 \frac{V}{S} \right) (100 - HR)$$

$$\Delta f_{cr} = 8.2 \times 10^{-6} * 2000000 \left( 1 - 0.0236 \frac{1455}{382.02} \right) (100 - 90)$$

$$\Delta f_{cr} = 149.26 \text{ Kg/cm}^2$$

#### 6.7.15.4 Pérdida por Fluencia Plástica del Hormigón

Las pérdidas por fluencia lenta o deformación plástica en el hormigón, así como en otros materiales, se debe a la presencia de un esfuerzo o carga permanente. La deformación producida varía con el tiempo y depende fundamentalmente de la magnitud de la carga aplicada, en este caso la de preesfuerzo, y como ya se explicó antes, depende también de factores que tienen que ver con el tipo de mezcla del hormigón, el curado, la geometría del elemento y condiciones ambientales.

Para el hormigón pretensado, usualmente la pérdida en el acero de preesfuerzo se obtiene utilizando la siguiente fórmula que nos proporciona Nawy G. Edward, "Prestressed Concrete: A Fundamental Approach", Fifth Edition, Table 3.1, Pág. 82:

$$\Delta f_{cf} = C_t \frac{E_p}{E_c} f_{cp} \quad \text{Ecuación (6.7. 41)}$$

$f_{cp}$  = Esfuerzo en el hormigón, a nivel del centroide del cable de preesfuerzo

$$C_t = \frac{t^{0.60}}{10 + t^{0.60}} C_u \quad \text{Ecuación (6.7. 42)}$$

$C_t$  = Coeficiente de deformación plástica, a la edad en días

$$C_u = \frac{\varepsilon_{fp}}{e_e} \quad \text{Ecuación (6.7. 43)}$$

$C_u$  = Relación entre las deformaciones unitarias por flujo plástico y elástica instantánea, cuyo valor se encuentre en el rango de 2 a 4. Cuando no se dispone de información específica, se recomienda un valor promedio de 2.35 datos proporcionados por Nawy G. Edward, “Prestressed Concrete: A Fundamental Approach”, Fifth Edition, Table 3.1, Pág. 82:

Por lo tanto:

$$C_u = 2.35$$

La edad a la cual se considera que ha ocurrido prácticamente toda la fluencia plástica de hormigón y a partir de la cual los valores son despreciables:

$$t = 5 \text{ años}$$

$$t = 1825 \text{ días}$$

Remplazando datos en la ecuación (6.7.42), el coeficiente de deformación plástica en 5 años sería:

$$C_t = \frac{t^{0.60}}{10 + t^{0.60}} C_u$$

$$C_t = \frac{1825^{0.60}}{10 + 1825^{0.60}} 2.35$$

$$C_t = 2.12$$

El módulo de elasticidad del hormigón:

$$E_c = 15100 \sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 15100\sqrt{400}$$

$$E_c = 302000 \text{ Kg/cm}^2$$

Con la ecuación (6.7.41), la pérdida sería:

$$\Delta f_{cf} = C_t \frac{E_p}{E_c} f_{cp}$$

$$\Delta f_{cf} = 2.12 * \frac{2000000}{302000} * 165.49$$

$$\Delta f_{cf} = 2323.44 \text{ Kg/cm}^2$$

#### 6.7.15.5 Pérdida por Relajación del Acero de Preesfuerzo

Los aceros de preesfuerzo sufren una pérdida en su esfuerzo a lo largo del tiempo, debido a la elongación constante a la que son sometidos, conocida como relajación. Usualmente el fabricante del acero da los valores del porcentaje de pérdida por relajación del acero, la misma que está en función directamente proporcional al tiempo y a la relación de esfuerzo inicial a la que se somete el preesfuerzo con relación al esfuerzo de fluencia, es decir:

$$\frac{f_{pi}}{f_{py}}$$

Ecuación (6.7. 44)

$f_{pi} = 14060 \text{ Kg/cm}^2$ ; Valor calculado anteriormente en base al ACI

$f_{py} = 17120 \text{ Kg/cm}^2$ ; Esfuerzo de fluencia del acero adoptado

Si bien el fabricante del acero de preesfuerzo da los valores de relajación de cada acero, pero existe una forma de calcular mediante la fórmula adoptada por Nawy G. Edward, "Prestressed Concrete: A Fundamental Approach", Fifth Edition, Pág. 58:

$$\Delta f_R = f_{pi} \left( \frac{\log t}{45} \right) \left( \frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0.55 \right) \quad \text{Ecuación (6.7. 45)}$$

Remplazando valores tenemos:

$$\Delta f_R = 14060 \left( \frac{\log(1825 * 24)}{45} \right) \left( \frac{14060}{17120} - 0.55 \right)$$

$$\Delta f_R = 393.38 \text{ Kg/cm}^2$$

A continuación se presenta un resumen de los valores obtenidos de las pérdidas y se expresa mediante un porcentaje de la fuerza inicial:

RESUMEN Y CÁLCULO FINAL DE PÉRDIDAS				
PÉRDIDAS EN EL HORMIGÓN	Acortamiento elástico instantáneo	1265,97	Kg/cm2	9,00%
	Retracción del hormigón	149,26	Kg/cm2	1,06%
	Fluencia plástica del hormigón	2323,44	Kg/cm2	16,53%
PÉRDIDAS EN EL ACERO	Corrimiento y ajuste de cuñas	625	Kg/cm2	4,45%
	Relajación del acero de preesfuerzo	393,38	Kg/cm2	2,80%
TOTAL	Pérdida en el acero de preesfuerzo	4757,05	Kg/cm2	33,83%

**Tabla No.13:** Resumen de pérdidas calculadas.  
*Elaborado por: Néstor Iza*

Entonces, el coeficiente de pérdidas a utilizarse para el cálculo de los esfuerzos mediante la fórmula expresada en la Universidad de Cuenca “Tesis diseño estructural de losas TT prefabricadas – pretensadas con extremos rígidos” Francisco Calderón y Rubén Ortega.

$$C_P = 1 - \frac{\% \text{ pérdidas}}{100} \quad \text{Ecuación (6.7. 46)}$$

$$C_P = 1 - \frac{33.83}{100}$$

$$C_P = 0.66$$

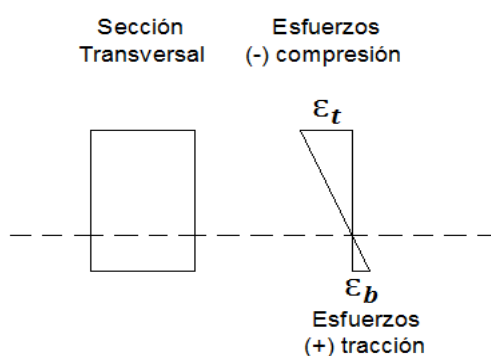
### 6.7.16 DISEÑO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN

Al aplicar cargas a una estructura, los elementos pertenecientes a la misma, deberán soportar diferentes tipos esfuerzos: flexión, cortante, axial, torsión. En este apartado se hará énfasis en el comportamiento y posterior diseño a flexión de los elementos. Debido a que, en general, el diseño estructural implica procesos iterativos, es lo más recomendable empezar por el diseño a flexión ya que este esfuerzo es el que generalmente rige para el dimensionamiento.

Es necesario definir parámetros de materiales tales como el acero a utilizar y la resistencia del hormigón, así como conocer las características arquitectónicas del proyecto, que proporcionan información respecto a luces de elementos, peraltes máximos permitidos, etc. Por otro lado conocer el uso que se le va a dar a la estructura para así definir las cargas.

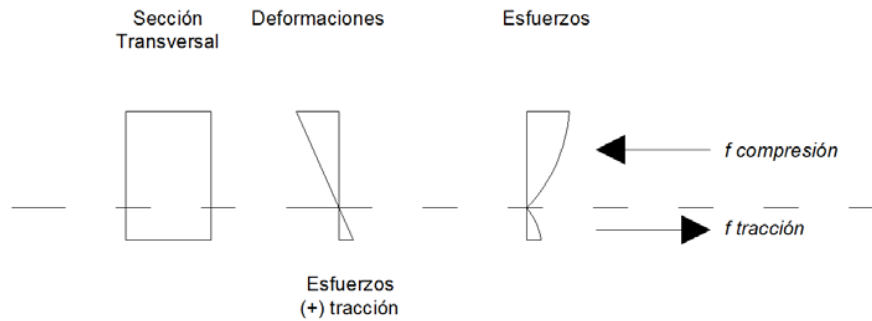
Una vez definidos los parámetros, cargas y otras características mencionadas anteriormente, se debe partir por imponer una sección y refuerzo, para comprobar si éstos tienen la capacidad suficiente para resistir las sollicitaciones externas a las que será sometida.

Como hipótesis inicial para analizar la flexión, al igual que en el hormigón armado, se considera que antes y después de la deformación, las secciones se mantendrán planas, hipótesis que se le atribuye a Navier o a Bernoulli. Esto nos permite relacionar las deformaciones linealmente mediante el siguiente esquema:



**Figura No.38:** Distribución de deformaciones en una sección sometida a flexión.  
**Fuente:** Fabián Carrasco Castro “Hormigón pretensado diseño de elementos isostáticos”, pág. 82.

La segunda hipótesis consiste en asumir que la deformación máxima del hormigón es 0,003, condición que asegura que el mismo llegue a su resistencia máxima antes que el acero. Conociendo el módulo de elasticidad del material, se puede determinar ya los esfuerzos mediante relaciones de triángulos.



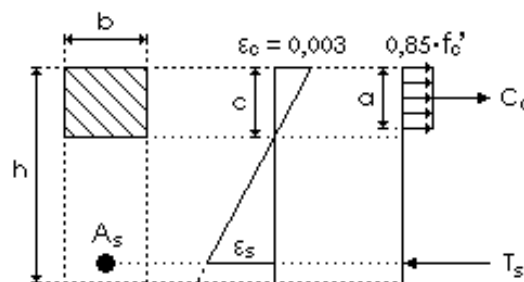
**Figura No.39:** Deformaciones y esfuerzos en una sección a flexión.

**Fuente:** Universidad de Cuenca “Tesis diseño estructural de losas TT prefabricadas – pretensadas con extremos rígidos” Francisco Calderón y Rubén Ortega.

La distribución de esfuerzos de compresión tiene una forma curva, y para motivo de cálculo se define un bloque rectangular de compresión compensado, mediante un factor  $\beta_1$ . El área de dicho rectángulo multiplicada por el esfuerzo a compresión proporciona la fuerza de compresión.

$$\beta_1 = 0.85 \text{ Para hormigon } f'c < 280 \quad \text{Ecuación (6.7. 47)}$$

$$\beta_1 = 1.05 - \frac{f'c}{1400} \text{ Para hormigon } f'c > 280 \quad \text{Ecuación (6.7. 48)}$$

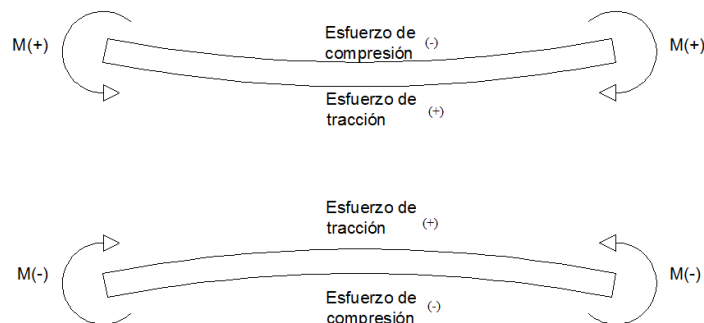


**Figura No.40:** Distribución de los esfuerzos de compresión y tracción en losas de hormigón armado.

**Fuente:** Universidad de Cuenca “Tesis diseño estructural de losas TT prefabricadas – pretensadas con extremos rígidos” Francisco Calderón y Rubén Ortega.

En el caso de los esfuerzos de tracción, se desprecia el aporte a tracción del hormigón por lo que únicamente el acero absorbe el esfuerzo, así la fuerza de tensión será: el esfuerzo de fluencia ( $F_y$ ) multiplicado por el área de acero ( $A_s$ ).

Los signos que usaremos en el presente estudio son: positivo (+) para indicar un esfuerzo de tracción, y negativo (-) para esfuerzo de compresión. En lo referente a momentos, para vigas ó elementos horizontales isostáticos, cuando la concavidad producida en el elemento es positiva, es decir la tracción está en la parte inferior del elemento, se considera momento positivo (+), y lo contrario, para concavidad negativa (-).



**Figura No.41:** Convención de signos utilizados para esfuerzos y momentos.  
**Fuente:** Fabián Carrasco Castro "Hormigón pretensado diseño de elementos isostáticos", pág. 85.

Al momento de comprobar la resistencia última, para evitar la falla frágil, es importante verificar que la sección esté sometida a una falla por fluencia del acero, para esto se debe cumplir con las cuantías mínimas y máximas establecidas por el ACI.

En el hormigón armado, la sección escogida usualmente se diseña únicamente a resistencia última; en el hormigón pretensado se tiene que verificar varios estados, por lo menos los que se indican a continuación:

- Al momento de cortar los cables, es decir cuando se le carga al elemento con la fuerza de preesfuerzo, y la única carga adicional que tiene es el peso propio. Comprobación que se realiza en estado elástico.
- Al momento de colocar la carpeta o cualquier carga muerta sobre el elemento. Al hablar de la carpeta, esta al fraguar, pasará a ser parte del

elemento y formará lo que se conoce como elemento compuesto, el cual será motivo de análisis del siguiente estado.

- Al momento de recibir cargas de servicio, usando nuevamente para esto el diseño elástico. Con estas cargas también deberá comprobarse que las fisuras sean despreciables y que las deflexiones y contraflecha (camber), a lo largo del tiempo sean adecuadas.
- Finalmente deberá comprobarse la sección a resistencia última, para verificar su resistencia a posibles sobrecargas.

### 6.7.16.1 Comportamiento al Momento de Cortar los Cables

Dentro de este estado se puede considerar también los estados correspondientes al izado, almacenado y transporte, siempre y cuando el elemento se encuentre en las mismas condiciones de apoyo durante todos los estados mencionados.

Los límites que aplican para los esfuerzos en el hormigón al momento de cortar los cables según el “ACI 318-08, artículo 18.4.1, pág. 297”, son:

<b>ESFUERZO</b>	<b>EXTREMOS</b>	<b>TRAMO CENTRAL</b>
Compresión	$0.7 f'ci$	$0.6 f'ci$
Tracción	$1.6 \sqrt{f'ci}$	$0.8 \sqrt{f'ci}$

**Tabla No.14:** Límites de esfuerzo al cortar los cables.  
**Fuente:** ACI 318-08, artículo 18.4.1, pág. 297

$f'ci$  = Resistencia a la compresión del hormigón al momento de cortar los cables

La razón por la que los límites en los extremos son más flexibles se debe a que la fuerza de pretensado prácticamente no actúa hasta alcanzar toda la longitud de transferencia.

En caso de no cumplirse los límites existen algunas posibilidades para solucionar el diseño, que dependen de la cantidad excedente que presenten los diferentes esfuerzos.

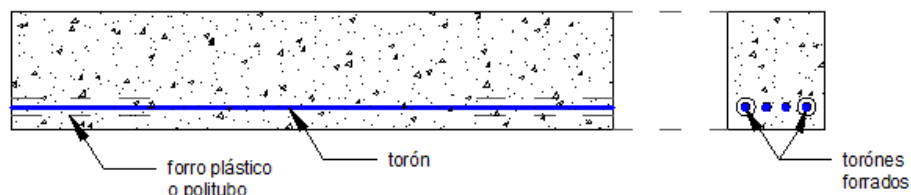


Por ejemplo, cuando los valores resultantes de los esfuerzos se encuentren muy por encima de los límites establecidos una solución adecuada es iterar tanto con el número de cables como con las dimensiones de la sección.

Para el caso en que los esfuerzos excedidos estén cerca de los límites, una solución común es colocar acero pasivo, es decir, acero convencional no preesforzado. Tomando en lo cuenta lo siguiente:

- En el caso de no cumplirse los límites a compresión, se puede colocar acero pasivo que cubra únicamente el esfuerzo excedente con respecto al límite en el elemento, pero cabe recalcar que un diseño que no cumpla los límites de compresión no es muy óptimo.
- En caso de no cumplirse los límites de tracción significa que el hormigón se ha fisurado y que por lo tanto ha perdido toda su capacidad de resistir esfuerzos de tracción, para esto deberá colocarse acero pasivo que soporte toda la fuerza de tracción presente en el elemento.

Otra solución utilizada comúnmente en edificios cuando los esfuerzos no cumplen los límites en los extremos, consiste en forrar una porción de los cables hasta máximo un 50% de éstos de acuerdo a Fabián Carrasco Castro “Hormigón pretensado diseño de elementos isostáticos”, pág. 91, consiguiéndose de esta manera eliminar la fuerza aplicada mediante la supresión de la adherencia en una longitud determinada, usando tubo PVC o mangueras. Vale recalcar que la cubrición de cables resta una distancia importante de transferencia de fuerza y por lo tanto al calcular los esfuerzos en los extremos con un nuevo  $P_i$  bajan sustancialmente.

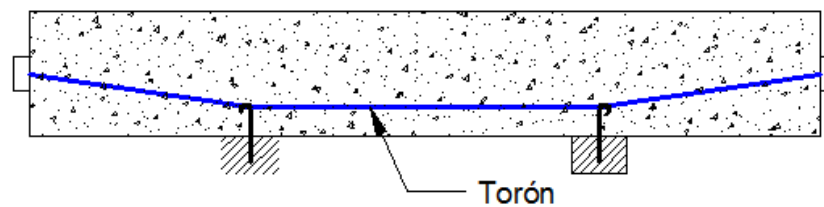


**Figura No.42:** Forrado de cables en los extremos, para desadherirlos del hormigón.

**Fuente:** Fabián Carrasco Castro “Hormigón pretensado diseño de elementos isostáticos”, pág. 91.

Una solución para controlar los esfuerzos en los extremos, y que mejora muchísimo el comportamiento del elemento en lo referente a esfuerzos internos, así como a deformaciones, es el uso de cables no rectos, esto es, cables con puntos de inflexión a una determinada distancia del centro de la luz, o también conocido como “secciones de excentricidad variable”, desde luego que se necesita de un tipo de sujetadores especiales para poder mantener el cable tensado con estos puntos de inflexión, los mismos que deben estar bien anclados a la cama de pretensar.

Debido a lo complicado de esta solución en la práctica, en nuestro medio, para casos de obras de no mayor magnitud, se prefiere los torones rectos, y en caso de ser necesario, es preciso aislarlos del hormigón, como ya se indicó anteriormente.



**Figura No.43:** Losas de excentricidad variable.

**Fuente:** Fabián Carrasco Castro “Hormigón pretensado diseño de elementos isostáticos”, pág. 93.

Los límites que aplican para la fuerza de pretensado en los cables son los siguientes, según el ACI 318-08, artículo 18.5, pág. 299:

Condición	Se escogerá un valor entre:	
Durante el tensado	$0.94 f_{py}$	$0.80 f_{pu}$
Instante después de la transferencia	$0.82 f_{py}$	$0.74 f_{pu}$

**Tabla No.15:** Límites de fuerza de pretensado.

**Fuente:** ACI 318-08, artículo 18.5, pág. 299.

### 6.7.16.1.1 Esfuerzos en el centro de la luz

Usando la sección no fisurada (trabajando toda la sección), en el estado elástico, los esfuerzos en las fibras extrema superior e inferior vienen dadas por las siguientes formulas propuestas por Fabián Carrasco Castro “Hormigón pretensado diseño de elementos isostáticos”, pág. 87.

En este caso hay que tomar en cuenta las perdidas instantáneas:

PÉRDIDAS INSTANTANEAS				
HORMIGÓN	Acortamiento elástico instantáneo	1265,97	Kg/cm2	9,00%
ACERO	Corrimiento y ajuste de cuñas	625	Kg/cm2	4,45%
TOTAL	Pérdida en el acero de preesfuerzo	1890,97	Kg/cm2	13,45%

**Tabla No.16:** *Perdidas instantáneas al momento de cortar os cables.*  
*Elaborado por: Néstor Iza.*

Con la ecuación (6.7.46), se calcula las perdidas en el centro de la luz

$$C_{Pi} = 1 - \frac{\% \text{ pérdidas}}{100}$$

$$C_{Pi} = 1 - \frac{13.45}{100}$$

$$C_{Pi} = 0.87$$

- **En la fibra superior de la viga T:**

$$f^t = -C_{Pi} \frac{P_i}{A} \left( 1 - \frac{e c_t}{r^2} \right) - \frac{M_D}{S^t} \quad \text{Ecuación (6.7. 49)}$$

$f^t$  = Esfuerzo en la fibra superior

$c_t$  = Distancia entre el centro de gravedad de la sesión a la fibra superior

$S^t = \frac{I}{c_t}$  = Módulo resistente de la sección, con respecto a la fibra superior

$M_D$  = Momento flector máximo por peso propio

$C_{Pi}$  = Coeficiente de pérdidas instantáneas

Reemplazando datos en la ecuación (6.7.49) tenemos:

$$f^t = -C_{Pi} \frac{P_i}{A} \left(1 - \frac{e c_t}{r^2}\right) - \frac{M_D}{S^t}$$

$$f^t = -0.87 \frac{83263.32}{1455} \left(1 - \frac{37.66 * 22.34}{489.17}\right) - \frac{10896.79 * 100}{31859.76}$$

$$f^t = 1.63 \frac{Kg}{cm^2} (+) \text{ tracción}$$

- **En la fibra inferior de la viga T:**

$$f_b = -C_{Pi} \frac{P_i}{A} \left(1 + \frac{e c_b}{r^2}\right) + \frac{M_D}{S_b}$$

Ecuación (6.7.50)

$f_b$  = Esfuerzo en la fibra inferior

$c_b$  = Distancia del centro de gravedad de la sección a la fibra inferior

$S_b = \frac{I}{c_b}$  = Módulo resistente de la sección, con respecto a la fibra inferior

Reemplazando datos en la ecuación (6.7.50) tenemos:

$$f_b = -C_{Pi} \frac{P_i}{A} \left(1 + \frac{e c_b}{r^2}\right) + \frac{M_D}{S_b}$$

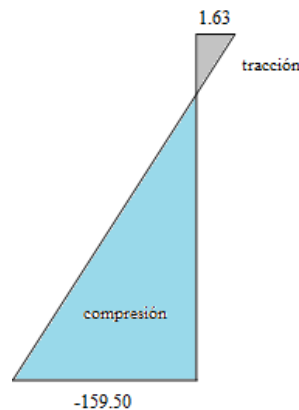
$$f_b = -0.87 \frac{83263.32}{1455} \left(1 + \frac{37.66 * 47.66}{489.17}\right) + \frac{10896.79 * 100}{14933.84}$$

$$f_b = -159.50 \frac{Kg}{cm^2} (-) \text{ compresión}$$

Como se puede apreciar, los esfuerzos, tanto en la fibra superior como en la fibra inferior cumplen con lo especificado por el ACI.

Esfuerzos máximos del ACI:

- Esfuerzo de tracción:  $0.80\sqrt{f'ci} = 0.80\sqrt{300} = 13.86 \text{ Kg/cm}^2$
- Esfuerzo de compresión:  $0.60f'ci = 0.60 * 300 = -180 \text{ Kg/cm}^2$



**Figura No.44:** Esfuerzos al momento de cortar los cables con peso propio.  
**Elaborado por:** Néstor Iza.

#### **6.7.16.2 Comportamiento al Momento de Colocar la Carga Muerta Sobre el Elemento Prefabricado Pretensado**

Es muy común colocar sobre vigas, que luego pasa a ser parte del elemento resistente, contribuyéndose en un inicio una carga muerta sobre la viga que debe ser resistida en su totalidad solo por ella; también este diseño compuesto se aplica a viga doble “T” o a losas, sobre las cuales se funde una losa de hormigón para crear un solo conjunto estructural, con mayor módulo resistente.

A la carga muerta correspondiente a la losa que se funde sobre el elemento pretensado, se le puede adicionar una carga de construcción, debido a las personas

presentes al momento de realizar el hormigonado, para tomar en cuenta el impacto que se produce.

El “ACI 318-08, artículo 18.3.3, pág. 296”, clasifica los elementos preesforzados sujetos a flexión de tres clases U, clase T o clase C, en función del esfuerzo de tracción  $f_t$  que se produce en la fibra extrema debido a las cargas de servicio (cargas sin mayoración), fibra que inicialmente estuvo precomprimida debido a la fuerza del preesfuerzo, de la siguiente manera:

- Clase U:  $f_t \leq 2.0\sqrt{f'c} \text{ Kg/cm}^2$
- Clase T:  $2.0\sqrt{f'c} < f_t \leq 3.2\sqrt{f'c} \text{ Kg/cm}^2$
- Clase C:  $f_t > 3.2\sqrt{f'c} \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$

Adicionalmente el ACI indica que:

- El esfuerzo en la fibra extrema en compresión, para elementos Clase U y T, bajo cargas de servicio permanentes en el tiempo, después de las pérdidas del preesforzado no deben exceder de  $0.45f'c$ .
- El esfuerzo en la fibra extrema en compresión, para elementos Clase U y T, bajo todas las cargas de servicio actuantes en un determinado instante (no permanentes), después de las pérdidas totales de preesforzado no deben exceder de  $0.60f'c$ .

Como se mencionó anteriormente la carga correspondiente al momento de hormigonar la carpeta, será soportada en su totalidad por la losa, funcionando está aún como un elemento simplemente apoyado, por lo que los módulos resistentes serán los mismos del primer estado, ya que el hormigón en estado líquido no aporta ninguna rigidez.

En esta etapa además se pasa a considerar que se han producido todas las pérdidas, obteniéndose así la fuerza efectiva de tensado. Adicionalmente se considerará una carga de trabajo con la que se estima la acción de los obreros al momento del hormigonado y como la losa se funde si apuntalamiento, es decir

apoyada en las vigas cargadoras T invertidas, el cálculo de los esfuerzos en las fibras extremas superior e inferior se realizará mediante las ecuaciones de Fabián Carrasco Castro “Hormigón pretensado diseño de elementos isostáticos”, pág. 96, a estas fórmulas se le adicionan el momento de trabajo:

#### 6.7.16.2.1 Esfuerzos en el centro de la luz

- **En la fibra superior de la viga T:**

$$f^t = -\frac{P_e}{A} \left(1 - \frac{e c_t}{r^2}\right) - \frac{M_D + M_{SD} + M_T}{S^t} \quad \text{Ecuación (6.7. 51)}$$

$P_e$  = Fuerza efectiva de tensado, es decir, luego de todas las pérdidas

$M_{SD}$  = Momento flector por peso de la carpeta

$M_T$  = Momento flector por la carga de trabajo

Reemplazando datos en la ecuación (6.7.51) tenemos:

$$f^t = -C_P \frac{P_i}{A} \left(1 - \frac{e c_t}{r^2}\right) - \frac{M_D + M_{SD} + M_T}{S^t}$$

$$f^t = -0.66 * \frac{83263.32}{1455} \left(1 - \frac{37.66 * 22.34}{489.17}\right) - \frac{(10896.79 + 9136.32 + 3807.01) * 100}{31859.76}$$

$$f^t = -47.64 \frac{Kg}{cm^2} (-) \text{compresión}$$

- **En la fibra inferior de la viga T:**

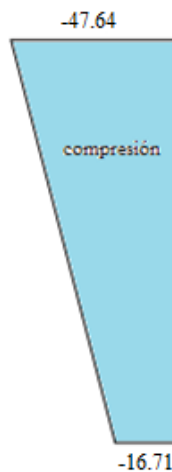
$$f_b = -C_P \frac{P_i}{A} \left(1 + \frac{e c_b}{r^2}\right) + \frac{M_D + M_{SD} + M_T}{S_b} \quad \text{Ecuación (6.7. 52)}$$

$$f_b = -0.66 * \frac{83263.32}{1455} \left( 1 + \frac{37.66 * 47.66}{489.17} \right) + \frac{(10896.79 + 9136.32 + 3807.01) * 100}{14933.84}$$

$$f_b = -16.71 \frac{Kg}{cm^2} (-) \text{ compresión}$$

Esfuerzos máximos del ACI:

- Esfuerzo de tracción:  $2\sqrt{f'c} = 2\sqrt{400} = 40 \text{ Kg/cm}^2$
- Esfuerzo de compresión:  $0.45f'c = 0.45 * 400 = -180 \text{ Kg/cm}^2$



**Figura No.45:** Esfuerzos al momento de colocar la carga muerta.  
**Elaborado por:** Néstor Iza.

#### 6.7.16.2.2 Esfuerzos a lo largo de la luz

En este caso es necesario recalcar que, este esfuerzo es que predomina en la luz total del elemento antes de su izado consecuentemente después de haber ocurrido todas las pérdidas.



- En la fibra superior de la viga T:

$$f^t = -C_P \frac{P_i}{A} \left(1 - \frac{e c_t}{r^2}\right) \quad \text{Ecuación (6.7. 53)}$$

$$f^t = -0.66 * \frac{83263.32}{1455} \left(1 - \frac{37.66 * 22.34}{489.17}\right)$$

$$f^t = 27.19 \frac{Kg}{cm^2} (+) \text{ tracción}$$

- En la fibra inferior de la viga T:

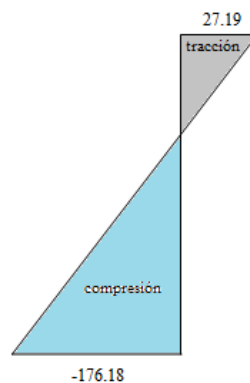
$$f_b = -C_P \frac{P_i}{A} \left(1 + \frac{e c_b}{r^2}\right) \quad \text{Ecuación (6.7. 54)}$$

$$f_b = -0.66 * \frac{83263.32}{1455} \left(1 + \frac{37.66 * 47.66}{489.17}\right)$$

$$f_b = -176.18 \frac{Kg}{cm^2} (-) \text{ compresión}$$

Esfuerzos máximos del ACI:

- Esfuerzo de tracción:  $2\sqrt{f'c} = 2\sqrt{400} = 40 \text{ Kg/cm}^2$
- Esfuerzo de compresión:  $0.45f'c = 0.45 * 400 = -180 \text{ Kg/cm}^2$



**Figura No.45:** Esfuerzos antes de izar, con pérdidas totales.  
**Elaborado por:** Néstor Iza.

### 6.7.16.3 Comportamiento Bajo Cargas de Servicio

Al considerar que el elemento entra en uso, se tiene que verificar su comportamiento con cargas de servicio, es decir verificar los esfuerzos admisibles con las cargas sin mayorar.

El límite de los esfuerzos permitidos por el ACI, son los indicados en el apartado 6.7.15.2

De acuerdo a lo mencionado anteriormente, a partir de la etapa tres la losa tendrá una sección mayor debido al hormigonado de la carpeta, por lo tanto, tendrá una mayor inercia y resistencia. En esta etapa, que es con las cargas definitivas en servicio, tanto muerta como viva por encima de la carpeta, y al nivel superior de la losa doble T prefabricada, hará un salto o discontinuidad de tensiones normales, entre la losa T y el inicio de la carpeta, que corresponden a las tensiones tangenciales, en la cual debe ser resistido por adherencia entre ambas superficies.

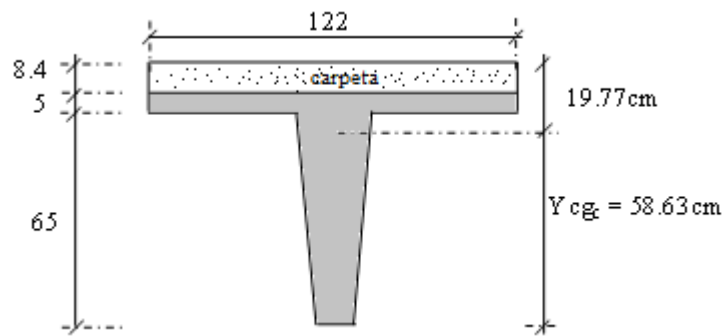
#### 6.7.16.3.1 Esfuerzos en el centro de la luz

Para en la parte superior de la carpeta, en primer lugar se obtiene el módulo resistente de la sección con respecto a la fibra superior de la carpeta mediante las formulas expuestas por Fabián Carrasco Castro “Hormigón pretensado diseño de elementos isostáticos”, pág. 104:

- **En la fibra superior de la carpeta:**

$$S_{cs}^t = \frac{Ic_g}{c_{cs}^t} \quad \text{Ecuación (6.7. 55)}$$

$c_{cs}^t$  = Distancia del centro de gravedad de la sección compuesta a la fibra superior de la carpeta.



**Figura No.46:** Distancia de la sección compuesta a la fibra superior con respecto al  $Y_{cg}$ .  
**Elaborado por:** Néstor Iza.

$I_{cg_c}$  = Momento de inercia de la sección compuesta de hormigón.

$$I_{cg_c} = 1141390.37 \text{ cm}^4$$

Reemplazando datos en la ecuación (6.7.55) tenemos:

$$S_{cs}^t = \frac{I_{cg_c}}{c_{cs}^t}$$

$$S_{cs}^t = \frac{1141390.37}{19.77}$$

$$S_{cs}^t = 57733.45 \text{ cm}^3$$

Una vez obtenido el módulo de la sección de la carpeta, se obtiene el esfuerzo en la fibra superior de la misma mediante la expresión citada por Fabián Carrasco Castro “Hormigón pretensado diseño de elementos isostáticos”, pág. 101:

$$f^{ts} = -\frac{M_L + M_{DP}}{S_{cs}^t}$$

Ecuación (6.7. 56)

$$f^{ts} = -\frac{(15228.04 + 4416.13) * 100}{57733.45}$$

$$f^{ts} = -34.03 \text{ Kg/cm}^2$$

- **En la fibra inferior de la carpeta:**

De la misma manera se obtiene el esfuerzo en la parte inferior de la carpeta haciendo uso de las formulas citadas por Fabián Carrasco Castro “Hormigón pretensado diseño de elementos isostáticos”, pág. 101:

Para el valor de  $c_{bcs}$  ver Figura No.18

$$S_{bcs} = \frac{Icgc}{c_{bcs}} \quad \text{Ecuación (6.7. 57)}$$

$$S_{bcs} = \frac{1141390.37}{11.37}$$

$$S_{bcs} = 100386.13 \text{ cm}^3$$

$$f_{bcs} = -\frac{M_L + M_{DP}}{S_{bcs}} \quad \text{Ecuación (6.7. 58)}$$

$$f_{bcs} = -\frac{(15228.04 + 4416.13) * 100}{100386.13}$$

$$f_{bcs} = -19.57 \text{ Kg/cm}^2$$

- **En la fibra superior de la viga T:**

$$f^t = -C_P \frac{P_i}{A} \left(1 - \frac{e c_t}{r^2}\right) - \frac{M_D}{S^t} - \frac{M_{DP} + M_L + M_{SD} + M_T}{S_c^t} \quad \text{Ecuación (6.7. 59)}$$

$$f^t = -0.66 \frac{83263.32}{1455} \left(1 - \frac{37.66 * 22.34}{489.17}\right) - \frac{(10896.79) * 100}{31859.76} - \frac{(4416.13 + 15228.04 + 9136.32 + 3807.01) * 100}{100386.14}$$

$$f^t = -39.47 \text{ Kg/cm}^2$$

- **En la fibra inferior de la viga T:**

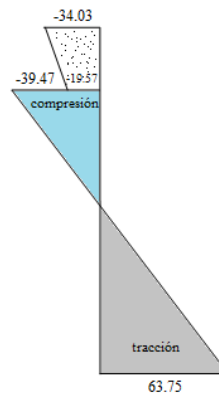
$$f_b = -C_P \frac{P_i}{A} \left(1 + \frac{e c_b}{r^2}\right) + \frac{M_D}{S_b} + \frac{M_{DP} + M_L + M_{SD} + M_T}{S_{bc}} \quad \text{Ecuación (6.7. 60)}$$

$$f_b = -0.66 \frac{83263.32}{1455} \left(1 + \frac{37.66 * 47.66}{489.17}\right) + \frac{(10896.79) * 100}{14933.84} + \frac{(4416.13 + 15228.04 + 9136.32 + 3807.01) * 100}{19467.68}$$

$$f_b = 63.75 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzos máximos del ACI:

- Esfuerzo de tracción:  $3.2\sqrt{f'c} = 3.2\sqrt{400} = 64 \text{ Kg/cm}^2$
- Esfuerzo de compresión:  $0.45f'c = 0.45 * 400 = -180 \text{ Kg/cm}^2$



**Figura No.47:** Esfuerzos con cargas de servicio, en el centro de la luz del elemento compuesto.

**Elaborado por:** Néstor Iza.

### 6.7.16.3.2 Esfuerzos en los extremos de la luz

- **En la fibra superior de la carpeta:**

$$f^{ts} = -\frac{M_L + M_{DP}}{S_{cs}^t} \quad \text{Ecuación (6.7. 61)}$$

$$f^{ts} = -\frac{(-3807.01 - 1104.03) * 100}{57733.45}$$

$$f^{ts} = 8.51 \text{ Kg/cm}^2$$

- **En la fibra inferior de la carpeta:**

$$f_{bcs} = -\frac{M_L + M_{DP}}{S_{bcs}} \quad \text{Ecuación (6.7. 62)}$$

$$f_{bcs} = -\frac{(-3807.01 - 1104.03) * 100}{100386.13}$$

$$f_{bcs} = 4.89 \text{ Kg/cm}^2$$

- **En la fibra superior de la viga T:**

$$f^t = -C_P \frac{P_i}{A} \left(1 - \frac{e c_t}{r^2}\right) - \frac{M_L + M_{DP}}{S_c^t} \quad \text{Ecuación (6.7. 63)}$$

$$f^t = -0.66 \frac{83263.32}{1455} \left(1 - \frac{37.66 * 22.34}{489.17}\right) - \frac{(-3807.01 - 1104.03) * 100}{100386.14}$$

$$f^t = 32.08 \text{ Kg/cm}^2$$

- **En la fibra inferior de la viga T:**

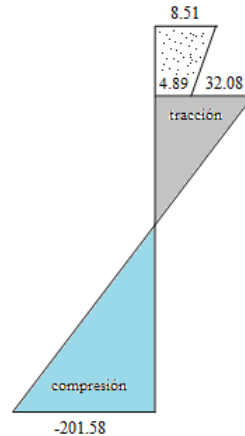
$$f_b = -C_P \frac{P_i}{A} \left(1 + \frac{e c_b}{r^2}\right) + \frac{M_L + M_{DP}}{S_{bc}} \quad \text{Ecuación (6.7. 64)}$$

$$f_b = -0.66 \frac{83263.32}{1455} \left(1 + \frac{37.66 * 47.66}{489.17}\right) + \frac{(-3807.01 - 1104.03) * 100}{19467.68}$$

$$f_b = -201.58 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzos máximos del ACI:

- Esfuerzo de tracción:  $2\sqrt{f'c} = 2\sqrt{400} = 40 \text{ Kg/cm}^2$
- Esfuerzo de compresión:  $0.6f'c = 0.6 * 400 = -240 \text{ Kg/cm}^2$



**Figura No.48:** Esfuerzos con cargas de servicio, en el extremo de la luz del elemento compuesto.  
**Elaborado por:** Néstor Iza.

Una vez finalizado el análisis de los esfuerzos, se observa que cumplen adecuadamente los límites especificados por el ACI, si el esfuerzo de tracción en la parte superior sobrepasa lo especificado por el ACI, algo que en ocasiones es común; si esto sucedería, tendríamos que colocar acero adicional en la parte superior en los extremos de la viga, para que resista toda la tracción existente, acero que puede ser el que se usa normalmente en el hormigón armado, o de lo contrario acero pretensado.

#### **6.7.17 REVISIÓN A RESISTENCIA ÚLTIMA, FACTOR DE SEGURIDAD DEL DISEÑO REALIZADO**

De acuerdo a lo especificado en el ACI 318-08, artículo 18.7, pág. 300, se debe comprobarse que la sección se comporte de manera adecuada y segura, evaluando su resistencia por el método de Resistencias Últimas. Con este análisis determinamos que la sección tiene la seguridad necesaria verificando su resistencia a cargas límites.

En términos generales, el método de diseño a resistencia última consiste en mayorar las cargas mediante factores de carga y disminuir la resistencia de los elementos mediante factores de resistencia. De ahí se le da el nombre en inglés de LRFD “Load and Resistance Factors Design”, traduciendo al español sería Diseño por factores de carga y resistencia.

Los factores de mayoración contemplan variaciones inesperadas o inusuales de carga, que pueden ocurrir en algún momento de la vida útil de la estructura, y dependen del tipo de carga: muerta, viva, viento, sismo, nieve, etc. Finalmente de esto se obtiene la demanda  $M_u$ .

El procedimiento que sigue el ACI 318-08 “Capítulo 9, Requisitos de Resistencia y Funcionamiento, artículos: 9.2, 9.3, págs.121 a 124”, es utilizar factores de seguridad parciales, tanto para mayorar las cargas como para disminuir las resistencias. Con los factores de mayoración de cargas, que dan cuenta de la probable variación de las cargas y del margen de seguridad necesario en una estructura, se obtiene el momento último en la sección de diseño. El momento nominal en la sección se lo reduce por un factor:  $\phi$ , que trata de cuantificar probables diferencias entre la construcción y el modelo numérico impuesto y su tipo de falla, por lo tanto, varía de acuerdo al efecto que se diseña: compresión, flexión, cortante, torsión, etc., con lo se obtiene:

$$\phi M_n \geq M_u \quad \text{Ecuación (6.7. 65)}$$

El factor de reducción de resistencia  $\phi$  de acuerdo al ACI 318-08 “Capítulo 9, artículos: 9.3.2, pág. 124”:

- Secciones controladas por tracción:  $\phi = 0.90$

Por lo tanto, el momento último al cual será solicitada la sección, surge de la mayoración y su combinación:

$$M_u = 1.2(M_D + M_{SD} + M_{DP}) + 1.6M_L \quad \text{Ecuación (6.7. 66)}$$



Los factores 1.2 y 1.6 son los de mayoración dadas por el ACI 318-08, para carga muerta y carga viva respectivamente.

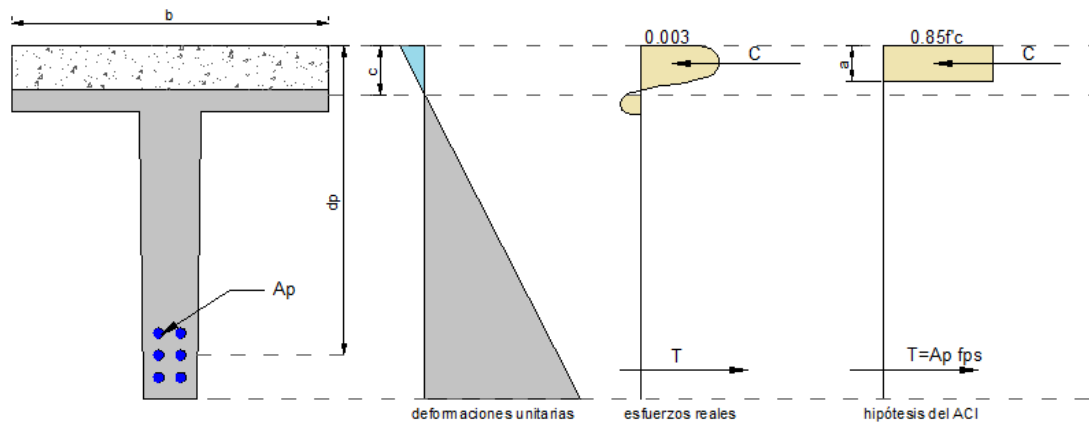
Mediante la ecuación (6.7.66), tenemos el momento último de:

$$M_u = 1.2(M_D + M_{SD} + M_{DP}) + 1.6M_L$$

$$M_u = 1.2(10826.79 + 9136.32 + 4416.13) + 1.6 * 15228.04$$

$$M_u = 53619.95 \text{ Kg} - \text{m}$$

Para el análisis del momento nominal el ACI318-08 “Capitulo 10- Flexión y cargas axiales, artículos: 10.2, 10.3 Págs. 137 a141”, permite considerar que la deformación es de 0.003, para llegar a obtener el máximo momento nominal de la sección. Adicionalmente sume un bloque rectangular equivalente a los esfuerzos de compresión, con un valor de  $0.85f'_c$  y una profundidad de  $a = \beta_1c$ , de manera gráfica se puede ver estas hipótesis en la Figura No.49.



**Figura No.49:** Deformación unitarias y esfuerzos en un elemento sujeto a flexión e hipótesis usadas por el ACI.  
**Elaborado por:** Néstor Iza.

Partiendo del principio fundamental de que para que un elemento este en equilibrio, la compresión debe ser igual a la tracción y mediante la figura No.49 podemos obtener la ecuación de equilibrio:

$$T = C$$

Ecuación (6.7. 67)

$$0.85f'_c ab = A_p f_{ps}$$

Ecuación (6.7. 68)

De esta ecuación se obtiene el valor de  $a$ .

Y la del momento nominal:

$$M_n = A_p f_{ps} \left( d_p - \frac{a}{2} \right)$$

Ecuación (6.7. 69)

Hasta aquí es exactamente igual al diseño de hormigón armado, con la única diferencia que en lugar de usar  $f_y$  para límite de fluencia del acero, se usa  $f_{ps}$  para indicar el esfuerzo nominal a la tracción del acero de preesfuerzo.

El ACI318-08 “Capítulo 18, artículo: 18.7.2, Pág. 302”, presenta como alternativa a una determinación de  $f_{ps}$  basada en la compatibilidad de deformaciones, se pueden utilizar los valores aproximados de  $f_{ps}$ , siempre que el esfuerzo efectivo de trabajo  $f_{pe}$  no sea menor que  $0.50f_{pu}$ , esta ecuación es para el caso de tendones adheridos, que son todos los usados en hormigón pretensado y está dada por:

$$f_{ps} = f_{pu} \left( 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[ \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right)$$

Ecuación (6.7. 70)

Donde:

$\gamma_p$  = Factor que depende de las propiedades del acero de preesfuerzo:

$$\gamma_p = 0.55 \text{ para } \frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0.80 \text{ Usualmente para barras de pretensar}$$

$$\gamma_p = 0.40 \text{ para } \frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0.85 \text{ Usualmente aceros de esfuerzos aliviados}$$

$$\gamma_p = 0.28 \text{ para } \frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0.90 \text{ Usualmente aceros de baja relajación}$$

$\beta_1$  = Factor que me permite pasar de un diagrama parabólico de esfuerzo a un diagrama rectangular de esfuerzo.

$$\beta_1 = 0.85 \text{ Para hormigón con resistencia inferior a } 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\beta_1 = 1.05 - \frac{f'_c}{1400} \text{ Para hormigón con resistencia superior a } 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\rho_p = \text{Cuantía del acero de preesfuerzo} = \frac{A_p}{b d_p}$$

$d$  = Distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del acero de no preesfuerzo

$d_p$  = Distancia de la fibra extrema de compresión al centroide del acero de preesfuerzo

$$\omega = \rho \frac{f_y}{f'_c} \text{ En la que } \rho \text{ es la cuantía de acero de no preesfuerzo: } \frac{A_s}{b d}$$

$\omega' = \rho' \frac{f_y}{f'_c}$  En la que  $\rho'$  es la cuantía de acero de compresión:  $\frac{A'_s}{b d}$ , si existiera acero adicional a compresión

Cuando se toma en cuenta refuerzo de compresión  $A'_s$ , es decir  $\omega' > 0$ , el término  $\left[ \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right]$  debe considerarse siempre mayor a 0.17. Además la distancia desde la fibra extrema en compresión y el centroide del acero de compresión  $d$ , debe ser menor a  $0.15d_p$ , si fuese mayor se toma  $\omega' = 0$ .

Entonces, en el libro de Fabián Carrasco Castro “Hormigón pretensado diseño de elementos isostáticos”, pág. 112, expresa de manera general el momento; es decir, considerando que a más del acero de preesfuerzo puede existir acero pasivo de tracción y compresión.

La ecuación que rige dicha situación es la siguiente:

$$\begin{aligned}
M_n = & A_{pw}f_{ps} \left( d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y (d - d_p) \\
& + 0.85f'_c (b - b_w) h_f \left( d_p - \frac{h_f}{2} \right) \\
& + A'_s f_y (d_p - d')
\end{aligned}$$

Ecuación (6.7. 71)

Como en nuestro caso no tenemos acero pasivo adicional, proseguimos a calcular el esfuerzo de tracción nominal a flexión:

Para lo cual se debe calcular lo siguiente:

$$\frac{f_{py}}{f_{pu}} = \frac{17120}{19000} = 0.901$$

$$\gamma_p = 0.28 \text{ para } \frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0.90$$

$$\beta_1 = 1.05 - \frac{f'_c}{1400} = 1.05 - \frac{400}{1400} = 0.764$$

$$\rho_p = \frac{A_p}{bd_p} = \frac{5.92}{122 * (80 - 10)} = 0.000693$$

$\omega =$  no aplica debido a que no existe acero pasivo adicional

$\omega' =$  no aplica debido a que no existe acero pasivo adicional

Reemplazando datos en la ecuación (6.7.70), tenemos:

$$f_{ps} = f_{pu} \left( 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[ \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right)$$

$$f_{ps} = 19000 \left( 1 - \frac{0.28}{0.764} \left[ 0.000693 \frac{19000}{400} \right] \right)$$

$$f_{ps} = 18770.78 \text{ Kg/cm}^2$$

Para poder calcular el momento se debe conocer el valor de  $a$ , el cual se obtiene mediante la ecuación (6.7.68).

$$a = \frac{A_p f_{ps}}{0.85 f'_c b}$$

$$a = \frac{5.92 * 18770.78}{0.85 * 400 * 122}$$

$$a = 2.68 \text{ cm}$$

En donde el momento nominal con la ecuación (6.7.69), es:

$$M_n = A_p f_{ps} \left( d_p - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 5.92 * 18770.78 \left( 70 - \frac{2.68}{2} \right)$$

$$M_n = 7629706.39 \text{ Kg} - \text{cm}$$

Por ultimo comprobamos con la ecuación (6.7.65):

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$0.9 * 7629706.39 \geq 53619.95 * 100$$

$$6866735.75 \geq 5361995 \text{ Cumple}$$

### **6.7.18 ACERO MÍNIMO EN UNA SECCIÓN DE HORMIGÓN PRETENSADO**

Para asegurar que la sección no tenga muy poco acero y, por lo tanto, que no existan fallas frágiles, el ACI 318-08, Artículo 18.8.2, Pág. 303, requiere que exista una cantidad mínima de acero, en la que:

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr} \quad \text{Ecuación (6.7. 72)}$$

$M_{cr}$  = Momento de fisuración de la sección

Esta condición se exceptúa para elementos que trabajan a flexión, cortante, que tengan su resistencia nominal por lo menos el **doble** de la requerida por las cargas debidamente mayoradas.

El módulo de ruptura, para hormigón de peso normal el ACI 318-08, Artículo 9.5.2.3, Pág. 129, propone la siguiente expresión en  $Kg/cm^2$ :

$$f_r = 2\sqrt{f'_c} \quad \text{Ecuación (6.7. 73)}$$

$$f_r = 2\sqrt{400}$$

$$f_r = 40 \text{ Kg/cm}^2$$

Para calcular el momento de fisuración de una sección, nos imponemos la condición que la fibra extrema a tracción, llegue al límite del esfuerzo permitido como tracción máxima del hormigón, por tanto se tiene que el esfuerzo de tracción en una sección es igual a:

$$f_b = -\frac{P_e}{A} \left(1 + \frac{e c_b}{r^2}\right) + \frac{M_{cr}}{S_b} = f_r \quad \text{Ecuación (6.7. 74)}$$

Despejando el momento de fisuración será igual a:

$$M_{cr} = \left[ f_r + \frac{P_e}{A} \left(1 + \frac{e c_b}{r^2}\right) \right] S_b \quad \text{Ecuación (6.7. 75)}$$

$$M_{cr} = \left[ 40 + \frac{83263.32 * 0.66}{1455} \left(1 + \frac{37.66 * 47.66}{489.17}\right) \right] 14933.84$$

$$M_{cr} = 3230961.50 \text{ Kg} - \text{cm}$$

Comprobaciones de acuerdo al ACI:

$$\frac{C}{D} = \frac{M_n}{M_u} \quad \text{Ecuación (6.7. 76)}$$

$$\frac{C}{D} = \frac{7629706.39}{53619.95 * 100}$$

$$\frac{C}{D} = 1.42$$

$\frac{C}{D}$  = Factor de seguridad de diseño.

Debido a que el coeficiente C/D es menor a 2, es necesario comprobar con la ecuación (6.7.72), si la misma cumple con el criterio de acero mínimo:

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$$

$$0.9 * 7629706.39 \geq 1.2 * 3230961.50$$

$$6866735.75 \geq 3877153.8 \text{ Cumple}$$

### **6.7.19 ACERO MÁXIMO EN UNA SECCIÓN DE HORMIGÓN PRETENSADO**

Así como se especifica una cantidad mínima de acero, para que no se produzca una falla frágil, también el ACI, por la misma razón, limita la cantidad máxima de acero de una sección; de esa manera, se garantiza que la sección no sea sobre-reforzada.

El ACI 318-08, Artículo 10.3.4, Pág. 141, establece que las secciones son controladas por tracción si al momento de que el hormigón alcance su deformación máxima de 0.003, la deformación del acero es mayor o igual a 0.005.

Con los valores ya obtenidos de  $a$  y  $\beta_1$  se obtiene el valor de  $c$ , con la condición impuesta:

$$a = 2.68 \text{ cm}$$

$$\beta_1 = 0.764$$

En donde:

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

Ecuación (6.7. 77)

$c$  = Distancia desde la fibra extrema comprimida a la línea neutra.

$$c = \frac{2.68}{0.764}$$

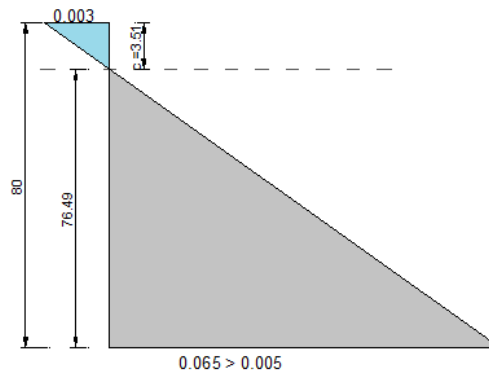
$$c = 3.51 \text{ cm}$$

De la relación de triángulos se obtiene la deformación del acero:

$$\frac{0.003}{c} = \frac{\text{def. acero}}{(80 - c)}$$

$$\frac{0.003}{3.51} = \frac{\text{def. acero}}{(80 - 3.51)}$$

$$\text{def. acero} = 0.065 > 0.005 \text{ Cumple}$$



**Figura No.50:** Deformación unitarias para una falla por flexión  
**Elaborado por:** Néstor Iza.



### 6.7.20 CÁLCULO DEL ACERO NEGATIVO EN LA UNIÓN DE LOS EXTREMOS COMO SOLUCION CONTINUA

Luego de hormigonar la carpeta y los espacios que quedan contiguas, el hormigón ha adquirido resistencia y se forman nudos rígidos (o se podrían llamar “semirrígidos” ya que se trata de un semiempotramiento) y ahora en lugar de ser losas aisladas pasan a formar parte de un sistema de losas continuas. Esto implica la presencia de momentos negativos en dichos nudos, los cuales deberán ser absorbidos por el acero pasivo.

Cabe recalcar que los momentos que se consideraran para el momento negativo serán solamente el de carga viva y el de mampostería los mismos que se detallan en el apartado 3.7.3, ya que los demás fueron absorbidos por la precompresión del acero de preesfuerzo.

Considerando los momentos por carga viva y mampostería, se procede a calcular el momento último:

$$M_{DP}^- = 1104.03 \text{ Kg} - m$$

$$M_L^- = 3807.01 \text{ Kg} - m$$

$$M_u = 1.2M_{DP}^- + 1.6M_L^- \quad \text{Ecuación (6.7. 78)}$$

$$M_u = 1.2 * 1104.03 + 1.6 * 3807.01$$

$$M_u = 7416.05 \text{ Kg} - m$$

De acuerdo al libro de Análisis y Diseño Sismo Resistente del Ing. Wilson Medina Pág. 17-18, menciona que para el cálculo de la armadura, debe considerarse  $\phi = 0.9$ , en la cual también recomienda un  $ju$  de 0.9, haciendo uso de la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * ju * d} \quad \text{Ecuación (6.7. 79)}$$

$$A_s = \frac{7416.05 * 100}{0.9 * 4200 * 0.9 * 10}$$

$$A_s = 21.79 \text{ cm}^2$$

### 6.7.21 DISEÑO POR CORTANTE

Todo elemento estructural debe necesariamente diseñarse para el esfuerzo cortante que impone su carga muerta, así como las demás cargas actuantes; la falla por cortante es usualmente brusca y frágil, por lo que se debe tenerse especial cuidado en su diseño.

En el presente trabajo se realizara la revisión por cortante según el método del ACI precisamente del capítulo 11, donde nos indica las normas a seguir para el diseño por cortante. La ecuación fundamental del ACI 318-08, Artículo 11.1.1, Pág. 163, similar a la de flexión y está dada por:

$$\phi V_n \geq V_u \quad \text{Ecuación (6.7. 80)}$$

En la que:

$V_u$  = Fuerza cortante debidamente mayorada por las cargas actuantes

$V_n$  = Resistencia nominal de la sección al cortante

$\phi$  = Factor de reducción de resistencia = 0.75 para cortante

La resistencia nominal de la sección se evalúa por:

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{Ecuación (6.7. 81)}$$

$V_c$  = Resistencia nominal al corte en una sección debida al hormigón

$V_s$  = Resistencia nominal al cortante en una sección debida al refuerzo

El cálculo de las fuerzas cortantes para cada una de las cargas se realizó en la sección 6.7.13, para el cual tenemos los siguientes datos:

$$V_D = 2758.68 \text{ Kg}$$

$$V_{SD} = 2313.12 \text{ Kg}$$

$$V_{DP} = 1397.51 \text{ Kg}$$

$$V_L = 4819 \text{ Kg}$$

Para el cálculo de la fuerza cortante última se realizó la mayoración de carga con los factores correspondientes a carga muerta y carga viva:

$$V_u = 1.2(V_D + V_{SD} + V_{DP}) + 1.6V_L \quad \text{Ecuación (6.7. 82)}$$

$$V_u = 1.2(2758.68 + 2313.12 + 1397.51) + 1.6 * 4819$$

$$V_u = 15473.57 \text{ Kg}$$

Como ya se conoce, para el cálculo de la fuerza cortante última para elementos empotrados, no se toma el valor máximo del cortante en los extremos sino un valor de menor magnitud a una distancia  $d$  del apoyo, pero como ya se mencionó anteriormente la losa trabaja como un elemento simplemente apoyado en los dos estados iniciales por lo que para el cálculo deberá considerarse toda la fuerza máxima en el extremo del elemento.

Los esfuerzos de compresión favorecen la resistencia al cortante, por seguridad aquí se analizara el elemento como si no tuviera el aporte del esfuerzo de compresión, siendo la máxima resistencia al cortante la fórmula utilizada para el hormigón armado convencional, con un factor de reducción de 0.75:

$$\phi V_c = \phi * 0.53\sqrt{f'_c} b_w d \quad \text{Ecuación (6.7. 83)}$$

$$\phi V_c = 0.75 * 0.53\sqrt{400} * 12 * 76$$

$$\phi V_c = 7250.4 \text{ Kg}$$

Por lo tanto para obtener el valor que debe ser resistido por el acero se utiliza la ecuación (6.7.81):

$$V_n = V_c + V_s$$

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c$$

$$\phi V_s = 15473.57 - 7250.4$$

$$\phi V_s = 8223.17 \text{ Kg}$$

$$\phi V_s = \frac{\phi A_v d f_y}{s}$$

Ecuación (6.7. 84)

$$\frac{A_v}{s} = \frac{8223.17}{0.75 * 76 * 4200}$$

$$\frac{A_v}{s} = 0.034$$

Por lo tanto se ha decidido colocar 2 ramas de malla electrosoldada con una separación de 10cm, por lo que se necesita:

$$A_v = 0.034 * s$$

$$A_v = 0.34 * 10$$

$$A_v = 3.4 \text{ cm}^2$$

### 6.7.21.1 Refuerzo mínimo al cortante

El cortante es máximo en los extremos del elemento y mínimo en el centro, pero se debe considerar que en los tramos centrales, donde el hormigón ya ha absorbido todo el esfuerzo cortante, se debe colocar una cantidad mínima de

refuerzo, que según el ACI 318-08, Artículo 11.4.5, Pág. 173, estará dado por el máximo valor entre las tres ecuaciones:

$$A_{v_{\min}} = 0.2 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad \text{Ecuación (6.7. 85)}$$

$f_{yt}$  = Resistencia a la fluencia del refuerzo por corte

$$A_{v_{\min}} = 0.2 * \sqrt{400} * \frac{12 * 10}{4200}$$

$$A_{v_{\min}} = 0.114 \text{ cm}^2$$

$$A_{v_{\min}} \geq 3.5 * \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad \text{Ecuación (6.7. 86)}$$

$$A_{v_{\min}} \geq 3.5 * \frac{12 * 10}{4200}$$

$$A_{v_{\min}} \geq 0.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{v_{\min}} \geq \frac{A_{ps} f_{pu} s}{80 f_{yt} d} \sqrt{\frac{d}{b_w}} \quad \text{Ecuación (6.7. 87)}$$

$A_{ps}$  = Área de acero preesforzado en la zona de tracción por flexión

$$A_{v_{\min}} \geq \frac{(6 * 0.987) * 19000 * 10}{80 * 4200 * 76} \sqrt{\frac{76}{12}}$$

$$A_{v_{\min}} \geq 0.111 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto después de haber analizado las tres ecuaciones de acero mínimo por corte, el máximo valor es de  $0.114 \text{ cm}^2$ , con lo que se comprueba que el acero obtenido cumple con el mínimo.

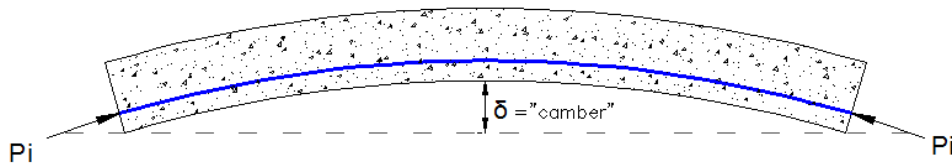
## 6.7.22 DEFLEXIONES

Para que un diseño este completo en un elemento estructural, además de evaluar su resistencia, es importante calcular las deflexiones que tendrá a lo largo de su vida. En el hormigón preesforzado, es fundamental el cálculo de las deflexiones que tienen los elementos en las distintas etapas de su vida, deflexiones que deben cumplir con valores máximos dados en los códigos de construcción.

### 6.7.22.1 “Camber” y Deflexiones

El “camber” se define como una contraflecha inicial que experimenta el elemento prefabricado-pretensado, al momento de cortar los cables. Esto se debe a que los mismos producen una fuerza de compresión que está ubicada a una distancia determinada del eje de la sección.

Es variable con el tiempo y por ende, de difícil determinación, por lo que es recomendable siempre cumplir con cuantías mínimas y peraltes mínimos dados por los códigos.



**Figura No.51:** Contraflecha inicial o “camber” en una viga pretensada  
**Fuente:** Fabián Carrasco Castro “Hormigón pretensado diseño de elementos isostáticos”, pág. 151.

De acuerdo a Fabián Carrasco Castro “Hormigón pretensado diseño de elementos isostáticos”, pág. 152, usualmente la variación máxima permitida entre el “camber” medido y el de diseño es de 2cm; para elementos sujetos a flexión; si difiere en más, se tiene que revisar el procedimiento de cálculo y el de construcción de los elementos, para encontrar la causa.

El PCI design handbook, “Precast and Prestressed Concrete”, Fifth Edition, Artículo 8.2.1, Pág. 8-4, enuncia las siguientes tolerancias típicas de variaciones entre el “camber” calculado y el medido en obra para distintos elementos:

<b>Elementos estructurales</b>	<b>Variación del “camber” entre el medido y el diseñado</b>	<b>Variación máxima permitida</b>
Vigas doble “T”, Vigas “T”, Vigas en general, Losas	±0.64 cm, por cada 305 cm de longitud	±1.91 cm
Vigas “I”	±0.32 cm, por cada 30.5 cm de longitud	±2.5 cm
Vigas de edificios	-	±1.91 cm
Vigas de cajón	-	±1.27 cm

**Tabla No.17:** Tolerancia típicas entre el “camber” calculado y medido.  
**Fuente:** PCI design handbook, “Precast and Prestressed Concrete”, Fifth Edition, Artículo 8.2.1, Pág. 8-4.

En cambio el ACI 318-08, Tabla 9.5 (b), Pág. 131, especifica las deflexiones máximas calculadas, en función de la luz del elemento, de acuerdo a la siguiente tabla:

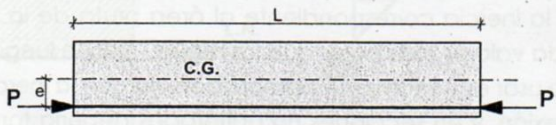
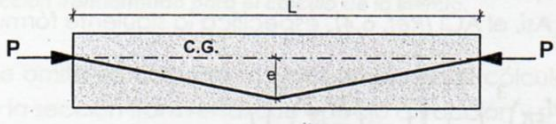
<b>Tipo de elemento</b>	<b>Deflexión considerada</b>	<b>Límite de deflexión</b>
Cubiertas planas que no soporten ni estén ligadas a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	L/180
Entrepisos que no soporten	Deflexión inmediata debida a la carga	

ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	viva	L/360
Sistema de entrepiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)	L/480
Sistema de entrepiso o cubierta que soporte o esté ligada a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		L/240

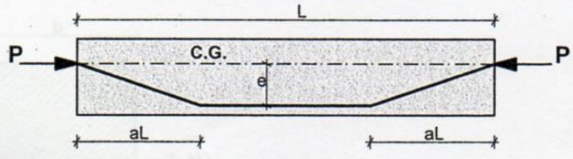
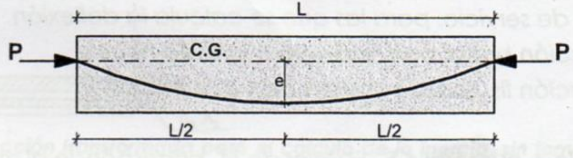
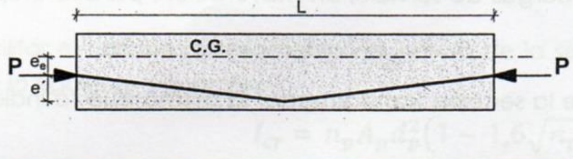
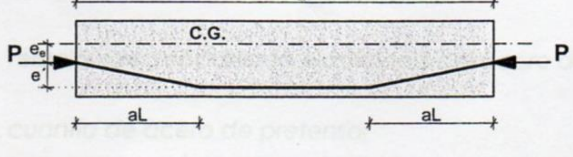
**Tabla No.18:** Tolerancia típicas entre el “camber” calculado y medido.

**Fuente:** ACI 318-08, Tabla 9.5 (b), Pág. 131

Para el cálculo del “camber” de elementos, tanto con torones rectos como curvos o con puntos de inflexión, se puede usar las formulas obtenidas para deflexiones elásticas, que a continuación se detallan:

POSICIÓN DE LAS FUERZAS DE PRETENSAR : P	CAMBER + †
	$\Delta = \frac{PeL^2}{8EI}$
	$\Delta = \frac{PeL^2}{12EI}$



	$\Delta = \frac{(3-4a^2) Pe L^2}{24 EI}$
	$\Delta = \frac{5 Pe L^2}{48 EI}$
	$\Delta = \frac{Pe_e L^2}{8 EI} + \frac{Pe' L^2}{12 EI}$
	$\Delta = \frac{Pe_e L^2}{8 EI} + \frac{(3-4a^2) Pe' L}{24 EI}$

**Tabla No.19:** Fórmulas para obtener el “camber” con distintas trayectorias del cable a pretensar.

**Fuente:** Fabián Carrasco Castro “Hormigón pretensado diseño de elementos isostáticos”, pág. 155.

En nuestro caso estamos utilizando torones rectos, que para el cálculo de “camber” se utilizará la siguiente fórmula:

$$\Delta \uparrow = \frac{P_i e L^2}{8 E_c I} \quad \text{Ecuación (6.7. 88)}$$

Por otro lado, mediante la fórmula expuesta por Fabián Carrasco Castro “Hormigón pretensado diseño de elementos isostáticos”, pág. 154, se calcula la deflexión debido al peso propio:

$$\Delta \downarrow = - \frac{5 w L^4}{384 E_c I} \quad \text{Ecuación (6.7. 89)}$$

$w$  = Carga uniforme distribuida

La deflexión resultante sería la suma algebraica de las dos deflexiones mencionadas anteriormente.

Para los estados siguientes, se utilizarán los multiplicadores del PCI, lo cual se explica a continuación.

### 6.7.22.2 Método de los Multiplicadores para estimar Deflexiones a Largo Plazo

El PCI design handbook, “Precast and Prestressed Concrete”, Fifth Edition, Págs. 4-71, 4-72, propone un procedimiento para ser usado como una guía en la estimación de deflexiones, en elementos pretensados de un solo tramo, conocido como método de multiplicadores, y se basa en multiplicar las deformaciones iniciales por un factor dado para obtener tanto el “camber” como las deflexiones por cargas permanentes a lo largo del tiempo.

En la primera parte de la tabla se da valores para el calcular la deflexión en el momento de la construcción de la estructura, que no es igual a la inicial del elemento, ya que se supone pasa normalmente entre la fabricación y su izaje en obra un tiempo promedio entre 30 y 60 días.

En la segunda parte de la tabla dan valores para calcular la deflexión final, que se estima en un tiempo de 5 o más años, a continuación se detalla los multiplicadores del PCI en la tabla.

<b>Al momento de izar el elemento:</b>	<b>Sin losa sobre elemento pretensado <math>C_1</math></b>	<b>Con losa sobrepuesta (diseño compuesto) <math>C_1</math></b>
1. Deflexión (hacia abajo), este componente es para la deflexión elástica debida al peso del elemento al momento de cortar los cables.	1.85	1.85

2. “Camber” (hacia arriba), este componente es para el camber elástico debido a la fuerza de preesfuerzo al momento de cortar los cables.	1.80	1.80
<b>Final:</b>		
3. Deflexión (hacia abajo), este componente es para la deflexión elástica debido al peso del elemento al momento de cortar los cables.	2.70	2.40
4. “Camber” (hacia arriba), este componente es para el camber elástico debido a la fuerza de preesfuerzo al momento de cortar los cables.	2.45	2.20
5. Deflexión (hacia abajo), es para la deflexión elástica debida a la carga muerta sobrepuesta.	3.00	3.00
6. Deflexión (hacia abajo), es para la deflexión elástica debida al peso de la losa sobrepuesta (diseño compuesto).	-	2.30

**Tabla No.20:** Multiplicadores para estimar el “camber” y deflexiones a largo plazo, en elementos típicos de hormigón pretensado de un solo tramo.

**Fuente:** PCI design handbook, “Precast and Prestressed Concrete”, Fifth Edition, Págs. 4-71, 4-72.

De igual manera, se calcula por separado cada efecto y luego se realiza una suma algebraica para hallar la deflexión resultante.

Una vez realizado un análisis exhaustivo, proseguimos a calcular el “camber” correspondiente a la deflexión elástica con las fórmulas antes mencionadas:

1. Cálculo del “camber” al momento de la transferencia de la fuerza de pretensado, es decir al cortar los cables:

- Deflexión hacia arriba por influencia únicamente de los cables pretensados, utilizando la ecuación (6.7.88):

$$\Delta \uparrow = \frac{P_i e L^2}{8 E_{ci} I}$$

$$\Delta \uparrow = \frac{83263.32 * 0.87 * 37.66 * (15.8 * 100)^2}{8 * 261539.7 * 711747.04}$$

$$\Delta \uparrow = 4.57 \text{ cm}$$

- Deflexión hacia abajo debido al peso propio, utilizando la ecuación (6.7.89):

$$\Delta \downarrow = -\frac{5 w L^4}{384 E_{ci} I}$$

$$\Delta \downarrow = -\frac{5 * \frac{349.2}{100} * (15.8 * 100)^4}{384 * 261539.7 * 711747.04}$$

$$\Delta \downarrow = -1.52 \text{ cm}$$

- “Camber” calculado al momento de cortar los cables:

$$\Delta \uparrow = 4.57 - 1.52$$

$$\Delta \uparrow = 3.05 \text{ cm}$$

2. Ahora se analizara el comportamiento al momento de izar el elemento, utilizando los multiplicadores de acuerdo a la Tabla No.20.

- Debido a la fuerza de preesfuerzo el factor a utilizar es 1.8:

$$\Delta \uparrow = 4.57 * 1.8$$

$$\Delta \uparrow = 8.22 \text{ cm}$$

- Debido al peso propio el factor a utilizar es 1.85:

$$\Delta\downarrow = -1.52 * 1.85$$

$$\Delta\downarrow = -2.81 \text{ cm}$$

- “Camber” calculado al momento de izar el elemento:

$$\Delta\uparrow = 8.22 - 2.81$$

$$\Delta\uparrow = 5.41 \text{ cm}$$

### 3. Deflexión al momento de hormigonar la carpeta:

El peso de la losa que actúa en la viga T es de 292.8 kg/m, y se supone que el hormigón ya llegó a su resistencia de diseño en el elemento pretensado, por lo que el módulo de elasticidad del hormigón tiene que ser calculado con ese valor, lo que da una deflexión de:

$$\Delta\downarrow = -\frac{5 w L^4}{384 E_c I}$$

$$\Delta\downarrow = -\frac{5 * \frac{292.8}{100} * (15.8 * 100)^4}{384 * 15100 * \sqrt{400} * 711747.04}$$

$$\Delta\downarrow = -1.11 \text{ cm}$$

Por lo que la deflexión resultante, teniendo en cuenta el valor del camber es:

$$\Delta\uparrow = 5.41 - 1.11 \text{ cm}$$

$$\Delta\uparrow = 4.30 \text{ cm}$$

### 4. Ahora se analizará el comportamiento bajo cargas de servicio:

- Debido a la fuerza de preesfuerzo el factor a utilizar es 2.2:

$$\Delta\uparrow = 4.57 * 2.2$$

$$\Delta\uparrow = 10.05 \text{ cm}$$

- Debido al peso propio el factor a utilizar es 2.4:

$$\Delta\downarrow = -1.52 * 2.4$$

$$\Delta\downarrow = -3.65 \text{ cm}$$

- Debido al peso de la carpeta el factor a utilizar es 2.3:

$$\Delta\downarrow = -1.11 * 2.3$$

$$\Delta\downarrow = -2.55 \text{ cm}$$

- Debido al peso de paredes el factor a utilizar es 3:

$$\Delta\downarrow = -\frac{5 w L^4}{384 E_c I_c}$$

$$\Delta\downarrow = -\frac{5 * \frac{176.9}{100} * (15.8 * 100)^4}{384 * 15100 * \sqrt{400} * 1141390.37} * 3$$

$$\Delta\downarrow = -1.26 \text{ cm}$$

- Debido al peso de carga viva:

Es la que se calcula de manera instantánea, por lo que no se usa multiplicadores. Si se estima un porcentaje de carga viva que va estar presente de manera permanente, ese porcentaje tendría que usarse con

multiplicadores para obtener la deflexión final y el resto de manera instantánea.

$$\Delta \downarrow = - \frac{5 w L^4}{384 E_c I_c}$$

$$\Delta \downarrow = - \frac{5 * \frac{610}{100} * (15.8 * 100)^4}{384 * 15100 * \sqrt{400} * 1141390.37}$$

$$\Delta \downarrow = -1.44 \text{ cm}$$

Finalmente tenemos la deflexión final calculadas bajo cargas de servicio en el centro de la luz:

$$\Delta = 10.05 - 3.65 - 2.55 - 1.26 - 1.44$$

$$\Delta = 1.15 \text{ cm } (\downarrow)$$

Se puede apreciar que las deformaciones de las cargas que actúan cuando el elemento ya es compuesto, son mínimas, debido a la gran inercia del conjunto.

La tolerancia máxima permitida por el código ACI es:

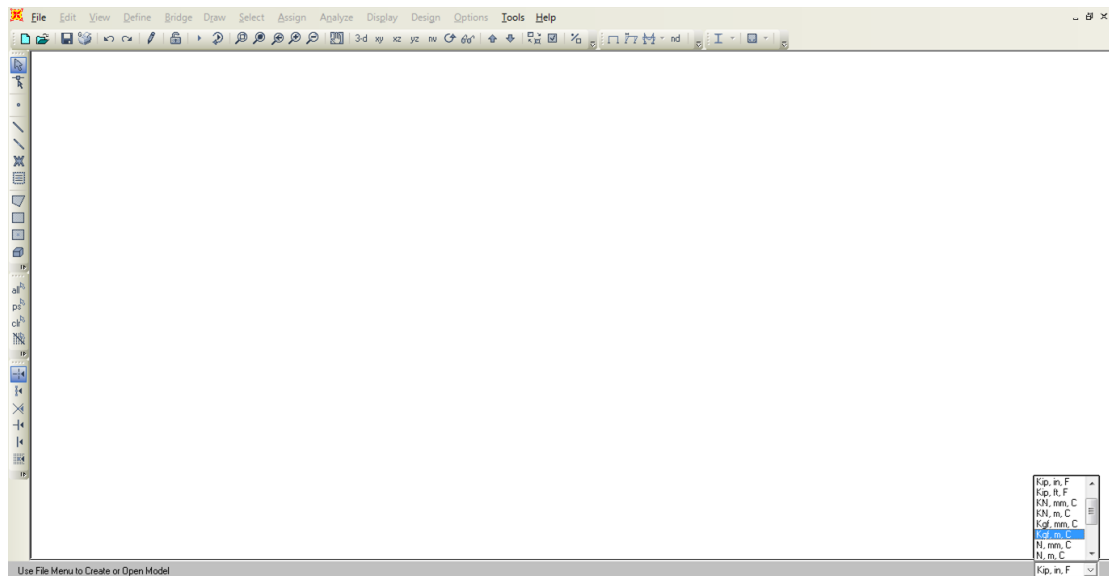
$$\frac{L}{480} = \frac{1580}{480} = 3.29 \text{ cm}$$

$$3.29 \text{ cm} > 1.15 \text{ cm } (\text{cumple})$$

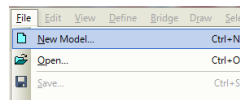
## 6.7.23 MODELACIÓN EN UN PROGRAMA ESPECIALIZADO

Abrir el programa

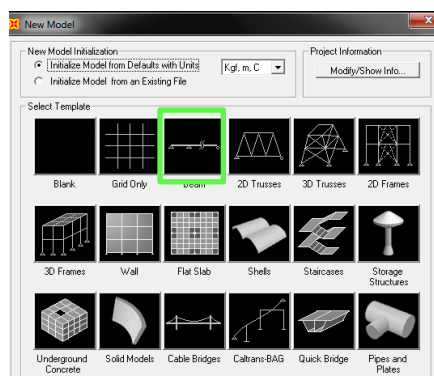
Clic en la parte inferior derecha para seleccionar o elegir unidades. (Kgf-m, de preferencia).



Clic en file (nuevo Modelo)

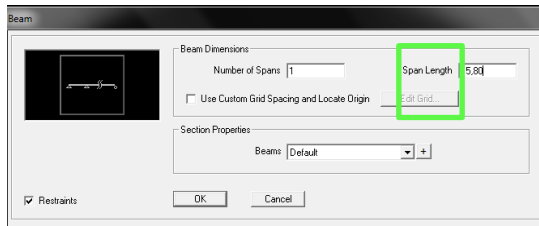


Este cuadro aparece inmediatamente y ofrece las diferentes opciones, pero para nuestro caso hacemos clic en Beam (vigas continuas).

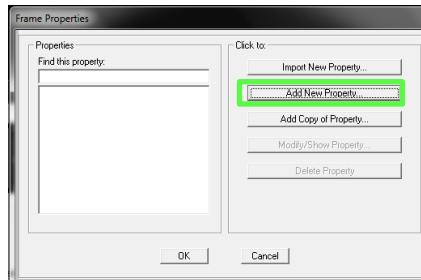


En este apartado vamos a definir el número de vanos, como también la longitud de la sección.

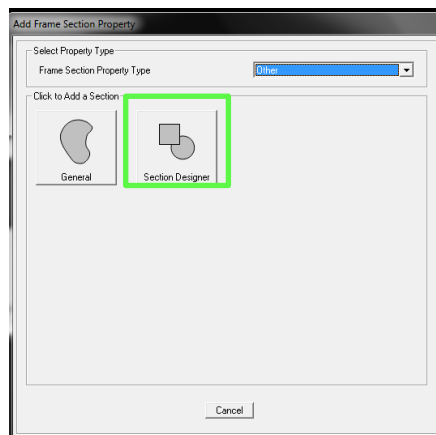




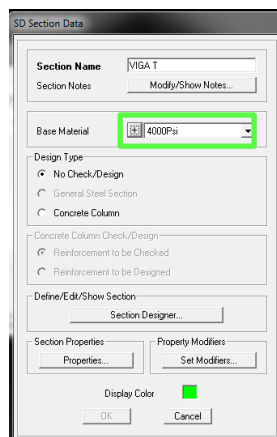
A continuación hacemos clic en (+), para asignar las propiedades de la sección.



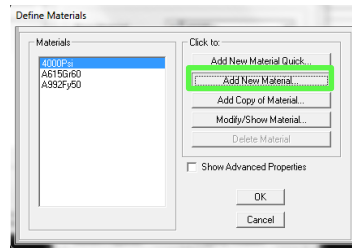
Escogemos (Other) y hacemos clic en Section Designer.



Click en (+) para ingresar el tipo de material de la viga.



Una vez colocado del nombre de la sección, procedemos a ingresar la resistencia de hormigón y sus propiedades, por lo que hacemos clic en Add New Material.



Añadir el nombre del hormigón (HORM400), para las propiedades de los materiales se detallan a continuación sus valores:

**Peso Específico del Hormigón = 2400 Kg/m<sup>3</sup>**

**Módulo de Poisson del Hormigón = 0.20** (Sin embargo puede tomarse como cero de acuerdo al artículo 19.2.1 del ACI318-08)

**Módulo de Poisson del Acero = 0.30**

**Módulo de Elasticidad del Hormigón** (Artículo 8.5.1 del ACI318-08, ecuación transformada del Si. A mks; tomado de la tabla de equivalencia entre sistemas, localizado en el apéndice F del mismo código)

$$E_c = W_c^{1.5} * 0.14 * \sqrt{f'_c}$$

Donde  $W_c$ : Densidad del concreto

$$E_c = 2400^{1.5} * 0.14 * \sqrt{400}$$

$$E_c = 329211.42 \text{ Kg/cm}^2$$

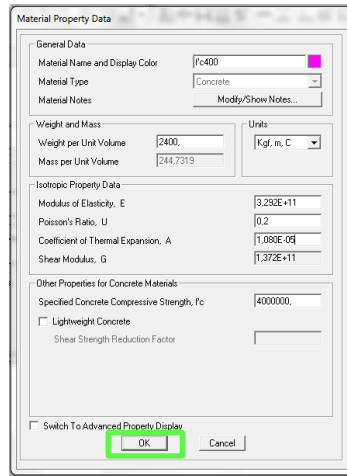
**Módulo de Elasticidad del Acero Pasivo** (Artículo 8.5.2 del ACI318-08)

$$E_s = 200\,000 \text{ Mpa} = 2\,000\,000 \text{ Kg/cm}^2$$

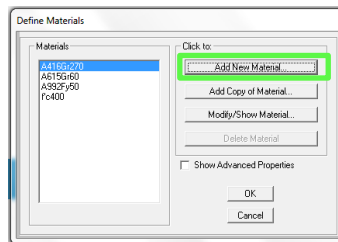
**Módulo de Elasticidad del Acero Activo (Preesforzado)** (Artículo 8.5.3 del ACI318-08)

$$E_p = 200\,000 \text{ Mpa} = 2\,000\,000 \text{ Kg/cm}^2$$

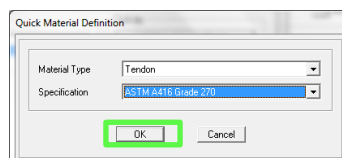
Ingresamos los valores en el cuadro que se presenta a continuación y OK.



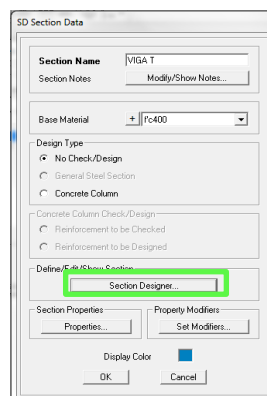
A continuación ingresamos las propiedades del acero Activo, haciendo clic en Add New Material Quick.



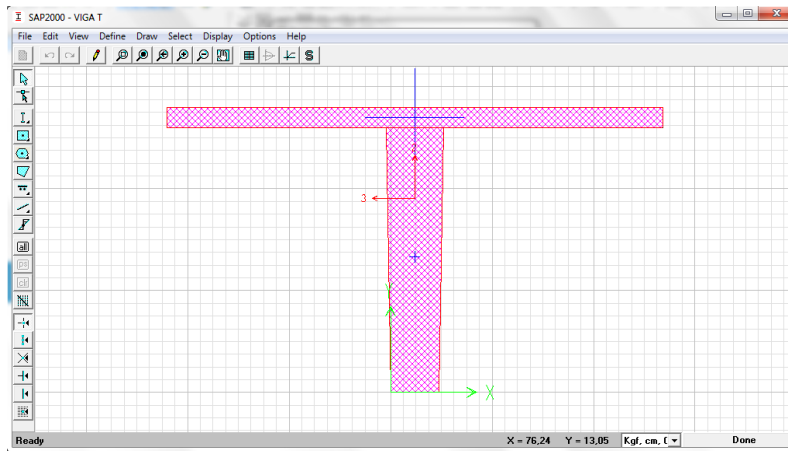
En este caso en Material Type escogemos Tendon and en Specification, escoger ASTM A416 Grade 270 and clic en OK.



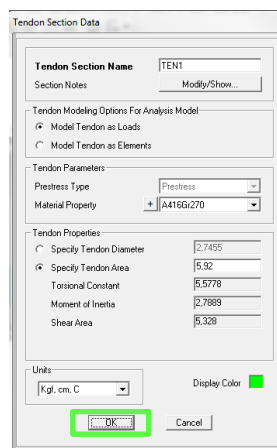
Una vez definido todos los materiales vamos a definir la sección haciendo clic en Section Designer.



En este caso tenemos la sección propuesta.

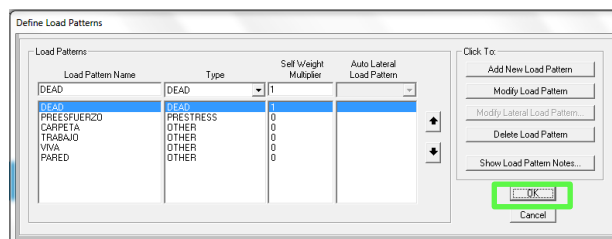


A continuación a definir las propiedades del tendón en Define, Section Properties, Tendondon Section and Ok.

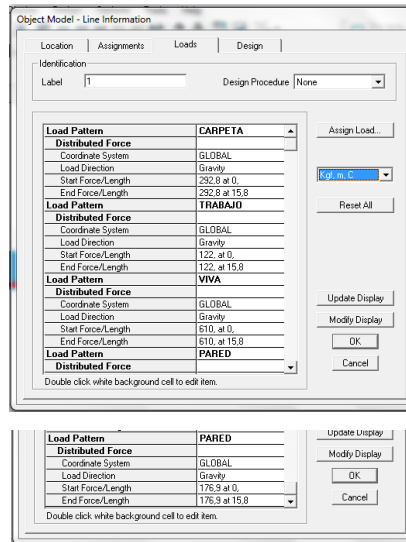


Para asignar los apoyos de la viga nos vamos Assign, Joint, Restraints. Para la cual en este caso la viga se encuentra simplemente apoyada.

Definir los diferentes casos de cargas, con la identificación y factores respectivos en Define, Load Patterns.

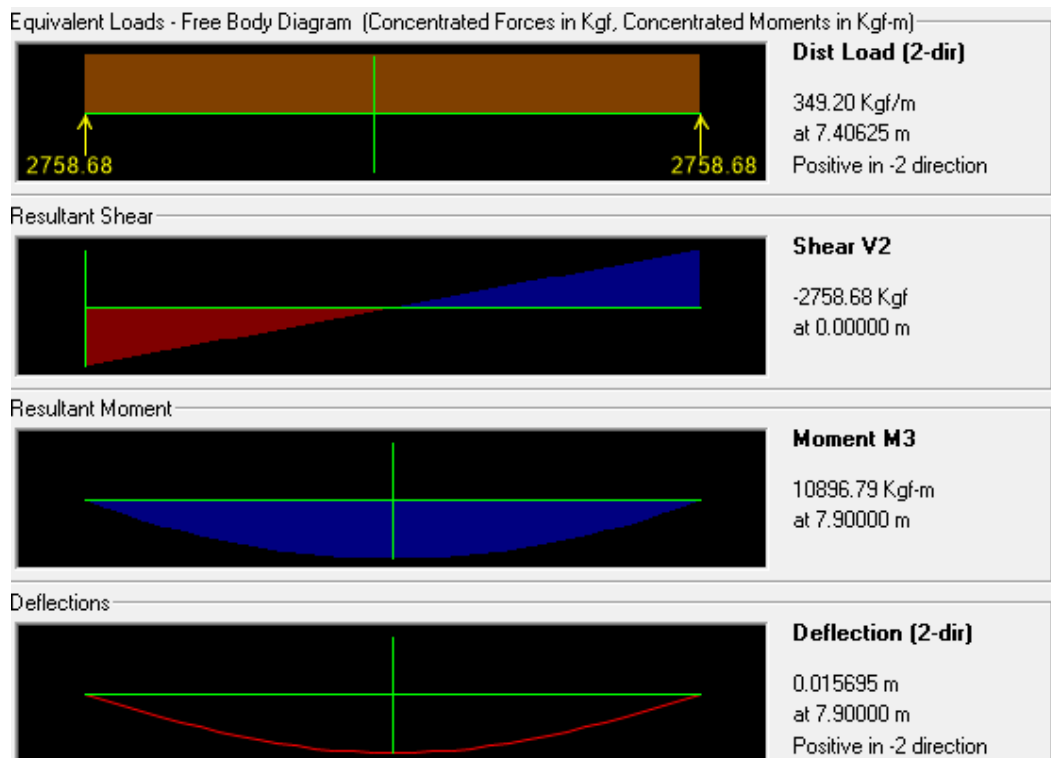


Para signar las respectivas cargas, señalamos la viga posteriormente nos vamos a Assign, Frame Loads, Distributed y llenamos la respectiva tabla para todos los casos de carga.

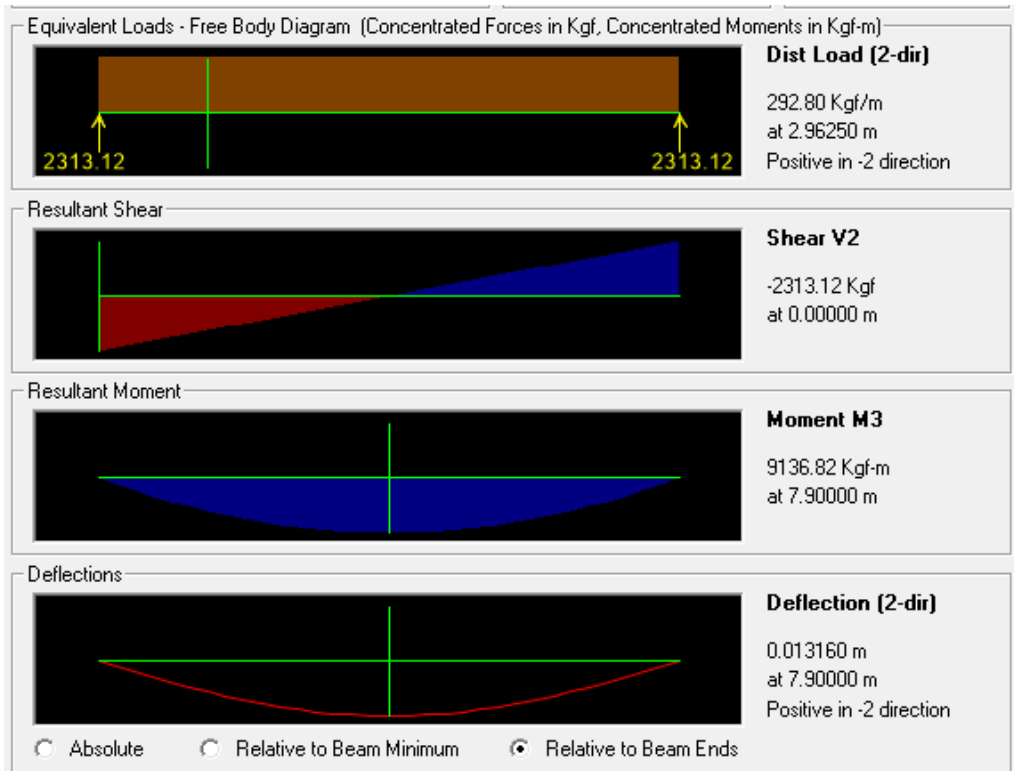


## 6.7.24 RESULTADOS DEL DISEÑO COMO ELEMENTO FRAME SIMPLEMENTE APOYADO

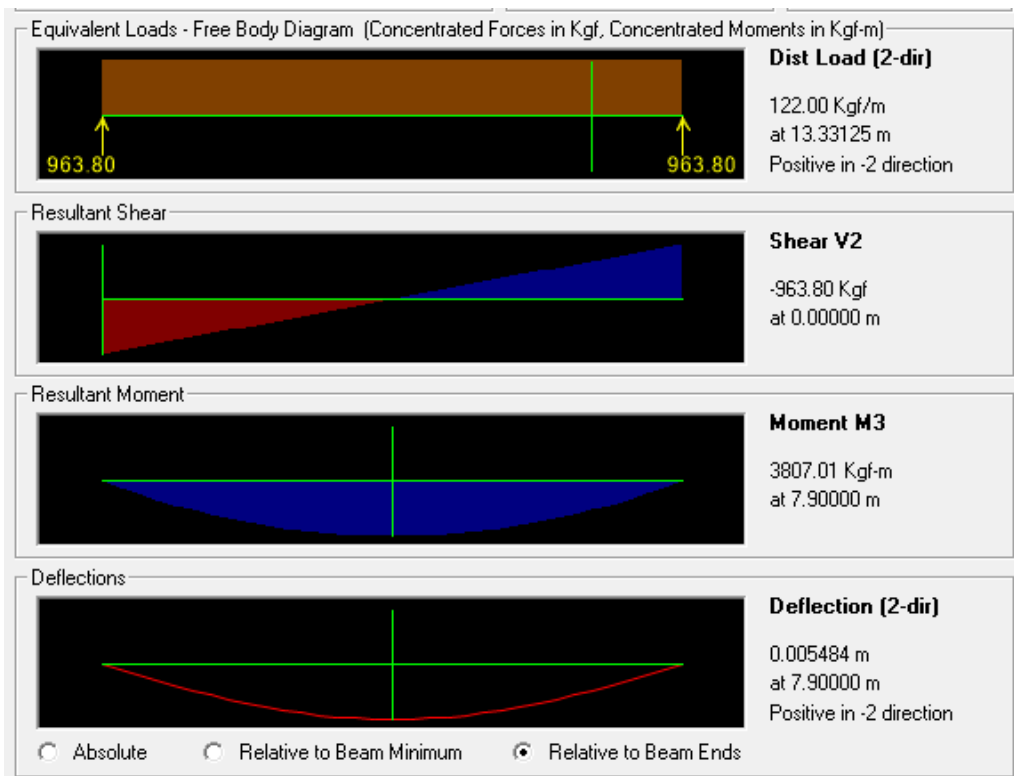
### 6.7.24.1 Peso Propio



### 6.7.24.2 Carpeta



### 6.7.24.3 Carga de Trabajo

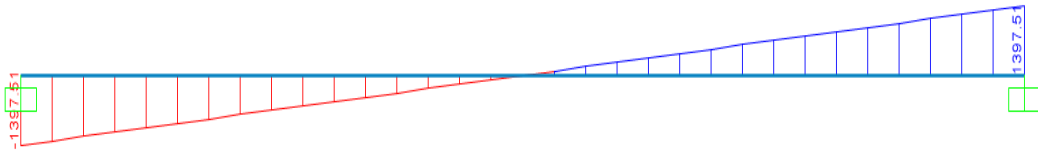


### 6.7.25 RESULTADOS DEL DISEÑO COMO ELEMENTO FRAME SEMIEMPOTRADO

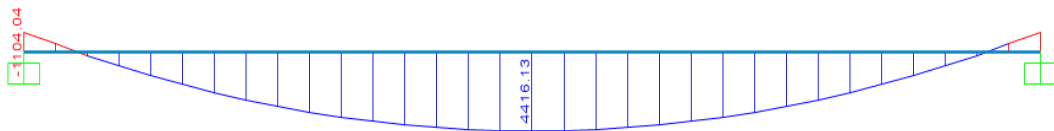
En este caso mediante el tercer estado de cargas las losas trabajan como elementos semiempotrados, para la cual se utiliza el mismo procedimiento para modelar la viga, con la diferencia que en este caso hay que considerar el semiempotramiento.

#### 6.7.25.1 CARGA MUERTA DE PAREDES

- Diagrama de corte

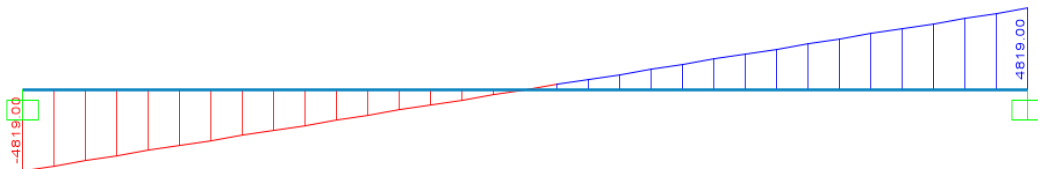


- Diagrama de momentos

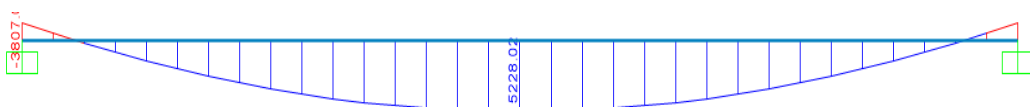


#### 6.7.25.2 Carga Viva

- Diagrama de corte

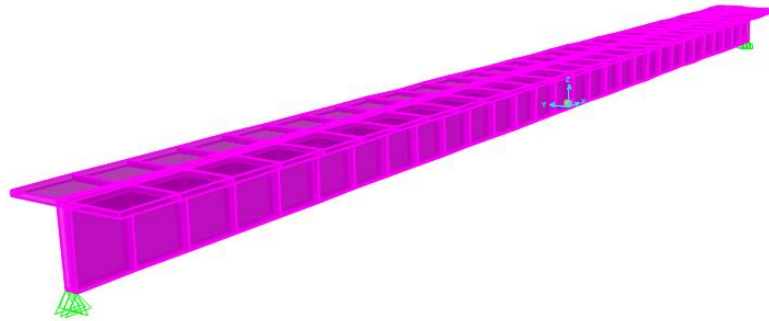


- Diagrama de momentos



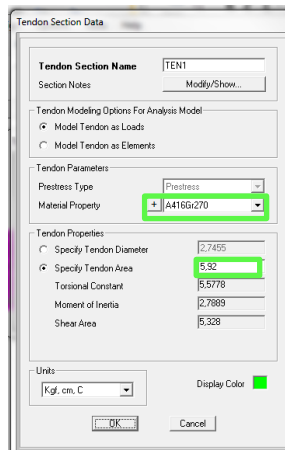
## 6.7.26 PROCEDIMIENTO PARA COLOCAR LOS TENDONES EN LA VIGA COMO ELEMENTO SOLIDO

Para este caso se trabaja como elementos sólidos, se realiza el mismo procedimiento del apartado 6.7.23, más la asignación de los tendones de pretensado que a continuación se detallan.

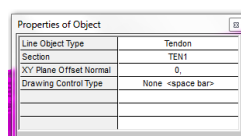


Una vez creado el elemento sólido, se asigna las propiedades del tendón en Define, Section Properties, Tendon Sections.

En este cuadro se especifica el tipo de material del tendón y el área del tendón, dicha área incluye el total de los 6 tendones.

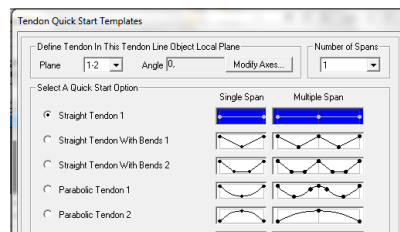
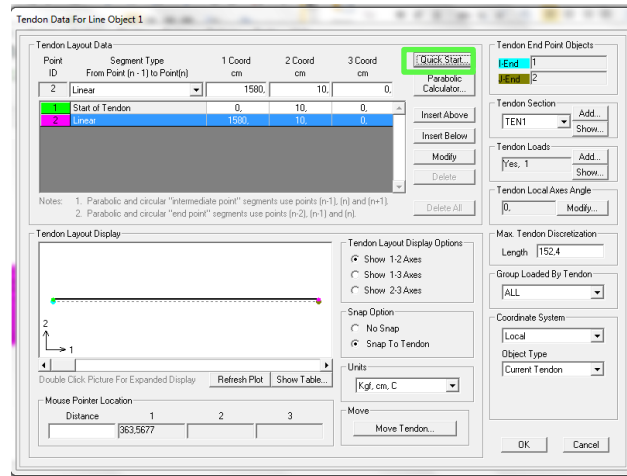


A continuación dibujar el tendón.

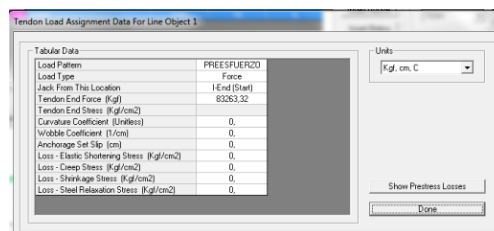
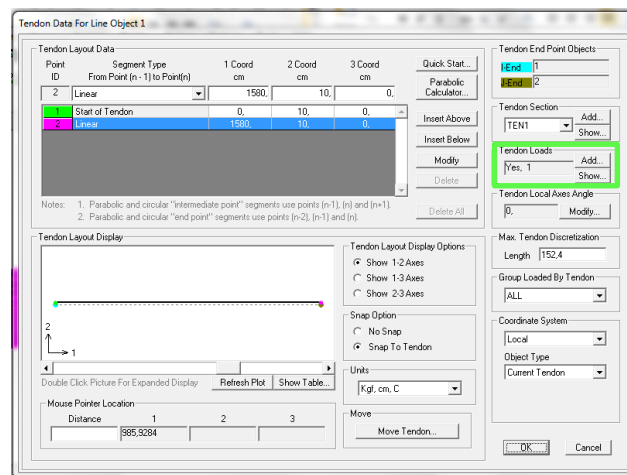




Una vez dibujado hacer clic derecho en el tendón para definir las el tendón recto.



Asignar la carga del tendón y ok.



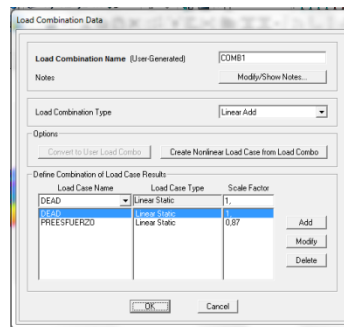
Luego de haber ingresado todos los datos, enviar analizar la viga.

## 6.7.27 RESULTADOS DEL DISEÑO COMO ELEMENTO SOLIDO

### 6.7.27.1 Comportamiento al Momento de Cortar los Cables

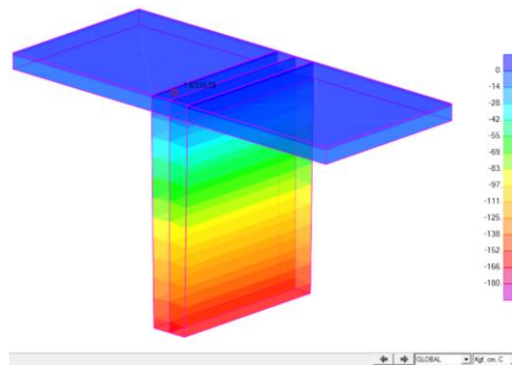
En la memoria de cálculo para el comportamiento al momento de cortar los cables se utilizó la carga por peso propio, en donde es necesario crear un combo que combine el peso propio y la carga de preesfuerzo.

Para crear el combo ir a Define, Load Combinations.

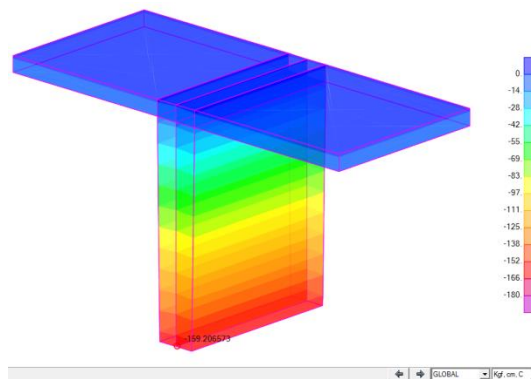


#### 6.7.27.1.1: Esfuerzos en el centro de la luz:

- En la fibra superior de la viga T

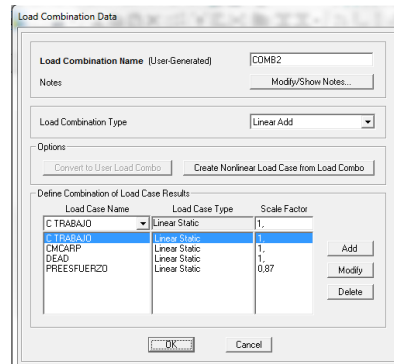


- En la fibra inferior de la viga T



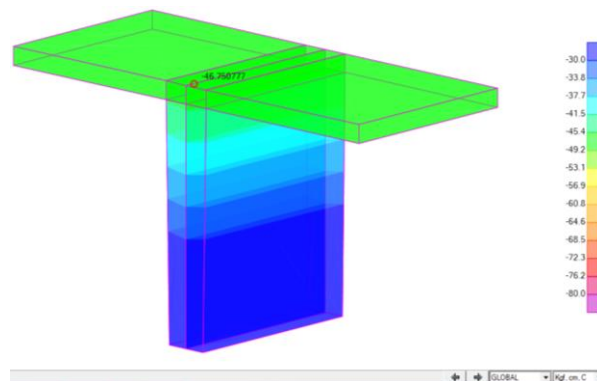
## 6.7.27.2 Comportamiento al Momento de Colocar la Carga Muerta sobre la Viga T

Crear un Combo 2 con la carga por peso propio, carga de carpeta, carga de trabajo y de preesfuerzo.

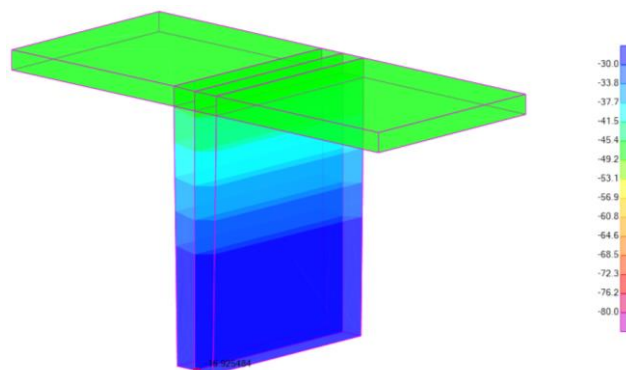


### 6.7.27.2.1 Esfuerzos en el centro de la luz

- En la fibra superior de la viga T

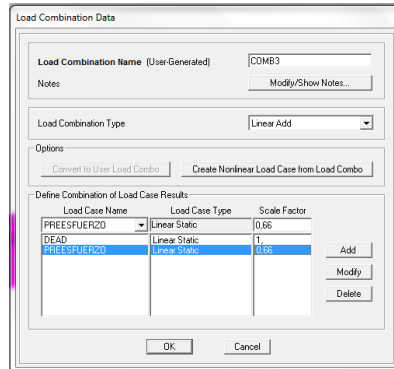


- En la fibra inferior de la viga T

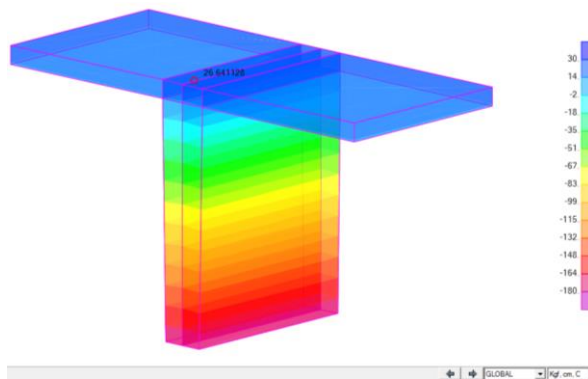


### 6.7.27.2.2 Esfuerzos a lo largo de la luz

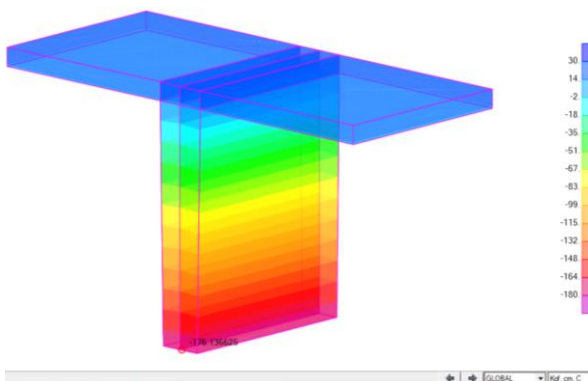
En este caso realizar un nuevo combo con las combinaciones de carga por peso propio y el de preesfuerzo con el coeficiente de perdidas  $C_p = 0.66$



- En la fibra superior de la viga T



- En la fibra inferior de la viga T

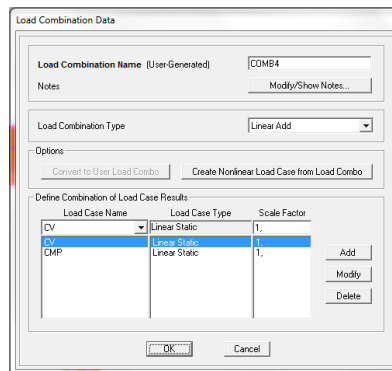


### 6.7.27.3 Comportamiento Bajo Cargas de Servicio

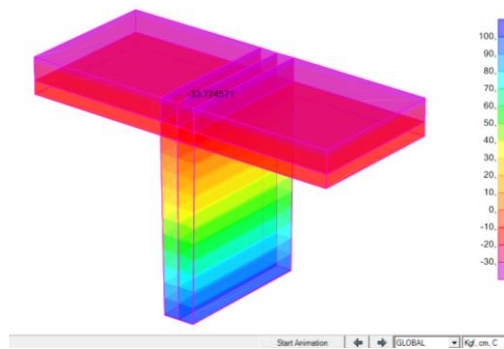
En este caso es donde la viga ya entra en servicio después de la izada, por lo que para calcular los esfuerzos adicionamos la carpeta fundida in situ.

#### 6.7.27.3.1 Esfuerzos en el centro de la luz

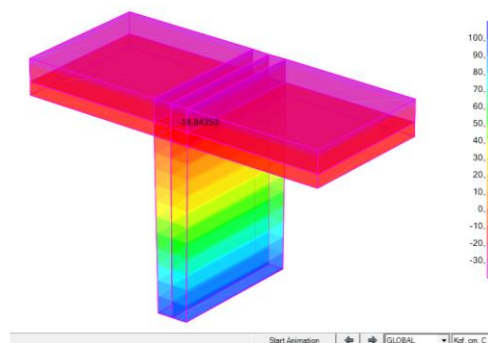
Crear un nuevo combo que considere las combinaciones por carga viva y carga muerta de pared.



- En la fibra superior de la carpeta

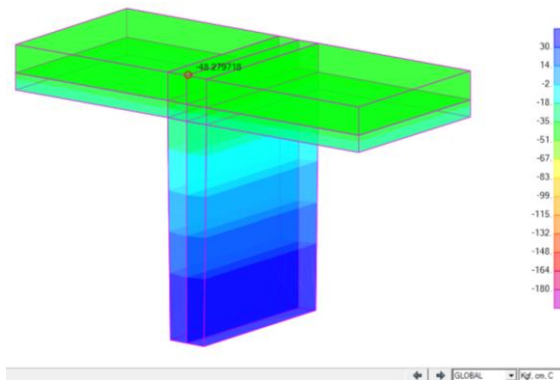
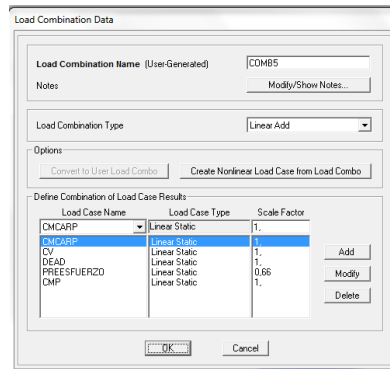


- En la fibra inferior de la carpeta

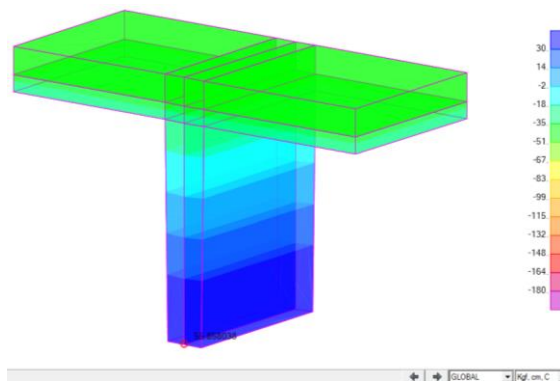


- **En la fibra superior de la viga T**

Después de analizar los esfuerzos en todas las etapas de construcción de la viga, los esfuerzos analizar en las atapas finales es cuando se considera todas las cargas de servicio actuantes en la estructura, por lo que las combinaciones son entre peso propio, carga muerta de pared, carga de trabajo y carga viva.



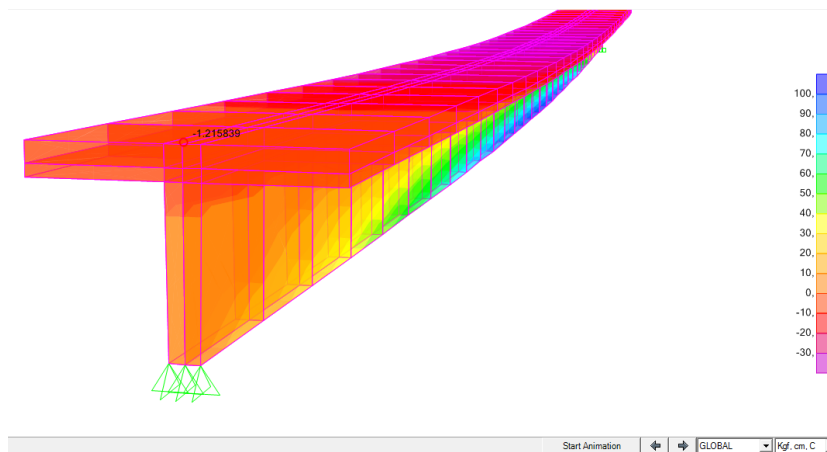
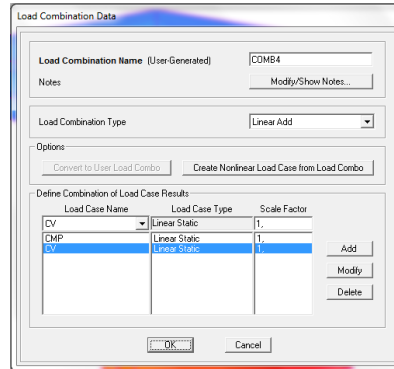
- **En la fibra inferior de la viga T**



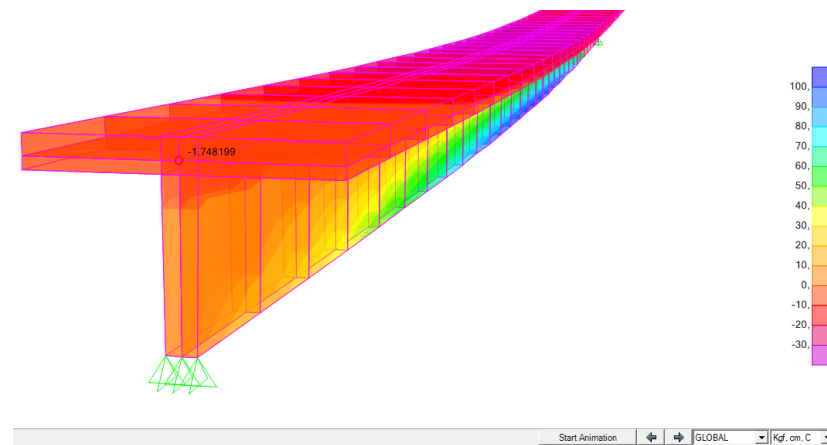
### 6.7.27.3.2 Esfuerzos en los extremos de la luz

- **En la fibra superior de la carpeta**

Las combinaciones para este caso están expresadas en el combo 4.

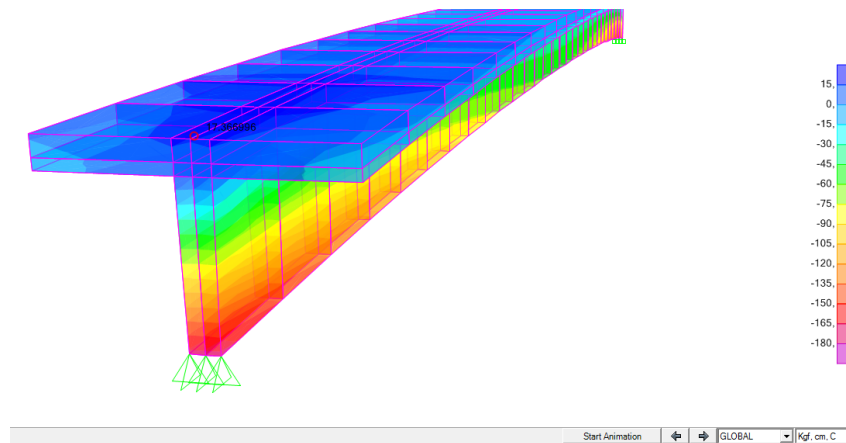
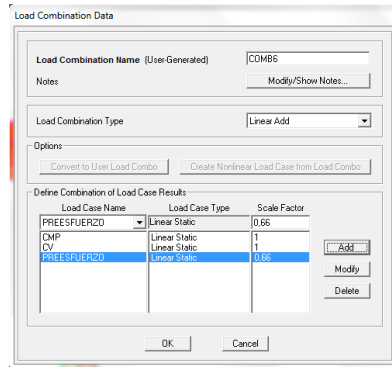


- **En la fibra inferior de carpeta**

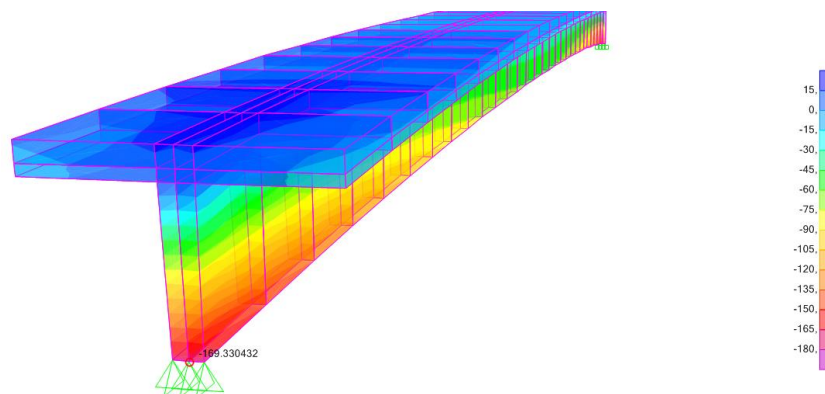


- **En la fibra superior de la viga T**

Para estos últimos casos adicionar un nuevo combo que incluya la carga viva, la carga muerta de pared y la de preesfuerzo.



- **En la fibra inferior de la viga T**



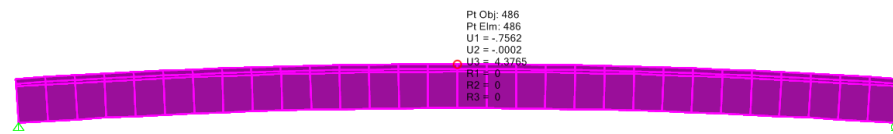


## 6.7.28 RESULTADOS DE CAMBER Y DEFLEXIONES

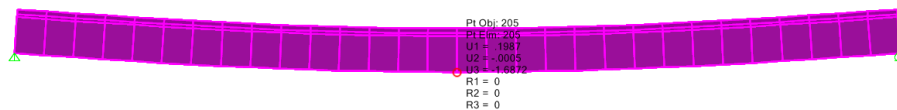
Las deflexiones debido a los distintos estados de carga, se las visualizará en los desplazamientos verticales, es decir en el desplazamiento U3 en cm del modelo matemático.

### 6.7.28.1 Camber al momento de la transferencia de la fuerza de pretensado, es decir al momento de cortar los cables

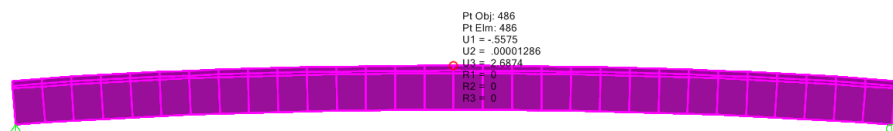
- Camber por fluencia únicamente de los cables pretensados



- Deflexión debido al peso propio

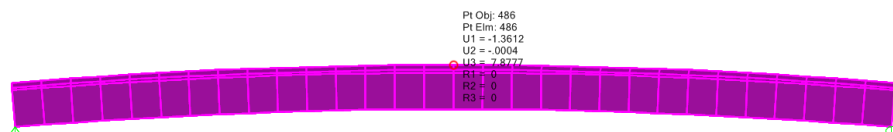


- Camber al momento de cortar los cables

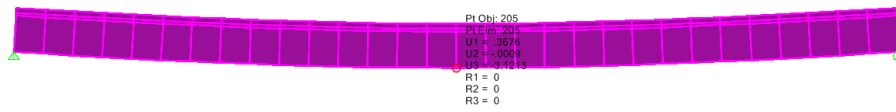


### 6.7.28.2 Deflexiones al momento de izar la viga

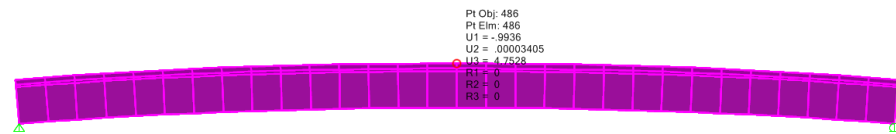
- Debido a la fuerza de preesfuerzo el factor a utilizar es 1.8



- Debido al peso propio el factor a utilizar es 1.85

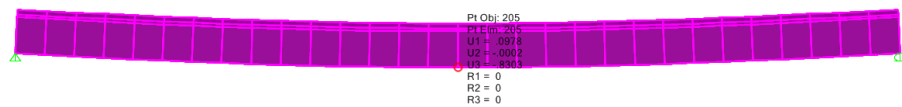


- Camber al momento de izar el elemento

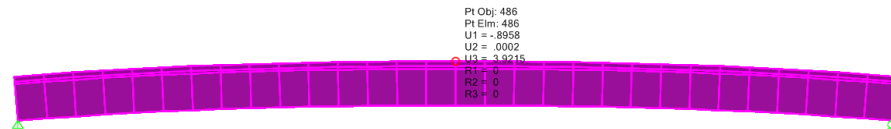


### 6.7.28.3 Deflexiones al momento de hormigonar la carpeta

- Deflexión debido a la carpeta

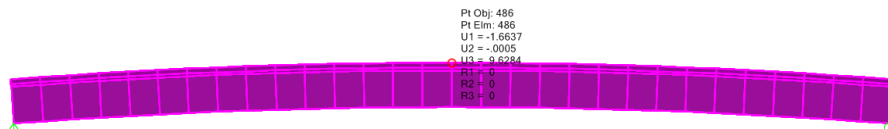


- Camber debido a la carpeta y al izado

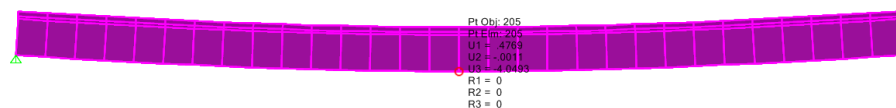


### 6.7.28.4 Deflexiones bajo cargas de servicio

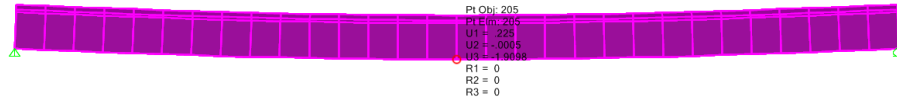
- Debido a la fuerza de preesfuerzo el factor a utilizar es 2.2



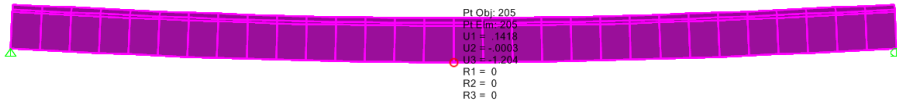
- Debido al peso propio el factor a utilizar es 2.4



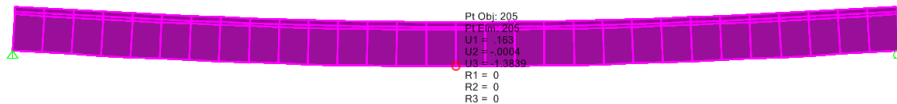
- Debido al peso de la carpeta el factor a utilizar es 2.3



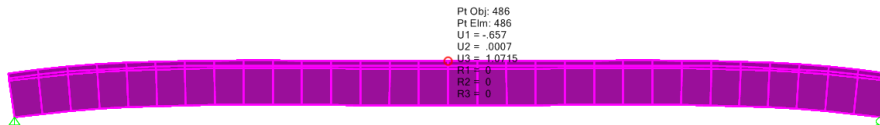
- Debido al peso de paredes el factor a utilizar es 3



- Debido al peso de la carga viva



- Deflexión final debido a cargas de servicio



## 6.7.29 TABLAS DE RESULTADOS

### 6.7.29.1 Tabla de Corte y Momentos

COMPARACION DE RESULTADOS						
MEMORIA DE CALCULO	PROGRAMA ESPECIALIZADO					
	CORTE	MOMENTO	CORTE	MOMENTO		
	Kg	Kg-m	Kg	Kg-m		
PESO PROPIO	2758,68	10896,79	2758,68	10896,79		
CARPETA	2313,12	9136,32	2313,12	9136,82		
TRABAJO	963,80	3807,01	963,80	3807,01		
		POSITIVO	NEGATIVO		POSITIVO	NEGATIVO
PAREDES	1397,51	4416,13	1104,03	1397,51	4416,13	1104,04
VIVA	4819,00	15228,04	3807,01	4819,00	15228,02	3807,03

*Tabla No.21: Comparación de valores de corte y momento obtenidos en la memoria de cálculo y programa.*

*Elaborado por: Néstor Iza.*

### 6.7.29.2 Tabla de Esfuerzos

<b>COMPARACION DE RESULTADOS DE ESFUERZOS</b>			
	M. CALCULO	PROGRAMA	ACI
<b>COMPORTAMIENTO AL MOMENTO DE CORTAR LOS CABLES</b>			
<b>ESFUERZOS EN EL CENTRO DE LA LUZ</b>			
Fibra superior viga T	1,63	1,63	13,86
Fibra inferior viga T	-159,5	-159,2	-180
<b>COMPORTAMIENTO AL MOMENTO DE COLOCAR LA CARGA MUERTA</b>			
<b>ESFUERZOS EN EL CENTRO DE LA LUZ</b>			
Fibra superior viga T	-47,64	-46,75	-180
Fibra inferior viga T	-16,71	-16,92	-180
<b>ESFUERZOS A LO LARGO DE LA LUZ</b>			
Fibra superior viga T	27,19	26,64	40
Fibra inferior viga T	-176,18	-176,13	-180
<b>COMPORTAMIENTO BAJO CARGAS DE SERVICIO</b>			
<b>ESFUERZOS EN EL CENTRO DE LA LUZ</b>			
Fibra superior carpeta	-34,03	-33,72	-180
Fibra inferior carpeta	-19,57	-19,84	-180
Fibra superior viga T	-39,47	-48,27	-180
Fibra inferior viga T	63,75	55,85	64
<b>ESFUERZOS EN LOS EXTREMOS DE LA LUZ</b>			
Fibra superior carpeta	8,51	-1,21	40 AL -240
Fibra inferior carpeta	4,89	-1,74	40 AL -240
Fibra superior viga T	32,08	17,36	40
Fibra inferior viga T	-201,58	-169,33	240

*Tabla No.22: Comparación de valores de esfuerzos obtenidos en la memoria de cálculo, programa y ACI.*

*Elaborado por: Néstor Iza.*

### 6.7.29.3 Tabla de Camber y Deflexiones

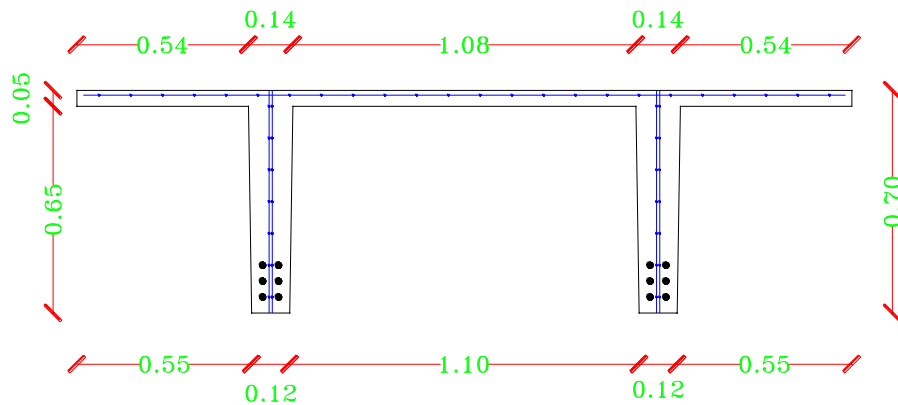
<b>COMPARACION DE RESULTADOS DE CAMBERS Y DEFLEXIONES</b>			
	M. CALCULO	PROGRAMA	ACI
	cm	cm	cm
<b>CAMBER AL MOMENTO DE LA TRANSFERENCIA DE LA FUERZA DE PRETENSADO</b>			
Camber por influencia única de los cables	4,57	4,37	
Deflexión debido al peso propio	-1,52	-1,68	
Camber al momento de cortar los cables	3,05	2,68	
<b>COMPORTAMIENTO AL MOMENTO DE IZAR EL ELEMENTO</b>			
Debido a la fuerza de preesfuerzo con un factor de 1,8	8,22	7,87	
Debido al peso propio con un factor de 1,85	-2,81	-3,12	
Camber al momento de izar el elemento	5,41	4,75	

COMPORTAMIENTO AL MOMENTO DE HORMIGONAR LA CARPETA			
Debido al peso de carpeta	-1,11	-0,83	
Camber al momento de hormigonar la carpeta	4,30	3,92	
COMPORTAMIENTO BAJO CARGAS DE SERVICIO			
Debido a la fuerza de preesfuerzo con un factor de 2,2	10,05	9,62	
Debido al peso propio con un factor de 2,4	-3,65	-4,04	
Debido al peso de la carpeta con un factor de 2,3	-2,55	-1,90	
Debido al peso de paredes con un factor de 3	-1,26	-1,20	
Debido al peso de carga viva	-1,44	-1,38	
Camber final bajo cargas de servicio	1,15	1,07	3,29

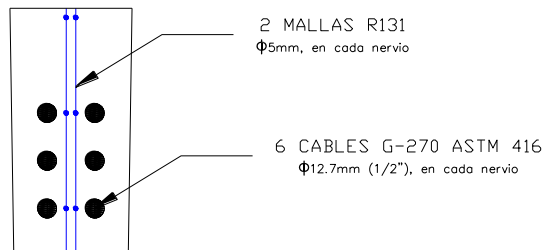
**Tabla No.23:** Comparación de valores de camber y deflexiones obtenidos en la memoria de cálculo, programa y ACI.  
**Elaborado por:** Néstor Iza.

### 6.7.30 DISEÑO FINAL

## SECCIÓN DOBLE T



## DETALLE DE NERVIO



### 6.7.31 CONCLUSIONES

Al término del presente trabajo de investigación se pudo analizar a fondo el comportamiento y diseño estructural de miembros isostáticos de hormigón pretensado.

- Las dimensiones de los elementos son realmente pequeñas comparadas con las luces que cubren los mismos.
- La mano de obra se limita únicamente al izado, colocado y al hormigonado de la carpeta, ya que en caso de obras de gran escala, el ahorro de tiempo y mano de obra es realmente significativo, además permite que la construcción sea menos dependiente de las condiciones climáticas, ya que los elementos son elaborados en fabrica en condiciones estables y con anterioridad.
- Al formar nudos “semi-rígidos”, se da continuidad a los elementos formándose una estructura mucho más rígida y con un mejor comportamiento respecto a cargas laterales.
- Es de gran importancia notar como varían los esfuerzos a lo largo de las diferentes etapas ya que esto refleja el comportamiento del elemento, comienza por estar altamente comprimido con un esfuerzo en la fibra inferior de  $-159.5 \text{ Kg/cm}^2$  debido a la fuerza de pretensado, luego a medida que el elemento es solicitado a momentos, el esfuerzo en la segunda etapa se observa que el esfuerzo se redujo a  $-16.71$ , por último en la tercera etapa el valor del esfuerzo en la fibra inferior es de  $63.75 \text{ Kg/cm}^2$ , la cual es muy cercano al límite establecido por el ACI de  $64 \text{ Kg/cm}^2$ , esto implica que la capacidad tanto de los cables como del elemento se encuentra aprovechada al máximo, de esta manera se evita además el uso de acero pasivo, lo cual influye favorablemente en la parte económica.
- Se ha demostrado que las deflexiones sometido a diferentes estados de carga disminuyen debido a la fuerza de pretensado, lo que hace que la viga

con una longitud de  $15.80m$  tenga un camber calculado de  $1.15cm$ , mientras que para una misma longitud la tolerancia máxima permitida por el ACI es de  $3.29cm$ .

- La razón por la diferencia de resultados respecto al cálculo realizado manualmente en relación al calculado en el programas, es que manualmente se trabaja máximo con dos decimales mientras que el programa trabaja con doce decimales por esa razón es la diferencia de resultados en menor porcentaje ya que estamos dentro de lo que manda el código.
- Los beneficios que se logran con la utilización de viguetas pretensadas en una losa de gran envergadura, es de que en las fábricas tienen un buen control de calidad en los materiales utilizados, así como en la mano de obra, se tiene elementos de mejor calidad y menor costo que los contruidos directamente en obra y el izado de los elementos se hace en tiempos bien cortos, menos mano de obra y no requiere encofrados.

### **6.7.32 RECOMENDACIONES**

- Para llevar a cabo una construcción con elementos prefabricados – pretensados como solución constructiva, el profesional debe tener en cuenta que la estructura cuente con cierta uniformidad y simetría en sus diseños.
- Con aceros normales no es posible pretensar, ya que no presenta mayor elongación en el acero perdiéndose así prácticamente toda la fuerza de pretensado, en cambio con aceros de alta resistencia la elongación es mucho mayor y luego de las pérdidas que siempre existen, todavía subsiste una importante fuerza de pretensado.
- Es recomendable realizar los diseños con dimensiones estándar disponibles en el mercado.

## **6.8 ADMINISTRACIÓN**

El presente trabajo fue ejecutado bajo la intervención del Ing. Msc. Jorge Cevallos como tutor del estudiante Néstor Gonzalo Iza Chimbana quien realiza la Investigación, como trabajo final de Investigación previo a la Obtención del Título de Ingeniero Civil.

## **6.9 PREVISIÓN DE LA EVALUACIÓN**

Las normas se tomó como referencia en el presente trabajo son las dadas por “Requisitos de Reglamento para el Concreto Estructural y Comentario (ACI 318S-08)”, American Concrete Institute, 2008. Adicionalmente, usaremos datos y estudios realizados por el “PCI Desing Handbook Precast and Prestressed Concrete”, Sixth Edition 2004. El Código Ecuatoriano de la Construcción “CEC 2002” y la Norma Ecuatoriana de la Construcción “NEC 2011



## **BIBLIOGRAFÍA**

- PAYÁ, Miguel (1979). Hormigón pretensado
- JÜRGEN, Mattheib (1980). Hormigón Armado, Armado Aligerado, Pretensado.
- ACI -318S-08. American Concrete Institute, 2008
- PCI -Desing Handbook Precast and Prestressed Concrete”, Sixth Edition 2004
- CEC – Código Ecuatoriano de la Construcción 2002
- NEC- Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011
- ESPINOZA, Pedro. (2013). TESIS DE GRADO previo a la obtención del título de MAGÍSTER EN CONSTRUCCIONES (MSc). “Propuesta de innovación para el uso del pretensado en la arquitectura de edificios de la ciudad de cuenca”.
- HUANCA, Jaime. REINOSO, Santiago (2013). TESIS DE GRADO previo a la obtención del título de ARQUITECTO. “El pretensado como recurso arquitectónico”.
- CARRASCO, Fabián (2010). “Hormigón pretensado, Diseño de elementos isostáticos.”
- NILSON, Arthur H (1987). “Diseño de estructuras de concreto preesforzado”.
- COLLINS, Michel. MITCHELL, Denis (1997). Canada. “Prestressed Concrete Structures”, Response Publications.
- BALLADARES, Enma. (2012). TESIS DE GRADO previo a la obtención del título de INGENIERA CIVIL. “Incidencia de la resistencia del hormigón a tracción en vigas para puentes de luces medianas”.

- CALDERÓN, Francisco. ORTEGA, Rubén (2013). TESIS DE GRADO previo a la obtención del título de INGENIERO CIVIL. “Diseño estructural de losas TT prefabricadas – pretensadas con extremos rígidos”.
- AYARZA Ángel. “Temas de hormigón, Vigas de grandes luces”.
- BELTRAN, Luis. (2011). TESIS DE GRADO previo a la obtención del título de INGENIERA CIVIL. “Las cargas sísmicas y su incidencia en la estabilidad del edificio “tipo” de cuatro pisos en el sector los tres juanes de la ciudad de Ambato, provincia de Tungurahua”.
- ASSHTO 2007
- NAWY G. Edward (2006). Fifth Edition. “Prestressed Concrete: A Fundamental Approach”,
- <http://www.arquitectonline.com/viguetaspretensadas.htm>

## ANEXO A

ENCUESTA ANTES DE REALIZAR EL ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**Localidad:** Varios Establecimientos de la Ciudad de Ambato, Provincia del Tungurahua y el Ecuador entero

**Tema:** “La incidencia de viguetas pretensadas en el comportamiento estructural de edificaciones de grandes luces”

**Fecha:** Abril 2014

**Objetivos:** El objeto del presente cuestionario es obtener información de profesionales dedicados al ámbito estructural, para así complementar el trabajo de investigación. Por lo que le agradecemos la contestación cuidadosa del mismo

**Instrucciones:**

La encuesta es totalmente anónima.

Marque la alternativa de su preferencia.

Responda únicamente con la verdad.

## FORMULARIO DE PREGUNTAS

**Pregunta No.1:** ¿En sus diseños estructurales de edificaciones usted ha diseñado con viguetas pretensadas?

SI

NO

**Pregunta No.2:** ¿Cree que la utilización de viguetas pretensadas será una solución para cubrir grandes luces?

SI

NO

**Pregunta No.3** ¿Desde su punto de vista en qué tipo de estructuras es factible la utilización de vigas pretensadas?

Casas Residenciales

Edificaciones de grandes luces

Puentes

Todas las anteriores

**Pregunta No.4:** ¿Qué tipo de vigas pretensadas ha utilizado en sus diseños?

Doble T	<input type="checkbox"/>
Cajón	<input type="checkbox"/>
T	<input type="checkbox"/>
I	<input type="checkbox"/>
Otros	<input type="checkbox"/>
Ninguno de las anteriores	<input type="checkbox"/>

**Pregunta No.5:** ¿Usted conoce el comportamiento general de una vigueta pretensada?

SI

NO

Gracias por su colaboración.

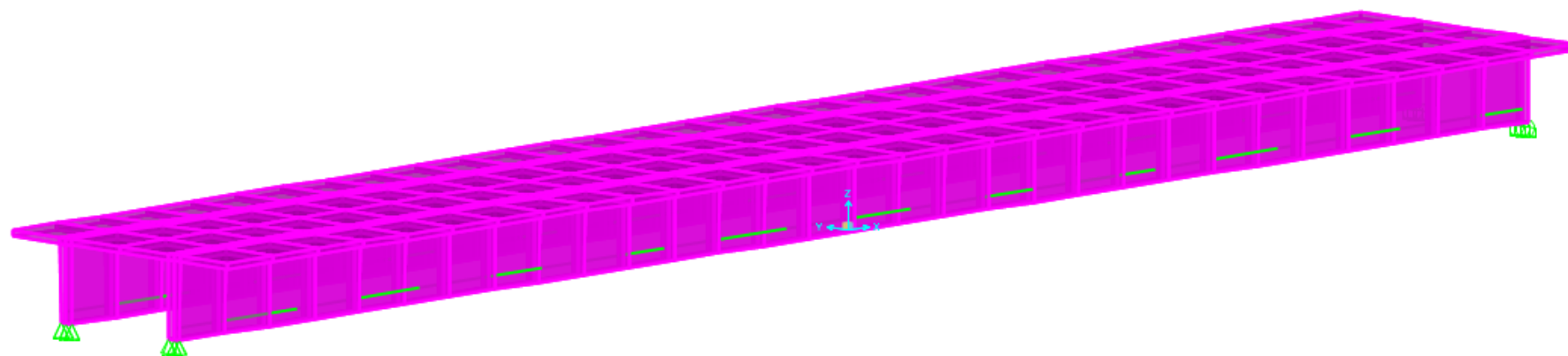
**ENCUESTADOR:** Néstor Gonzalo Iza Chimbana

## ANEXO B

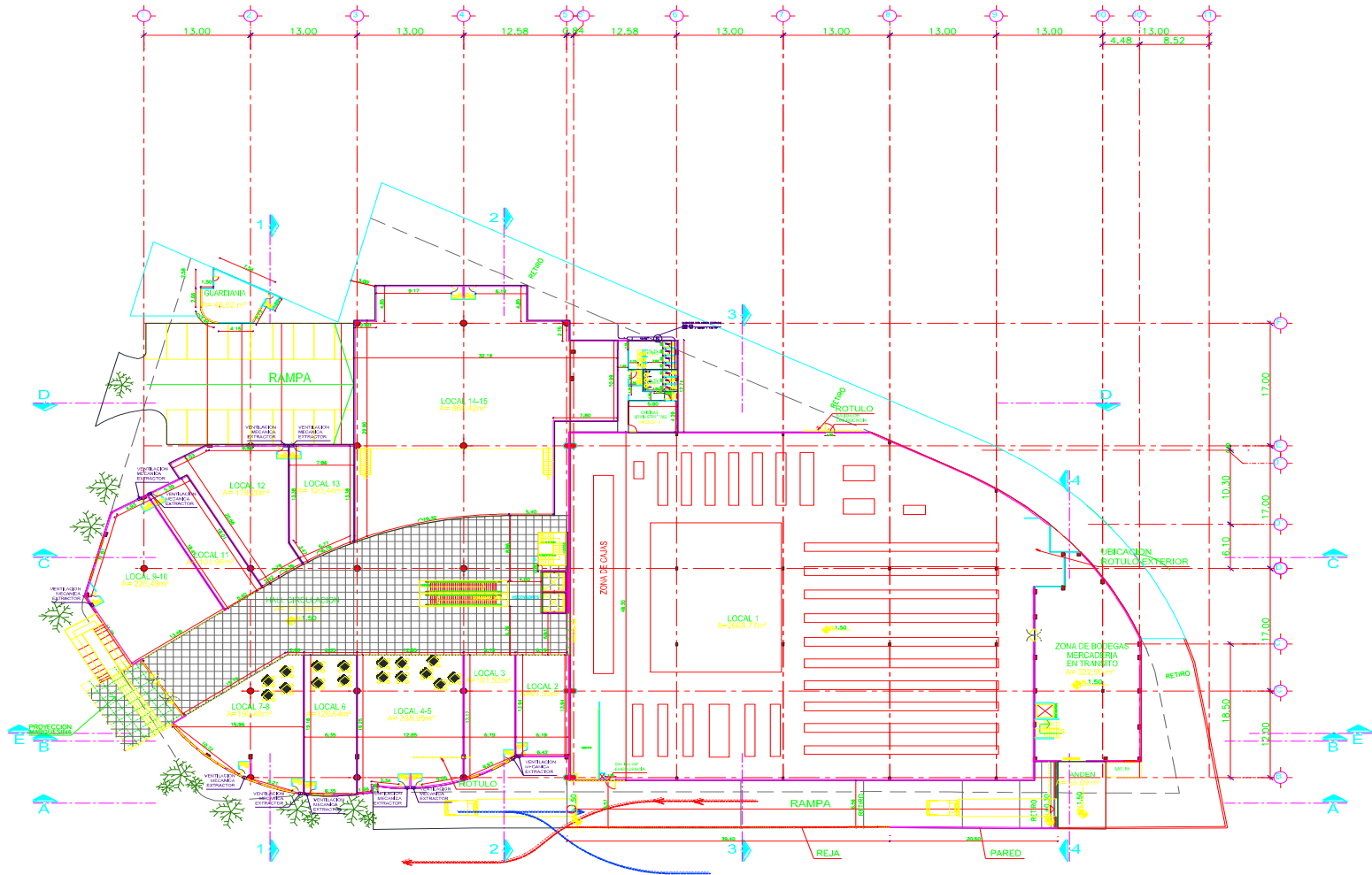
### CARGA VIVA DE LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCION

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m <sup>2</sup> )	Carga concentrada (kN)
Almacenes		
Venta al por menor	4.80	4.50
<b>Primer piso</b>	<b>3.60</b>	4.50
Pisos superiores	6.00	4.50
Venta al por mayor. Todos los pisos		
Amerías y salas de instrucción militar	7.20	
Áreas de reunión y teatros		
Asientos fijos	2.90	
Áreas de recepción	4.80	
Asientos móviles	4.80	

## ANEXO C



## ANEXO D





# ANEXOS