



UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO

Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica

Carrera Ingeniería Civil

TRABAJO ESTRUCTURADO DE MANERA INDEPENDIENTE PREVIO
A LA OBTENCION DEL TITULO DE
INGENIERO CIVIL

TEMA:

"INCIDENCIA DE LA RESISTENCIA DEL HORMIGÓN A
TRACCIÓN EN VIGAS PARA PUENTES DE LUCES MEDIANAS"

AUTOR: Enma Aracelly Balladares Pérez

TUTOR: Ing. Santiago Medina

AMBATO-ECUADOR

2012

CERTIFICACIÓN

Certifico que la presente tesis de grado realizada por Enma Aracelly Balladares Pérez, egresada de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, se desarrolló bajo mi dirección, es un trabajo estructurado de manera independiente, personal e inédito y ha sido concluido bajo el título "INCIDENCIA DE LA RESISTENCIA DEL HORMIGÓN A TRACCIÓN EN VIGAS PARA PUENTES DE LUCES MEDIANAS".

Es todo cuanto puedo certificar en honor a la verdad.

Ambato, Mayo 2012

.....
Ing. Santiago Medina
TUTOR DE TESIS

AUTORÍA DEL TRABAJO

Yo, ENMA ARACELLY BALLADARES PEREZ, con C.I. 180359420-7, soy responsable de las ideas, resultados y propuestas expuestas en el presente trabajo, a la vez confiero derechos de autoría a la Universidad Técnica de Ambato – Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

.....
Enma Aracelly Balladares Pérez

DEDICATORIA

Dedicado a Dios y a mi familia

Dedico a Dios que ha guiado mi camino, ya que con su amor y bondad me ha permitido alcanzar éxito en la vida.

A mi amada hija ya que ha sido la motivación principal para superarme día a día.

A mis padres quienes han estado presentes durante toda mi vida apoyado mis decisiones y depositando toda su confianza en mí para alcanzar mis metas.

A mi amado esposo por haber estado presente en los momentos más importantes de mi vida apoyándome incondicionalmente y confiando en mí siempre.

Aracelly

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por la vida y por brindarme la sabiduría para adquirir nuevos conocimientos que me permitirán superarme en la vida.

El más profundo agradecimiento a mis padres por haberme permitido realizar mis estudios y apoyarme durante toda mi carrera universitaria.

Agradezco a mi esposo y mis suegros por su gran apoyo para culminar mi carrera.

Un profundo agradecimiento a la Universidad Técnica de Ambato, especialmente a la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, que ha sido la fuente del saber, ya que gracias a la dedicación y conocimiento de sus docentes he adquirido conocimientos para desempeñarme muy bien en mi vida profesional.

Un agradecimiento muy especial al M.Sc. Ing. Miguel Mora por brindarme su apoyo, conocimiento, tiempo y amistad, guiándome en el desarrollo de la presente investigación.

Para finalizar, un sincero agradecimiento al M.Sc. Ing. Santiago Medina quién en calidad de tutor ha guiado la presente investigación de la manera más adecuada.

ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS

A) PAGINAS PRELIMINARES

PÁGINA DE TÍTULO O PORTADA.....	I
PÁGINA DE APROBACIÓN DEL TUTOR.....	II
PÁGINA DE AUTORÍA DE TESIS.....	III
PÁGINA DE DEDICATORIA.....	IV
PÁGINA DE AGRADECIMIENTO.....	V
ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS.....	VI
RESUMEN EJECUTIVO.....	XVI

B) TEXTO. INTRODUCCIÓN

CAPITULO I

EL PROBLEMA

1.- EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	1
1.1.- Tema de Investigación	1
1.2.- PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.2.1.- Contextualización del problema	1
1.2.2.- Análisis Crítico	2
1.2.3.- Prognosis	2
1.2.4. Formulación del problema	2
1.2.5.- Preguntas Directrices	3
1.2.6.- Delimitación del Problema	3
1.2.6.1.- Contenido	3
1.2.6.2.- Espacial	3
1.2.6.3.- Temporal	3
1.3.- JUSTIFICACIÓN	3
1.4.- OBJETIVOS	4
1.4.1.- Objetivo General	4
1.4.2.- Objetivos Específicos	5

CAPITULO II MARCO TEÓRICO

2.1.- ANTECEDENTES INVETIGATIVOS	5
2.2.- FUNDAMENTACIÓN FILOSÓFICA	6
2.3.- FUNDAMENTACIÓN LEGAL	6
2.4.- RED DE CATEGORIAS FUNDAMENTALES	8
HORMIGÓN	9
TRACCIÓN	11
RESISTENCIA DEL HORMIGÓN A TRACCIÓN	12
RESISTENCIA DEL HORMIGÓN A TRACCIÓN EN VIGAS	16
ESTRUCTURA	25
PUENTE	25
PUENTES CON ELEMENTOS PRESFORZADOS	28
PUENTES DE LUCES MEDIANAS	30
2.5.- HIPÓTESIS	35
2.5.1.- Unidades de observación	35
2.5.2.-Variables	35
2.5.3.-TERMINO DE RELACIÓN	35

CAPITULO III METODOLOGÍA

3.1.- ENFOQUE	36
3.2.- MODALIDAD Y TIPO DE INVESTIGACIÓN	36
3.2.1.- Modalidad Básica de Investigación	36
3.2.2.-Tipo de Investigación	37
Investigación Exploratoria	37
Investigación Descriptiva	37
Investigación Correlacional	37
Investigación Explicativa	37
3.3.-POBLACIÓN Y MUESTRA	37
3.3.1.- POBLACIÓN (N)	37
3.3.2.- MUESTRA (M)	37

3.5.- OPERACIONALIZACIÓN DE LAS VARIABLES	38
3.6.- TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN	39
3.7 .- PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS	39
3.7.1.- PLAN DE PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN.	39
3.7.2.-ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	40

CAPITULO IV ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1.- ANALISIS DE RESULTADOS	41
4.2.- INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	49
4.2.- VERIFICACIÓN DE HIPOTESIS	49

CAPITULO V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1.- CONCLUSIONES	50
5.2.- RECOMENDACIONES	51

CAPITULO VI PROPUESTA

6.1.- DATOS INFORMATIVOS	52
6.2. - ANTECEDENTES DE LA PROPUESTA	52
6.3. – JUSTIFICACIÓN	54
6.4. – OBJETIVOS	55
6.4.1.- Objetivo General	55
6.4.2.- Objetivos Específicos	55
6.5. - ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD	55
6.6.- FUNDAMENTACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA	55
6.6.1 Aspectos de ingeniería básica	56
6.6.1.1 Estudios topográficos	56

6.6.1.2 Estudios de hidrología e hidráulica	56
6.6.1.3 Estudios geológicos y geotécnicos	57
6.6.1.3.1 Estudios Geológicos	57
6.6.1.3.2 Estudios Geotécnicos	57
6.6.1.4 Estudios de riesgo sísmico	57
6.6.1.5 Estudios de impacto ambiental	57
6.6.1.6 Estudios de tráfico	57
6.6.1.7 Estudios de trazo y diseño vial de los accesos	58
6.6.1.7.1 Diseño Geométrico	58
6.6.1.7.2 Trabajos topográficos	59
6.6.1.7.3 Diseño de Pavimentos	59
6.6.1.7.4 Diseño de señalización	59
6.6.2 CONCRETO PRESFORZADO	59
6.6.3 POSTENSADO	59
6.6.4 MATERIALES	61
6.6.4.1 Concreto	62
6.6.4.1.1 Modulo de elasticidad del concreto de alta resistencia	62
6.6.4.1.2 Contracción por secado	63
6.6.4.1.3 Comportamiento elástico	64
6.6.4.1.4 Deformaciones por flujo plástico	65
6.6.4.2 Acero de Presfuerzo	66
6.6.4.2.1 Empleo del acero de presfuerzo	66
6.6.4.2.1.1 Alambres	67
6.6.4.2.1.2 Torones	67
6.6.4.2.1.2.1 Esfuerzo máximo	70
6.6.4.2.1.3 Varillas de acero de aleación	71
6.6.4.2.2 Características esfuerzo-deformación del presfuerzo.	72
6.6.4.2.2.1 Módulo de Elasticidad	72
6.6.4.2.3 Relajación del acero	73
6.6.4.3 Acero de Refuerzo	73
6.6.4.4 Acero Estructural	73

6.6.4.5 Malla electrosoldada	74
6.6.5 ANÁLISIS Y DISEÑO DE VIGAS POSTENSADAS	74
6.6.5.1 Solicitaciones	74
6.6.5.2 Cargas	74
6.6.5.2.1 Carga muerta	74
6.6.5.2.1.1 Cargas consideradas en la superestructura	75
6.6.5.2.1.1.1 Losa de concreto reforzada	75
6.6.5.2.1.1.2 Espesor de la carpeta asfáltica	75
6.6.5.2.1.1.3 Barandas para peatones	76
6.6.5.2.1.1.4 Aceras	77
6.6.5.2.1.1.5 Diafragmas	77
6.6.5.2.1.1.5.1 Diafragmas extremos	78
6.6.5.2.1.1.5.2 Diafragmas intermedios	78
6.6.5.2.1.1.6 Banquetas, guarniciones y parapetos	79
6.6.5.2.2 Carga viva	79
6.6.5.2.2.1 Sobrecarga vehicular de diseño	79
6.6.5.2.2.1.1 Camión de diseño o tándem de diseño	80
6.6.5.2.2.1.1.1 Camión de Diseño	80
6.6.5.2.2.1.1.1.1 Carga Vehicular en Ecuador	81
6.6.5.2.2.1.1.2 Tándem de Diseño	83
6.6.5.2.2.1.2 Carga de carril de diseño	83
6.6.5.2.2.2 Carga viva peatonal	84
6.6.5.3 Etapas en condiciones de servicio y seguridad de un elemento presforzado	86
6.6.5.3.1 Etapa de Transferencia	87
6.6.5.3.2 Estado intermedio	88
6.6.5.3.3 Etapa final	88
6.6.5.4 Predimensionamiento	89
6.6.5.4.1 Distancia entre ejes de vigas y ancho de las	89

aletas	
6.6.5.4.1.1 Factor de distribución para vigas interiores	89
6.6.5.4.1.2 Factor de distribución para vigas exteriores	90
6.6.5.4.2 Peralte de la viga	93
6.6.5.4.3 Dimensiones de la sección	95
6.6.5.4.3.1 Espesor de las alas	95
6.6.5.4.3.2 Espesor Mínimo de las Almas	95
6.6.5.4.3.3 Longitud en Voladizo del Ala Superior	95
6.6.5.5 Presfuerzo	96
6.6.5.6 Estados Límites	98
6.6.5.6.1 Estado Límite de Servicio	98
6.6.5.6.1.1 Estado de Esfuerzos	99
6.6.5.6.1.1.1 Esfuerzos permisibles en el concreto	101
6.6.5.6.1.1.1.1 Esfuerzos permisibles en la etapa de transf.	101
6.6.5.6.1.1.1.2 Esfuerzos permisibles bajo cargas de servicio	100
6.6.5.6.1.1.2 Esfuerzos permisibles en el presfuerzo	103
6.6.5.7 Pérdidas del presfuerzo	103
6.6.5.7.1 Pérdidas de presfuerzo en elementos postensados	104
6.6.5.7.1.1 Pérdidas inmediatas ó instantáneas	105
6.6.5.7.1.1.1 Acortamiento elástico	105
6.6.5.7.1.1.2 Deslizamiento del anclaje y Acuñaamiento de los Anclajes	108
6.6.5.7.1.1.3 Fricción	109
6.6.5.7.1.1.4 Relajación	110
6.6.5.7.1.1.4.1 Relajación Instantánea o en el Momento de la Transferencia	111
6.6.5.7.1.2 Pérdidas dependientes del tiempo o diferidas	111
6.6.5.7.1.2.1 Flujo Plástico o Fluencia Lenta	112
6.6.5.7.1.2.2 Contracción	112
6.6.5.7.1.3 Relajación Diferida o Relajación Después	114

de la transferencia.

6.6.5.8	Esfuerzo resultante	114
6.6.5.9	Carga final de presfuerzo	115
6.6.5.10	Diseño elástico al centro del claro	115
6.6.5.11	Resistencia a la Flexión	116
6.6.5.11.1	Resistencia a la Flexión Mayorada	117
6.6.5.11.2	Secciones con Alas	118
6.6.5.11.3	Distribución Rectangular de las Tensiones	119
6.6.5.11.4	Esfuerzo del presfuerzo al momento de la falla	120
6.6.5.11.4.1	Fuerza de Tensión	124
6.6.5.12	Cortante	126
6.5.12.1	Resistencia al esfuerzo cortante	127
6.6.5.12.1.1	Fuerza cortante factorizada	127
6.6.5.12.1.2	Resistencia nominal al cortante	128
6.6.5.12.1.2.1	Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos presforzados	128
6.6.5.12.1.3	Espaciamiento del refuerzo	130
6.6.5.12.1.4	Armadura mínima	131
6.6.5.12.1.4.1	Índice de Presfuerzo	131
6.6.5.13	Deflexiones	133
6.6.5.13.1	Deflexiones Iniciales	134
6.6.5.13.2	Deflexiones Finales	136
6.6.5.14	El esfuerzo cortante horizontal o resistencia nominal al cortante	138
6.6.6	REQUISITOS COMPLEMENTARIOS PARA CONCRETO POSTENSADO	139
6.6.6.1	Separación de cables de presfuerzo	139
6.6.6.2	Vaina de Postensado	140
6.6.6.2.1	Vaina Rígida	140
6.6.6.2.2	Vaina Semirrígida	141
6.6.6.2.3	Vaina Flexible	141

6.6.6.3 Tamaño de las Vainas	141
6.6.6.4 Separación de las Vainas	142
6.6.6.5 Recubrimiento de Hormigón	142
6.6.6.6 Zonas de anclaje	144
6.6.6.7 Anclajes y acopladores para postensado	144
6.6.6.8 Ductos para postensado	145
6.6.6.9 Lechada para tendones adheridos	145
6.6.6.10 Protección de tendones de presfuerzo	146
6.6.7 SISTEMAS DE POSTENSADO	138
6.6.7.1 SISTEMA DE FREYSSINET	146
6.6.7.2 SISTEMA SRESSTEEL	148
6.6.7.3 SISTEMA ROEBLING	150
6.6.7.4 BBRV	150
6.6.7.5 RYERSON	151
6.6.7.6 PRESCON	152
6.6.7.7 Sistema de Presfuerzo DEL	152
6.6.8 EJEMPLO DE DISEÑO	154
6.6.8.1 DATOS INICIALES DEL PUENTE	154
6.6.8.2 GUÍA PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE VIGAS POSTENSADAS	154
6.6.8.2.1 Elegimos la sección	154
6.6.8.2.2 Pre dimensionamiento de la sección	155
6.6.8.2.2.1 Distancia entre ejes de vigas	155
6.6.8.2.2.2 Peralte de la viga	158
6.6.8.2.2.3 Dimensiones de la sección	159
6.6.8.2.3 Propiedades geométricas de la sección	161
6.6.8.2.3.1 Propiedades geométricas de la sección simple	161
6.6.8.2.3.2 Propiedades geométricas de la sección compuesta	165
6.6.8.2.4 Análisis de cargas	167
6.6.8.2.4.1 Carga por peso propio de la viga	167
6.6.8.2.4.2 Carga de losa	167
6.6.8.2.4.3 Carga Muerta	168
6.6.8.2.4.3.1 Peso propio de baranda	168
6.6.8.2.4.3.2 Peso propio de la Acera	168

6.6.8.2.4.3.3	Peso Asfalto	168
6.6.8.2.4.4	Carga Viva	169
6.6.2.4.4.1	Carga Vehicular	169
6.6.8.2.4.5	Momento máximo al centro del claro	170
6.6.8.2.4.5.1	Momento por peso propio de la viga	170
6.6.8.2.4.5.2	Momento por peso propio de la losa	170
6.6.8.2.4.5.3	Momento por Carga Muerta	170
6.6.8.2.4.5.4	Momento por Carga Viva	170
6.6.8.2.5	Cálculo de la fuerza de presfuerzo inicial	173
6.6.8.2.5.1	Excentricidad de la sección simple	173
6.6.8.2.5.2	Fuerza de presfuerzo inicial	174
6.6.8.2.6	Cálculo del número de torones	174
6.6.8.2.7	Excentricidad del presfuerzo	175
6.6.8.2.8	Cálculo de Pérdidas	176
6.6.8.2.8.1	Pérdidas instantáneas o inmediatas	176
6.6.8.2.8.1.1	Acortamiento elástico	176
6.6.8.2.8.1.2	Deslizamiento del anclaje o Acuñaamiento de los Anclajes	178
6.6.8.2.8.1.3	Fricción	180
6.6.8.2.8.1.4	Relajación Instantánea o en el Momento de la Transferencia	182
6.6.8.2.8.2	Pérdidas dependientes del tiempo o diferidas	184
6.6.8.2.8.2.1	Flujo Plástico o Fluencia Lenta	184
6.6.8.2.8.2.2	Contracción	184
6.6.8.2.8.2.3	Relajación Diferida	185
6.6.8.2.9	Esfuerzo resultante	186
6.6.8.2.10	Carga final de Presfuerzo	187
6.6.8.2.11	Diseño elástico al centro del claro	187
6.6.8.2.12	Resistencia a la Flexión	188
6.6.8.2.12.1	Momento Ultimo	188
6.6.8.2.12.1.1	Momento Carga Muerta	188
6.6.8.2.12.1.1.1	Carga Muerta	188
6.6.8.2.12.1.1.2	Momento190 producido por el diafragma	
6.6.8.2.12.1.2	Momento Carga viva por viga	190
6.6.8.2.12.1.3	Momento por Impacto	190

6.6.8.2.12.2 Esfuerzo del presfuerzo al momento de la falla.	191
6.6.8.2.12.3 Resistencia nominal	193
6.6.8.2.12.4 Resistencia a la Flexión Mayorada	195
6.6.8.2.13 Cortante	196
6.6.8.2.13. 1 Cortante Carga Muerta	196
6.6.8.2.13. 2 Cortante por Carga Viva	198
6.6.8.2.14 Revisión por armadura mínima	213
6.6.8.2.15 Revisión de deflexiones	213
6.6.8.2.15.1 Deflexión permisible	214
6.6.8.2.15.2 Contraflecha	214
6.6.8.2.15.3 Flecha final	215
6.6.8.2.16 Revisión de Esfuerzo por cortante Horizontal	
2176.6.9 RESULTADOS DE LA MODELACIÓN	
219	
6.7. – METODOLOGÍA	230
6.8. – ADMINISTRACIÓN	230
6.9. – PLAN DE MONITOREO Y EVALUACIÓN DE LA PROPUESTA	230
C.- MATERIALES DE REFERENCIA	
1.- BIBLIOGRAFIA	231
2.- ANEXOS	233
Anexo A	233
Anexo B	267
Anexo C	269
Anexo D	272

RESUMEN EJECUTIVO

La presente tesis bajo el tema "Incidencia de la resistencia del hormigón a tracción en vigas para puentes de luces medianas" presenta información sobre la resistencia a la tracción que tiene el hormigón ordinario en vigas, el mismo que ha permitido la construcción de puentes de luces pequeñas, sin embargo, aquí se muestra los problemas que este puede presentar en vigas con luces medianas o grandes.

En el capítulo IV, se presenta un análisis de las ventajas del hormigón cuando se logra incrementar la resistencia a tracción del mismo al ser presforzado, ya sea por medio del método de postensado o pretensado.

En el capítulo VI, de esta tesis se encuentra la fundamentación científico- técnica sobre el método de postensado, sus ventajas estructurales y económicas, aplicaciones, etc., y se propone el método de postensado como la solución más adecuada para incrementar la resistencia a tracción del hormigón en vigas y por ende conseguir un buen comportamiento de la estructura, un puente en este caso.

Se ha realizado un ejemplo de diseño de una viga postensada de una luz de 40m; en este ejemplo se detalla muy detenidamente el cálculo manual para el diseño de la misma, además, encontramos el sustento teórico para los cálculos realizados.

Además, como complemento del cálculo manual y con el fin de determinar el desempeño estructural de la viga, se utilizó el programa para diseño de puentes **CSI Bridge 15**, para aplicar esta viga a un puente, realizando su análisis y diseño para determinar su desempeño.

Finalmente, en anexos encontramos una lámina descriptiva que nos permitirá conocer el armado de este tipo de vigas.

CAPITULO I

1.- EL PROBLEMA DE INVESTIGACION.

1.1.- TEMA DE INVESTIGACION

Incidencia de la resistencia del hormigón a tracción en vigas para puentes de luces medianas.

1.2.- PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.2.1.- CONTEXTUALIZACION DEL PROBLEMA

Actualmente en diferentes países del mundo la construcción de vigas de concreto para puentes de luces medianas y grandes se lo hace de la manera tradicional lo que ha producido que buena parte de estos puentes sufrieran daños importantes en estos elementos estructurales, estos son fisuras y grietas, esto se debe a que las tensiones internas del hormigón han sobrepasado su resistencia.

"En países como Argentina también se han dado estos problemas ya que las vigas de hormigón armado fallan generalmente por flexión o corte. La falla por flexión es generalmente preferida a la de corte, pues es más dúctil y ello permite una redistribución de tensiones, además de proporcionar mayor seguridad a los ocupantes. Una rotura frágil, como la de corte, suele ser repentina y catastrófica".^{1.1}

En el caso de nuestro país los puentes de hormigón armado en carreteras de primero y segundo orden han tenido éxito con luces de hasta 25m, con luces superiores existen inconvenientes, por el incremento desmedido de su peso y costo.

Manejando el criterio tradicional de que "el hormigón es muy adecuado para resistir compresiones y el acero en barras para resistir tracciones" sin buscar otras

^{1.1}http://www.edutecne.utn.edu.ar/cinpar_2010/Topico%202/CINPAR%20113.pdf

alternativas para la construcción de puentes de hormigón con luces mayores, por los posibles daños que estos sufrirían por la baja resistencia a tracción del hormigón.

Un estudio técnico del Ministerio de Obras Públicas y Transportes (MOPT) detectó fallas en el concreto de varias vigas colocadas en el nuevo puente que se construye sobre la rotonda de Alajuelita.^{1,2}

1.2.2.-ANÁLISIS CRÍTICO

Actualmente en diferentes partes del mundo se han construido puentes 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

Debido a que los puentes son obras de gran importancia los cuales tienen que soportar grandes cargas y vencer grandes luces, se deberá considerar la utilización de otros sistemas de construcción u otro tipo de elementos 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 se controlará la resistencia del hormigón a tracción en vigas para puentes de luces medianas?

^{1,2}<http://www.nacion.com/20100518/EIPais/FotoVideoDestacado/EIPais2375573.aspx>

1.2.5.- PREGUNTAS DIRECTRICES

- ¿Cuál es la resistencia a tracción que tiene el hormigón en vigas para puentes de luces medianas?
- ¿Qué daños se producen por falta de control en la resistencia del hormigón a tracción en vigas para puentes de luces medianas?
- ¿Qué diseño y técnica constructiva puede mejorar la resistencia a tracción, tiene el hormigón en vigas para puentes de luces medianas?

1.2.6.- DELIMITACION DEL PROBLEMA

1.2.6.1.- Contenido.- El proyecto se encuentra enmarcado en el campo científico de la 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.- Espacial.- El problema se desarrollará por medio de investigaciones bibliográficas las cuales se realizarán en la Biblioteca de la Universidad Técnica De Ambato, Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, con la utilización tanto de Internet como de Bibliografía disponible en la misma.

1.2.6.3.- Temporal.- La investigación del problema está prevista en un período de un año.

1.3.- JUSTIFICACION

El interés del presente trabajo de investigación es conocer la incidencia de la resistencia del hormigón a tracción en elementos estructurales, en este caso las vigas para estructuras importantes, los puentes de luces medianas, de tal manera que si se producen fallas debido a tracción tengamos conocimiento de cuáles son los posibles daños que se pueden ocasionar para poder solucionarlos.

Actualmente este tema ha sido de gran importancia en muchos países del mundo por lo cual se han realizado investigaciones al respecto, por lo tanto, 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 la resistencia del hormigón a tracción en vigas para puentes de luces medianas

1.4.1.- OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Definir la resistencia a tracción que tiene el hormigón en vigas para puentes de luces medianas.
- Determinar procedimientos para controlar la resistencia del hormigón a tracción en vigas para puentes de luces medianas.
- Identificar los daños por falta de control en la resistencia del hormigón a tracción en vigas para puentes de luces medianas.
- Proponer una técnica constructiva para mejorar la resistencia a tracción del hormigón en vigas para puentes de luces medianas.

CAPITULO II

2.- MARCO TEORICO

2.1.- ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS

Debido a la preocupación existente por este tema se han realizado congresos como el IV Congreso sobre patologías y recuperación de estructuras en Junio de 2010 en Córdoba, Argentina en el cual se manifestó que “Las vigas de hormigón armado fallan generalmente por flexión o corte. La falla por flexión es generalmente preferida a la de corte, pues es más dúctil y ello permite una redistribución de tensiones, además de proporcionar mayor seguridad a los ocupantes. Una rotura frágil, como la de corte, suele ser repentina y catastrófica. Es menos predecible, pues no da indicios de daño antes de la falla”^{2.1}

Posteriormente se investigó la conveniencia de introducir tensiones en el acero de manera deliberada y previa al fraguado del hormigón de la pieza estructural, desarrollándose las técnicas del hormigón pretensado y el hormigón postensado.

"Así, introduciendo antes del fraguado alambres de alta resistencia tensados en el hormigón, este queda comprimido al fraguar, con lo cual las tracciones que surgirían para resistir las acciones externas, se convierten en descompresiones de las partes previamente comprimidas, resultando muy ventajoso en muchos casos. Para el pretensado se utilizan aceros de muy alto límite elástico, dado que el fenómeno denominado fluencia lenta anularía las ventajas del pretensado".^{2.2}

"La tecnología del hormigón presforzado (pretensado y postensado) tradicional permitieron superar parcialmente las limitaciones de los puentes de hormigón armado, llegándose a implementar soluciones viables en puentes de hasta 45 m de

^{2.1} <http://www.cinpar2010.com.ar/informaciones.htm>

^{2.2} <http://es.wikipedia.org/wiki/Hormig%C3%B3n>

luz. Generalmente se han utilizado dos variantes constructivas de esta tecnología consistentes en la fundición y tensado (tesado) in situ, o la fundición y tensado previo y el lanzamiento posterior de las vigas." ^{2,3}

2.2.- FUNDAMENTACION FILOSOFICA

La presente investigación se realiza por la necesidad de conocer el comportamiento del hormigón a tracción en vigas para puentes y con el fin de conseguir estructuras que tengan un mejor desempeño.

Este trabajo que está dirigido a todos aquellos profesionales que están interesados y son conscientes de la necesidad de ampliar sus conocimientos utilizando nuevos métodos al realizar estas obras tan importantes como son los puentes.

2.3.- FUNDAMENTACION LEGAL

CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION

REQUISITOS GENERALES

1.1 Objetivo

1.1.1 En esta parte proporciona los requisitos mínimos para el diseño y la construcción de elementos estructurales de hormigón armado de cualquier estructura construida bajo los requisitos del Código Ecuatoriano de la Construcción

1.1.3 Así mismo en esta parte del Código tendrá prioridad en todos los temas relativos al diseño, construcción y propiedades de los materiales cuando esté en conflicto con los requisitos contenidos en otras especificaciones prácticas recomendadas a las cuales se hace referencia en el mismo.

^{2,3} <http://publiespe.espe.edu.ec/academicas/memoria/memoria11/puentes/puentes00.htm>

CAPITULO 9

REQUISITOS DE RESISTENCIA Y FUNCIONAMIENTO

9.1 Generalidades

9.1.1 Las estructuras y los elementos estructurales deberán diseñarse para obtener resistencia de diseño en todas las secciones al menos iguales a las resistencias requeridas calculadas para las cargas factorizadas y fuerzas en las combinaciones que se estipulan en esta parte del Código.

ASSHTO 2004 - 2006

INTRODUCCIÓN

1.1 CAMPO DE APLICACIÓN DE LAS ESPECIFICACIONES

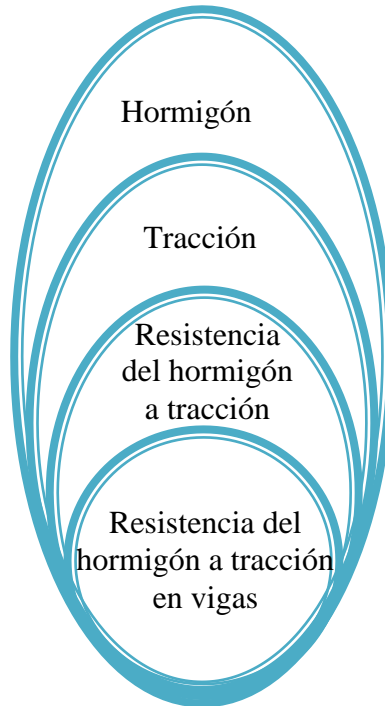
No es la intención de estas Especificaciones reemplazar la capacitación y el criterio profesional del Diseñador; sólo establecen requisitos mínimos necesarios para velar por la seguridad pública. El Propietario o el Diseñador pueden requerir que la sofisticación del diseño o la calidad de los materiales y la construcción sean más elevadas que lo establecido por los requisitos mínimos.

Se enfatizan los conceptos de seguridad por medio de la redundancia y ductilidad y de protección contra la socavación y las colisiones.

Los requisitos de diseño de estas Especificaciones emplean la metodología del Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD). Los factores fueron desarrollados a partir de la teoría de la confiabilidad en base al conocimiento estadístico actual de las cargas y el comportamiento de las estructuras.

2.4.- RED DE CATEGORIAS FUNDAMENTALES

VARIABLE INDEPENDIENTE



HORMIGON^{2.4}

Definición

eng: concrete

El **Hormigón**, también denominado **concreto** en algunos países de Iberoamérica es el producto resultante de la mezcla de: un Aglomerante, Arena, Grava o Piedra Machacada (denominados áridos) y Agua.

El Aglomerante puede ser cualquiera, pero cuando nos referimos a hormigón, generalmente es un cemento artificial, y entre estos últimos, el más importante y habitual es el cemento portland.

Los áridos proceden de la desintegración o trituración, natural o artificial de rocas y, según la naturaleza de las mismas, reciben el nombre de áridos silíceos, calizos,

^{2.4} <http://es.wikipedia.org/wiki/Hormig%C3%B3n>

graníticos, etc. El árido cuyo tamaño es superior a 5 mm se llama árido grueso o grava, mientras que el inferior a 5 mm se llama árido fino o arena.

La pasta formada por cemento y agua es la que confiere al hormigón su fraguado y endurecimiento, mientras que el árido es un material inerte sin participación en el fraguado y endurecimiento

El cemento se hidrata en contacto con el agua, iniciándose complejas reacciones químicas que lo convierten en un producto maleable con buenas propiedades adherentes, que en el transcurso de unas horas, derivan en el fraguado y endurecimiento progresivo de la mezcla, obteniéndose un material de consistencia pétreo.

Además, para poder modificar algunas de sus características o comportamiento, se pueden añadir aditivos y adiciones, existiendo una gran variedad de ellos: colorantes, aceleradores, retardadores de fraguado, fluidificantes, impermeabilizantes, fibras, etc.

Es un material de bajo precio respecto al Acero, de resistencia similar o mayor a la del Ladrillo, que brinda la posibilidad de construir elementos de casi cualquier forma.

También es buen aislante acústico y resistente al fuego.

La consistencia o fluidez del **Hormigón** dependerá del contenido de agua de la mezcla.

La plasticidad dependerá del contenido de Áridos finos de diámetro inferior a 0,1 mm., haciendo más fácil la colocación en obra.

Aplicaciones generales^{2.4}

Su empleo es habitual en obras de arquitectura e ingeniería, tales como edificios, puentes, diques, puertos, canales, túneles, etc. Incluso en aquellas edificaciones cuya estructura principal se realiza en acero, su utilización es imprescindible para conformar la cimentación.

Un diseño racional, la adecuada dosificación, mezcla, colocación, consolidación, acabado y curado, hacen del hormigón un material idóneo para ser utilizado en construcción, por ser resistente, durable, incombustible, casi impermeable, y requiere escaso mantenimiento. Como puede ser moldeado fácilmente en amplia variedad de formas y adquirir variadas texturas y colores, se utiliza en multitud de aplicaciones.

Características^{2.4}

Una característica importante del hormigón es poder adoptar formas distintas, a voluntad del proyectista. Al colocarse en la obra es una masa plástica que permite rellenar un molde, previamente construido con una forma establecida, que recibe el nombre de encofrado.

Características físicas del hormigón

Las principales características físicas del hormigón, en valores aproximados, son:

- **Densidad:** en torno a 2.350 kg/m^3
- **Resistencia a compresión:** de 150 a 500 kg/cm^2 (15 a 50 MPa) para el hormigón ordinario. Existen hormigones especiales de alta resistencia que alcanzan hasta 2.000 kg/cm^2 (200 MPa).
- **Resistencia a tracción:** proporcionalmente baja, es del orden de un décimo de la resistencia a compresión.
- **Tiempo de fraguado:** dos horas, aproximadamente, variando en función de la temperatura y la humedad del ambiente exterior.
- **Tiempo de endurecimiento:** progresivo, dependiendo de la temperatura, humedad y otros parámetros.
 - De 24 a 48 horas, adquiere la mitad de la resistencia máxima; en una semana $3/4$ partes, y en 4 semanas prácticamente la resistencia total de cálculo.
- Dado que el hormigón se dilata y contrae en magnitudes semejantes al acero, pues tienen parecido coeficiente de dilatación térmico, resulta muy

^{2.4} <http://es.wikipedia.org/wiki/Hormig%C3%B3n>

útil su uso simultáneo en obras de construcción; además, el hormigón protege al acero de la oxidación al recubrirlo.

Fraguado y endurecimiento^{2.4}

El proceso de fraguado y endurecimiento es el resultado de reacciones químicas de hidratación entre los componentes del cemento. La fase inicial de hidratación se llama fraguado y se caracteriza por el paso de la pasta del estado fluido al estado sólido. Esto se observa de forma sencilla por simple presión con un dedo sobre la superficie del hormigón. Posteriormente continúan las reacciones de hidratación alcanzando a todos los constituyentes del cemento que provocan el endurecimiento de la masa y que se caracteriza por un progresivo desarrollo de resistencias mecánicas.

El fraguado y endurecimiento no son más que dos estados separados convencionalmente; en realidad solo hay un único proceso de hidratación continuo.

En condiciones normales un hormigón portland normal comienza a fraguar entre 30 y 45 minutos después de que ha quedado en reposo en los moldes y termina el fraguado trascurridas sobre 10 ó 12 horas. Después comienza el endurecimiento que lleva un ritmo rápido en los primeros días hasta llegar al primer mes, para después aumentar más lentamente hasta llegar al año donde prácticamente se estabiliza.

TRACCIÓN^{2.5}

En el cálculo de estructuras e ingeniería se denomina **tracción** al esfuerzo a que está sometido un cuerpo por la aplicación de dos fuerzas que actúan en sentido opuesto, y tienden a estirarlo (fig. 2.1)

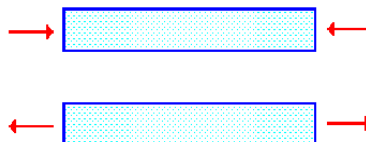


Figura. 2.1 Tracción en un cuerpo

Fuente: <http://publiespe.espe.edu.ec/academicas/hormigon/hormigon09-a.htm>

^{2.4} <http://es.wikipedia.org/wiki/Hormig%C3%B3n>

Lógicamente, se considera que las tensiones que tiene cualquier sección perpendicular a dichas fuerzas son normales a esa sección, y poseen sentidos opuestos a las fuerzas que intentan alargar el cuerpo.^{2.5}

Comportamiento de los materiales^{2.4}

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 DEL HORMIGÓN A TRACCIÓN^{2.5}

La principal característica estructural del hormigón es resistir muy bien los esfuerzos de compresión. Sin embargo, tanto su resistencia a tracción como al esfuerzo cortante son relativamente bajas.

^{2.5}<http://www.ingenierocivilinfo.com/2011/04/resistencia-la-traccion-del-hormigon.htm>

La resistencia a la tracción del hormigón convencional es muy inferior a su resistencia a la compresión, del orden de 10 veces menor.

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^{2.6}

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^{2.6}

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

Hormigón armado

Se "arma" el hormigón introduciendo barras de acero, conocido como hormigón armado, o concreto reforzado, permitiendo soportar los esfuerzos cortantes y de tracción con las barras de acero.

Es usual, además, disponer barras de acero reforzando zonas o elementos fundamentalmente comprimidos, como es el caso de los pilares. Los intentos de compensar las deficiencias del hormigón a tracción y cortante originaron el

^{2.6} http://www.ing-hormigon.com.ar/fisuras_en_el_hormigon_armado.html

desarrollo de una nueva técnica constructiva a principios del siglo XX, la del hormigón armado.

Posteriormente se investigó la conveniencia de introducir tensiones en el acero de manera deliberada y previa al fraguado del hormigón de la pieza estructural, desarrollándose las técnicas del hormigón pretensado y el hormigón postensado.

Así, introduciendo antes del fraguado alambres de alta resistencia tensados en el hormigón, este queda comprimido al fraguar, con lo cual las tracciones que surgirían para resistir las acciones externas, se convierten en descompresiones de las partes previamente comprimidas, resultando muy ventajoso en muchos casos.

Aditivos

Los aditivos permiten obtener hormigones de alta resistencia; la inclusión de monómeros y adiciones para hormigón aportan múltiples mejoras en las propiedades del hormigón.

Postensado^{2.7}

Aunque a través del tiempo se han hecho diversos intentos para disminuir el agrietamiento del hormigón bajo tracción, la contribución más importantes a su solución suelen atribuirse al ingeniero francés Freyssinet, quien convirtió en realidad práctica la idea de pretensar los elementos de hormigón. Según Freyssinet, pretensar un elemento estructural consiste en crear en él, mediante algún procedimiento específico, antes o al mismo tiempo que la aplicación de las cargas externas, esfuerzos de tal magnitud que al combinarse con los resultantes de dichas fuerzas externas, anulen los esfuerzos de tensión o los disminuyan, manteniéndolos bajo las tensiones admisibles que puede resistir el material

Al igual que en el hormigón pretensado, la ventaja del postensado consiste en comprimir el hormigón antes de su puesta en servicio, de modo que las tracciones que aparecen al flectar la pieza se traducen en una pérdida de la compresión previa, evitando en mayor o menor medida que el hormigón trabaje a tracción, esfuerzo para el que no es un material adecuado.

^{2.7} <http://es.wikipedia.org> (Hormigón Postensado)

A diferencia del hormigón armado ordinario, las armaduras no están directamente en contacto con el hormigón en el momento del hormigonado, ya que de lo contrario le transmitirían la tensión de tracción por adherencia entre la armadura y el hormigón.

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.

RESISTENCIA DEL HORMIGÓN A TRACCIÓN EN VIGAS

Viga^{2.8}

Los miembros y estructuras de hormigón que transmiten cargas principalmente por tracción directa antes que por flexión incluyen los silos, tanques, cáscaras, tirantes de arcos, cerchas para cubiertas, puentes, torres y pórticos arriostrados.

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.

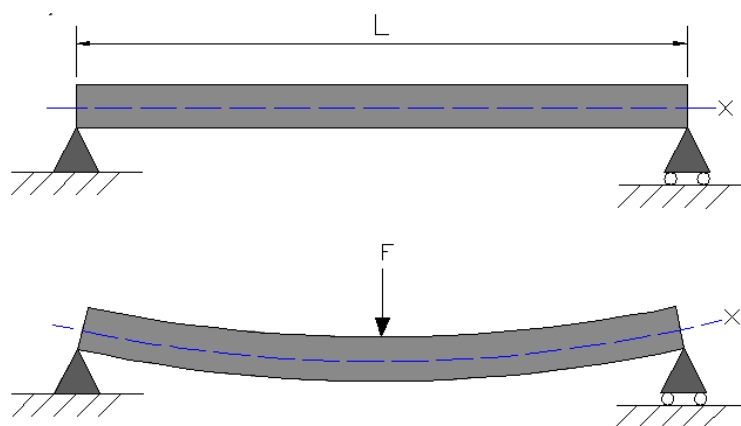


Figura 2.2 Viga

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

Se emplean en las estructuras de edificios, para soportar los techos, aberturas, como elemento estructural de puentes.

En los puentes, transportan las cargas de compresión en la parte superior del puente, y las de tracción en la parte inferior.

^{2.8}<http://es.wikipedia.org/wiki/Viga>

"Veamos cómo se comporta una pieza prismática AB (fig. 2.3), sometida a una carga P y asentada libremente sobre dos apoyos. Debido a la acción de la carga, la pieza flexiona, se deforma, se curva y toma la posición indicada con líneas punteadas.

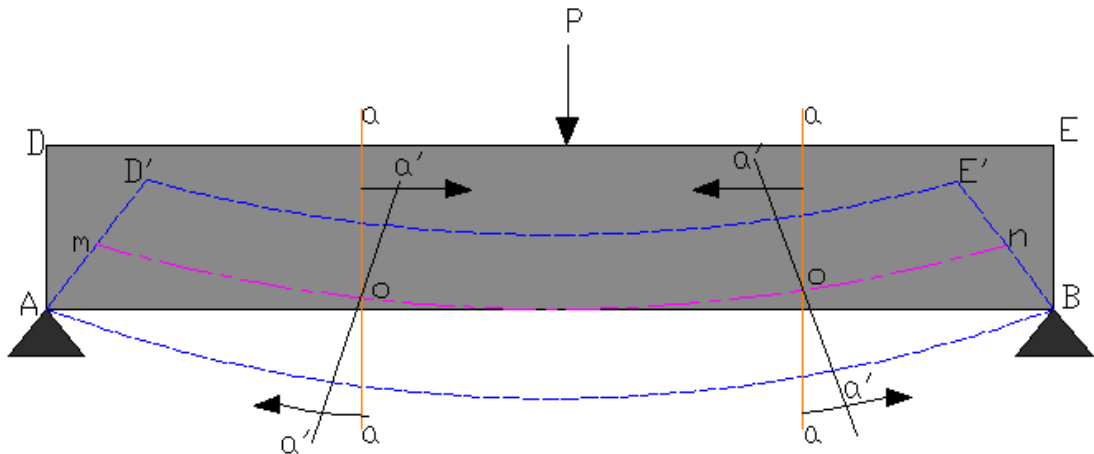


Figura 2.3 Comportamiento de la pieza prismática

Fuente: http://www.halinco.de/html/proy-es/tec_const/Horm-Armado/Hn-Ao-01.html

Observando la nueva posición de la pieza, notamos que su plano inferior AB sufrió un alargamiento y sus fibras resultan estiradas, debido a la tracción que se desarrolla en esa parte de la pieza

En cambio, el plano superior DE se acortó. Sus fibras resultan comprimidas por desarrollarse ahí esfuerzos de compresión.

Si tomamos una sección normal (a) se ve que la flexión originó su giro relativo y ella tomó la posición (a'), teniendo como centro de giro el punto (o) y la sucesión de estos puntos dará una línea (mn), llamada eje neutro -fibra neutra - exenta de tensiones, quedando así la pieza dividida en dos zonas, una superior, expuesta a la compresión y la otra inferior, sujeta a la tracción."^{2.9}

Daños por tracción^{2.10}

Debido a que el hormigón es relativamente débil y frágil en tracción, se anticipa

^{2.9} http://www.halinco.de/html/proy-es/tec_const/Horm-Armado/Hn-Ao-01.html

que habrá fisuración cuando en un miembro se induzcan tensiones de tracción significativas.

Las fisuras pueden sólo afectar la apariencia de una estructura, pero también pueden indicar fallas estructurales significativas o falta de durabilidad. Las fisuras pueden representar la totalidad del daño, pero también pueden señalar problemas de mayor magnitud. Su importancia depende del tipo de estructura, como así también de la naturaleza de la fisuración.

Se pueden usar armaduras de acero dulce y/o acero de presforzado para proveerle a un miembro traccionado, la resistencia necesaria. Sin embargo, durante el diseño y la construcción es necesario considerar diferentes factores para asegurar un adecuado control de la fisuración.

Fisuras por tracción

"Las fisuras producidas por la acción de esfuerzos de tracción presentan superficies perpendiculares a la dirección del esfuerzo. Son fisuras poco frecuentes en el hormigón armado ya que lo impiden las armaduras. Sin embargo, cuando las deformaciones de las barras sobrepasan un determinado valor, pueden aparecer coincidentes, en general, con el lugar donde están colocados los estribos. Son fisuras que aparecen de forma súbita y atraviesan la sección."^{2.11}

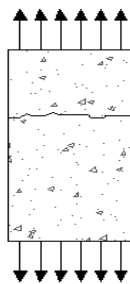


Figura 2.4 Fisuras por tracción

Fuente:<http://upcommons.upc.edu/pfc/bitstream/2099.1/6082/10/09.pdf>

^{2.10} <http://upcommons.upc.edu/pfc/bitstream/2099.1/6082/10/09.pdf>

Fisura por flexión simple^{2.11}

Las fisuras por flexión simple aparecen en las proximidades de las armaduras sometidas a tracción y progresan verticalmente buscando la línea neutra, a la vez que su anchura va disminuyendo, para curvarse buscando el punto de aplicación de las cargas y desaparecer en la zona de compresión. (Fig 2.5)

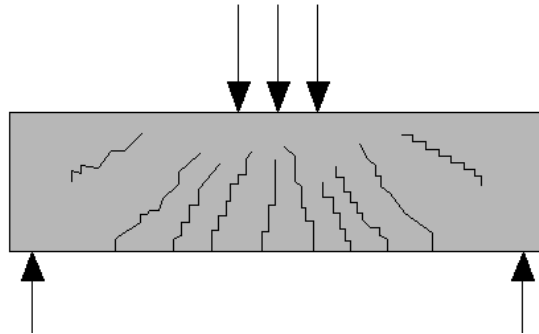


Figura 2.5 Fisuras por flexión simple

Fuente:http://es.wikibooks.org/wiki/Patolog%C3%ADa_de_la_edificaci%C3%B3n/Estructuras_de_hormig%C3%B3n/Lesiones/Fisuraci%C3%B3n

En el caso de las vigas, este tipo de rotura se presenta prácticamente siempre, aunque en forma de fisuras muy repartidas, que no van más allá de la armadura inferior. En algunos casos, esta fisuración va acompañada o precedida por el deterioro de la zona de compresión. En ésta pueden aparecer fisuras paralelas a la directriz de la barra, similares a las producidas por la compresión simple. Estas fisuras pueden no aparecer y dar paso directamente a la plastificación y rotura del hormigón.

Vigas con hormigón Postensado^{2.12}

Gracias a la combinación del concreto y el acero de presfuerzo es posible producir, en un elemento estructural, esfuerzos y deformaciones que contrarresten total o parcialmente a los producidos por las cargas gravitacionales que actúan en el elemento, lográndose así diseños más eficientes.

^{2.11}http://es.wikibooks.org/wiki/Patolog%C3%ADa_de_la_edificaci%C3%B3n/Estructuras_de_hormig%C3%B3n/Lesiones/Fisuraci%C3%B3n

En la **Figura 2.6** se muestran los diagramas de momentos debidos a carga vertical, W , y a la fuerza de presfuerzo, P , para una viga simplemente apoyada. La carga vertical y la fuerza de presfuerzo son las mismas para las tres vigas; sin embargo, los diagramas de momento debidos a las distintas condiciones de la fuerza de presfuerzo difieren entre sí. La viga I tiene presfuerzo axial, es decir, el centro de gravedad de los torones se encuentra en el eje neutro de la sección. El presfuerzo así colocado no provoca ningún momento en la sección por lo que desde este punto de vista no hay ventajas al colocar presfuerzo axial. En la viga II el presfuerzo produce un diagrama de momento constante a lo largo del elemento debido a que la trayectoria de la fuerza P es recta y horizontal, pero está aplicada con una excentricidad, e . Con esto se logra contrarrestar el momento máximo al centro del claro provocado por la carga vertical. Sin embargo, en los extremos de la viga II el momento provocado por el presfuerzo resulta excesivo ya que no existe momento por cargas verticales que disminuya su acción. En este caso, un diseño adecuado deberá corregir este exceso de momento. Por último, en la viga III se tiene una distribución de momentos debida al presfuerzo similar a la curva provocada por la carga vertical; el presfuerzo así colocado, con excentricidad pequeña en los extremos y máxima al centro del claro, contrarresta eficientemente el efecto de las cargas en cada sección de la viga.

La **Figura 2.7** muestra los diagramas de esfuerzos para las secciones al centro del claro y en los extremos correspondientes a las mismas vigas de la **Figura 2.6**. Se aprecia que, contrario a lo observado en la **Figura 2.6**, el comportamiento de la viga I al centro del claro sí mejora con el presfuerzo, aunque este sea sólo axial. Esto es debido a que el presfuerzo provoca compresiones que disminuyen las tensiones provocadas por W en la fibra inferior de la sección. Para las vigas II y III estos esfuerzos de tensión son todavía menores por el momento provocado por el presfuerzo excéntrico. En los extremos, las vigas I y III tienen esfuerzos sólo de compresión, mientras que la viga II presenta esfuerzos de tensión y compresión debidos a la existencia de presfuerzo excéntrico; estos esfuerzos son mayores que los de las vigas I y III y en general mayores también que los esfuerzos permisibles.

^{2.12} <http://www.anippac.org.mx/capitulo02.pdf>

La comparación de las vigas I, II y III mostrada en las Figuras 2.6 y 2.7 nos permite concluir que el acero de presfuerzo disminuye tanto los esfuerzos de tensión como los momentos en la sección al centro del claro. Los efectos secundarios del presfuerzo como los momentos y esfuerzos excesivos en los extremos de la viga II pueden suprimirse o inhibirse con procedimientos sencillos encamisando los torones o con técnicas similares.

MOMENTOS FLEXIONANTES

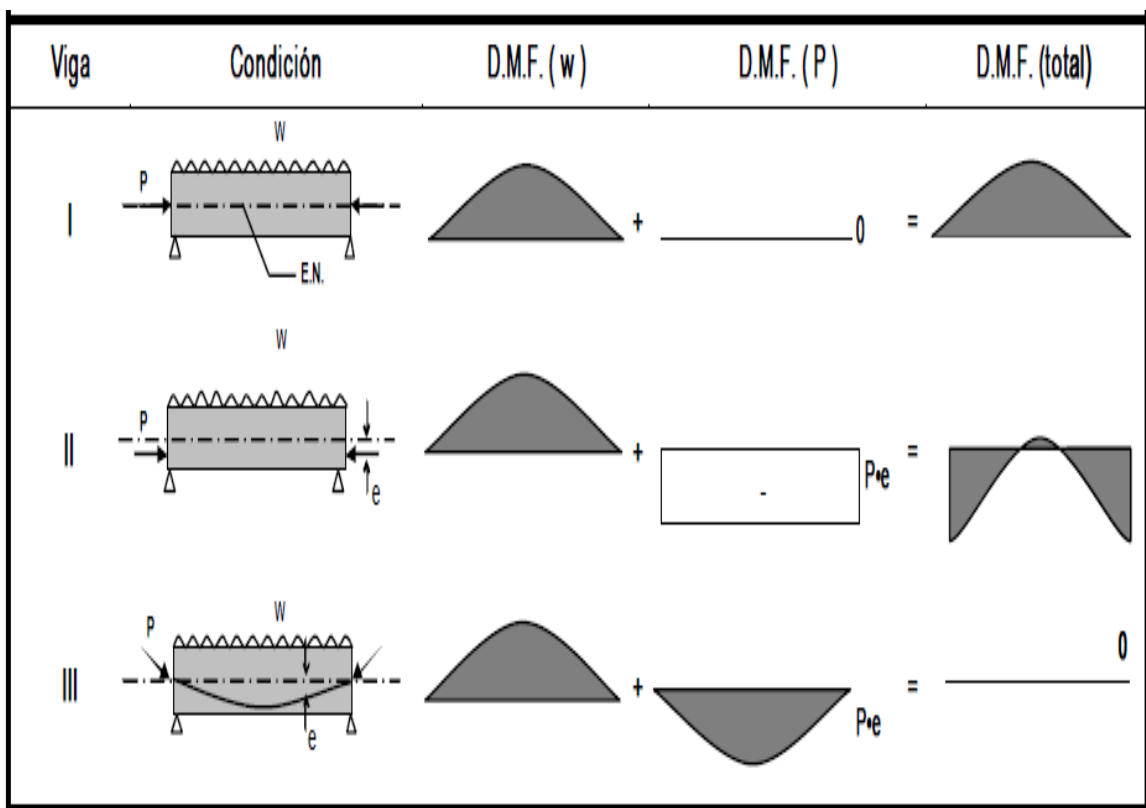


Figura 2.6 Momentos flexionantes a lo largo de la viga preesforzada

Fuente: <http://www.anippac.org.mx/capitulo02.pdf>

ESFUERZOS

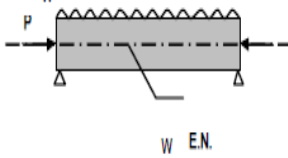
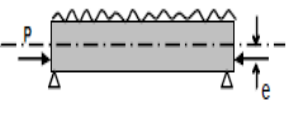
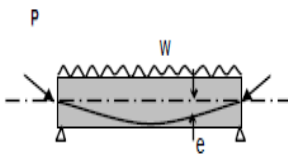
		Esfuerzos							
Viga	Condición	AL CENTRO DEL CLARO				EN EL EXTREMO			
		Carga (W)	Presfuerzo Axial	Presfuerzo Excéntrico	Total	Carga (W)	Presfuerzo Axial	Presfuerzo Excéntrico	Total
I	 W.E.N.		-	+ 0 =		0 -		+ 0 =	
II	 e		-	+	=	0 -		+	=
III	 e		-	+	=	0 -		+ 0 =	

Figura 2.7 Esfuerzos al centro del claro y en los extremos de vigas simplemente apoyadas con y sin excentricidad

Fuente: <http://www.anippac.org.mx/capitulo02.pdf>

Ventajas y desventajas del uso de elementos presforzados ^{2.12}

De acuerdo con lo anterior, la deformación y el agrietamiento de elementos presforzados disminuyen por la compresión y el momento producidos por los tendones, lo que se traduce en elementos más eficientes. Esto se aprecia esquemáticamente en la Figura 2.8 que muestra la comparación del estado de deformación y agrietamiento de dos vigas, una de concreto reforzado y otra de concreto presforzado, sometidas ante la misma carga vertical.

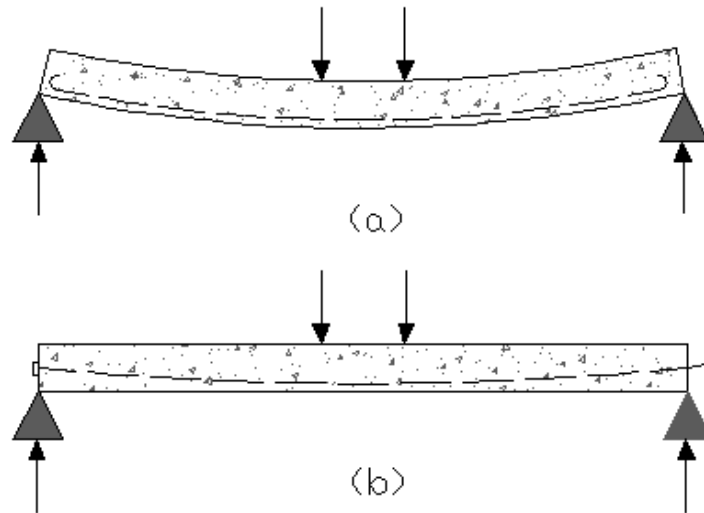


Figura 2.8

Fuente :<http://www.anippac.org.mx/capitulo02.pdf>

Deformación y agrietamiento en vigas de:

- a) Concreto reforzado y
- b) Concreto presforzado

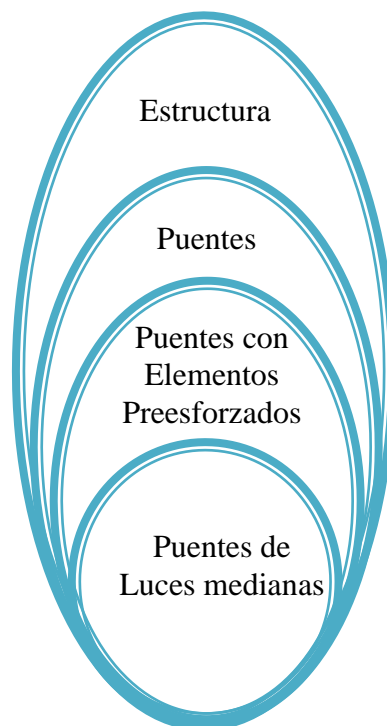
Algunas ventajas del concreto presforzado son las siguientes:

- Mejor comportamiento ante cargas de servicio por el control del agrietamiento y la deflexión
- Permite el uso óptimo de materiales de alta resistencia
- Se obtienen elementos más eficientes y esbeltos, con menos empleo de material; en vigas, por ejemplo, se utilizan peraltes del orden de $L/20$ a $L/23$, donde L es el claro de la viga, a diferencia de $L/10$ en concreto reforzado
- La producción en serie en plantas permite mayor control de calidad y abaratamiento de costos
- Mayor rapidez de construcción al atacarse al mismo tiempo varios frentes o construirse simultáneamente distintas partes de la estructura; esto en general conlleva importantes ventajas económicas en un análisis financiero completo

- Conviene también mencionar algunas desventajas que en ocasiones pueden surgir en ciertas obras. Estas son:
 - ❖ La falta de coordinación en el transporte de los elementos presforzados puede encarecer el montaje.
 - ❖ En general, la inversión inicial es mayor por la disminución en los tiempos de construcción
 - ❖ Se requiere también de un diseño relativamente especializado de conexiones, uniones y apoyos.
 - ❖ Se debe planear y ejecutar cuidadosamente el proceso constructivo, sobre todo en las etapas de montaje y colados en sitio

Existen aplicaciones que solo son posibles gracias al empleo del presfuerzo. Este es el caso de puentes sobre avenidas con tránsito intenso o de claros muy grandes, el de algunas naves industriales o donde se requiere de una gran rapidez de construcción, entre otras.

VARIABLE DEPENDIENTE



ESTRUCTURA

"Dentro del ámbito de la ingeniería civil, se conoce con el nombre de estructura a toda construcción destinada a soportar su propio peso y la presencia de acciones exteriores (fuerzas, momentos, cargas térmicas, etc.) sin perder las condiciones de funcionalidad para las que fue concebida ésta. Una estructura tiene un número de grados de libertad negativo o cero, por lo que los únicos desplazamientos que puede sufrir son resultado de deformaciones internas. La ingeniería estructural es la rama de la ingeniería que estudia el proyecto de estructuras y el cálculo de su equilibrio y resistencia."^{2.13}

PUENTE

"Un **puente** es una estructura utilizada para superar un obstáculo natural o artificial, que pone a la continuidad de la ruta. Los puentes son normalmente de construcción del hombre para el cruce de ríos , caminos y valles . En ellos, la gente puede caminar o viajar en un vehículo para cruzar un obstáculo debajo. Los puentes naturales (de piedra) en un lugar, son simplemente el resultado de un fenómeno natural. El primer puente fue probablemente el tronco de un simple árbol que cayó entre las dos orillas de un río. Cuando el hombre se dio cuenta de su utilidad añadió otro tronco en paralelo para mover cargas pesadas. Con el tiempo los puentes han sido cada vez más refinados para que sean aún más útiles."^{2.14}



^{2.13} <http://es.wikipedia.org/wiki/Estructura>

^{2.14} <http://es.wikipedia.org/wiki/Puente>

Puentes de hormigón armado ^{2.15}

Los puentes de hormigón armado, en carreteras de primero y segundo orden, han tenido éxito con luces de hasta 25 m. Luces superiores son inconvenientes para este tipo de puentes por el incremento desmedido de su peso y de su costo. La gran experiencia que se tiene con el manejo del hormigón armado, que se traduce en mano de obra y dirección técnica calificadas, y en disponibilidad de los materiales, ha permitido su construcción en todas las regiones del país.

Estructura de Puentes ^{2.16}

La estructura de un puente se divide en dos partes principales:

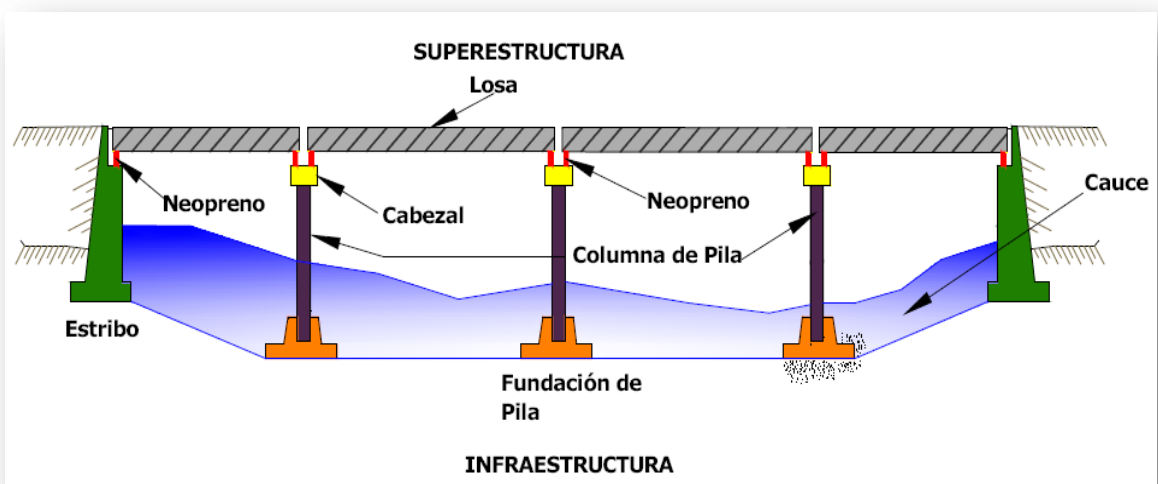


Figura 2.10

Fuente: TRUJILLO, José; Diseño de puentes de concreto:3da ed.,2002; Pág.

Superestructura

Es aquella parte del puente que permite la continuidad del camino con su calzada y bermas, sobre un río u otra vía.

Está constituida por el tablero, un sistema estructural, el sistema de vigas o losas y

^{2.15} <http://publiespe.espe.edu.ec/academicas/memoria/memoria11/puentes/puentes00.htm>

lo dispositivos especiales que tienen determinadas funciones.

- **Tablero:** está constituido por la superficie de rodadura, los pasillos o aceras y las barandas.
- **Sistema estructural del tablero:** es el sistema encargado de proporcionar la capacidad de soporte de cargas del tablero.
- **Sistema de Vigas del Tablero:** está constituido por vigas longitudinales y transversales, las que permiten la transmisión de cargas que actúan sobre la superestructura a la infraestructura, y a través de ella, al suelo de fundación.
- **Sistemas de Apoyos, Anclajes Antisísmicos, Juntas de Expansión, Barandas:** entre la superestructura y la infraestructura se encuentran los sistemas de apoyo del puente.

Infraestructura

Es aquella parte del puente donde se apoya la superestructura y a través de la cual se transmiten las cargas al terreno de fundación. La infraestructura está constituida por los estribos, que son los soportes extremos del puente, y las cepas o pilas, que son los apoyos intermedios.

- Los estribos están constituidos por dos partes.
 - La primera, denominada elevación, está conformada por un muro frontal, la mesa de apoyo, el muro espaldar y las alas.
 - La segunda es la fundación del estribo y es la encargada de traspasar al terreno las cargas, sean éstas peso propio, cargas móviles, sísmicas, empujes de tierra, etc.

Fundamentalmente existen 3 tipos de fundaciones: directa, pilotes y cajones o pilas de fundación. Los estribos, además de dar apoyo a la superestructura, contienen los terraplenes de acceso al puente.

- Las cepas son los apoyos intermedios, y al igual que los estribos, están constituidos por la elevación y la fundación.

Accesos

Los accesos al puente están constituidos, en general, por las siguientes obras: terraplenes de acceso, estructura de pavimento, bases, bermas y losas de acceso.

Obras de Defensa y seguridad

Comprenden los enrocados, gaviones, bajadas de agua en los terraplenes de acceso, y elementos de contención de tierras tales como muros de contención, pilotes contenedores, muros jaulas, etc. Las obras de defensa comprenden las barreras camineras y la señalización, sea vertical u horizontal.

PUNTES CON ELEMENTOS PRESFORZADOS

Importancia del uso del concreto presforzado^{2.17}

El concreto presforzado ha demostrado ser técnicamente ventajoso y económicamente competitivo tanto para puentes de claros medios donde se emplean elementos pretensados estándar producidos en serie, como para puentes de grandes claros como los empujados y los atirantados. En la actualidad, prácticamente todos los puentes se construyen con esta técnica y es una de las áreas más exitosas del concreto presforzado.

Todo puente debe cumplir especificaciones geométricas de pendientes, peraltes, gálibos, entre otros, de acuerdo al tránsito que circulará sobre y debajo de ellos.

El puente debe ser visto como un todo. Todos los elementos que lo forman como la

^{2.16} TRUJILLO, José; Diseño de puentes de concreto:3da ed.,2002

^{2.17} <http://www.buenastareas.com/ensayos/Concreto-Pretensado/2547794.html>

superestructura y subestructura, los espacios abiertos dentro y cerca de la estructura, accesos, iluminación y señalización, drenajes, banquetas y parapetos deben complementarse armoniosamente.

Soluciones típicas^{2.17}

- Entre los sistemas que se utilizan para puentes de concreto presforzado tenemos:
- Losas extruidas o alveolares pretensadas con losa colada en sitio.
- Vigas T, I o cajón con losa colada en sitio.
- Vigas postensadas con losa, ambas coladas en sitio.
- Vigas de sección cajón, de una sola pieza o en dovelas, pretensadas o postensadas.

Para claros cortos, menores que 25 m, la sección T es muy efectiva, y para claros mayores, las secciones I o cajón con aletas son más eficientes.

La trabe cajón con aletas debe su gran eficiencia a tres factores principales:

- Mayor rigidez torsional que evita, en la mayoría de los casos, el uso de diafragmas intermedios.
- Ancho inferior para albergar más torones y así proporcionar mayor excentricidad al presfuerzo aumentando los esfuerzos y el momento resistente de la sección.
- La presencia de las aletas elimina el uso de la cimbra para colar la losa y permite el empleo de un menor peralte de la misma (15cm) comparado con el requerido para una viga I (18 cm).

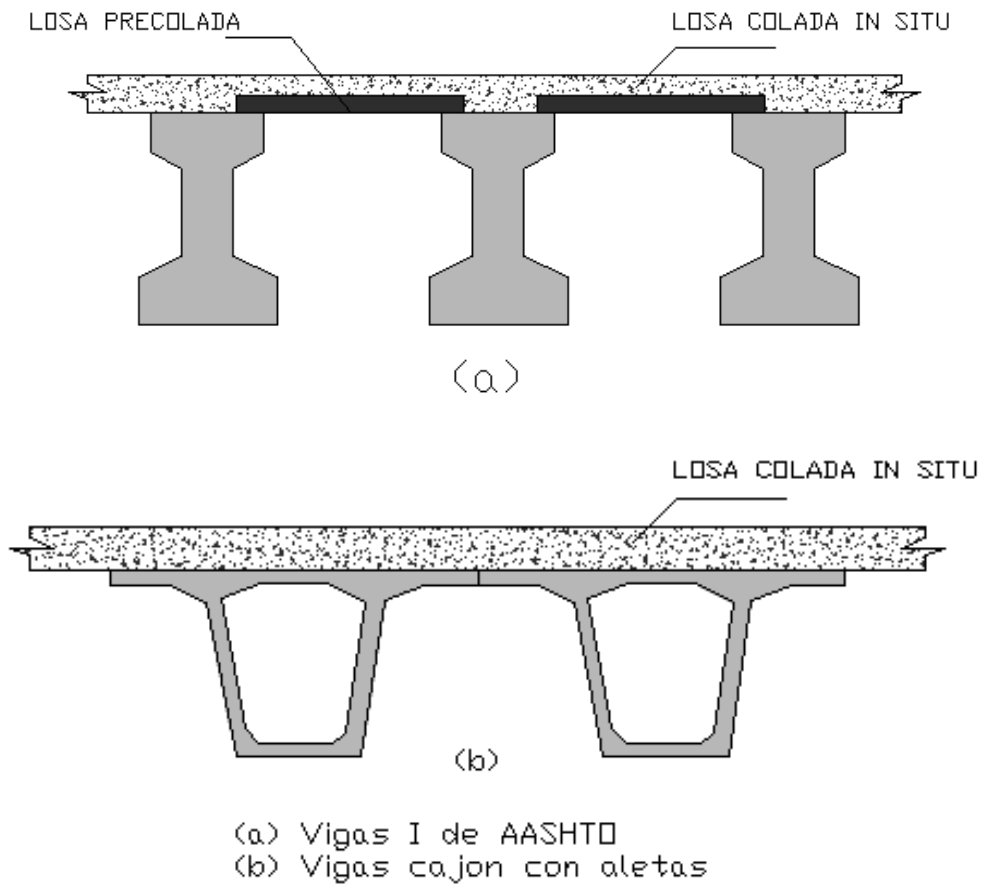


Figura 2.11 Tipos de vigas

Fuente: <http://www.anippac.org.mx/capitulo04.pdf>

PUENTES DE LUCES MEDIANAS

Es conveniente clasificar los puentes para delimitar los alcances de los sistemas constructivos y de los criterios y herramientas de análisis y diseño. Para los fines de este tipo de proyectos clasificaremos los puentes por su tamaño, tipo estructural, importancia, resistencia lateral y geometría.

TAMAÑO^{2.18}

En función de la longitud del claro, L , los puentes se pueden clasificar como lo indica la **Tabla 2.1**

^{2.18} <http://www.anippac.org.mx/capitulo04.pdf>

CLASIFICACIÓN	CLARO
ALCANTARILLAS	$L \leq 6 \text{ m}$
PUNTES DE CLARO MEDIO	$6 \text{ m} < L \leq 60 \text{ m}$
PUNTES DE GRANDES CLAROS	$L > 60 \text{ m}$

Tabla 2.1 Clasificación de puentes según su tamaño

Fuente: <http://www.anippac.org.mx/capitulo04.pdf>

Los puentes a los que nos referiremos son los de claros medios.

Aunque muchos puentes de grandes claros son hechos con sistemas presforzados como los puentes empujados y atirantados, pero en este caso solo se consideraran los puentes de luces medianas.

Tipo estructural ^{2.18}

De acuerdo a su comportamiento estático los puentes se pueden clasificar como simplemente apoyados y continuos (**Figura 2.12**). Los segundos incluyen desde puentes de claros medios, con continuidad solamente en la superestructura, hasta puentes colgantes, atirantados y empujados.

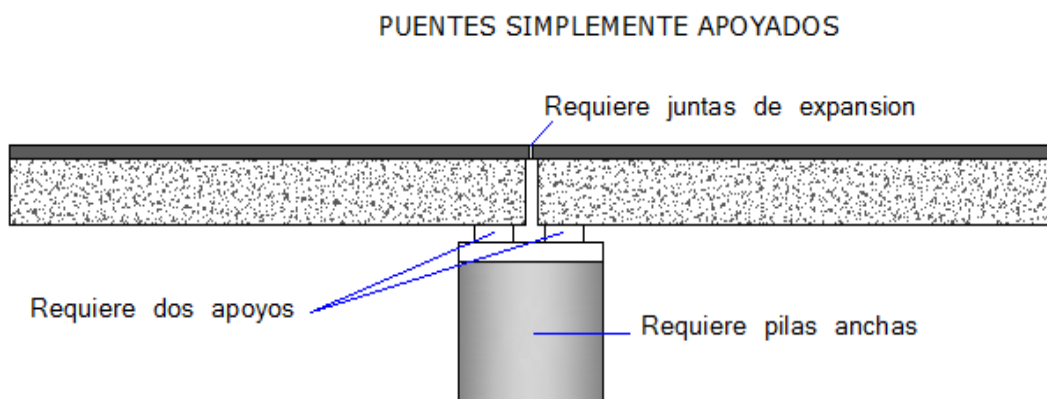


Figura 2.12a Puentes simplemente apoyados

Fuente: <http://www.anippac.org.mx/capitulo04.pdf>

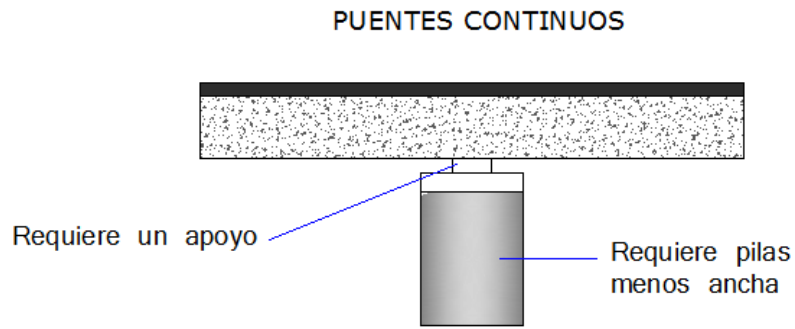


Figura 2.12 b Puentes continuos

Fuente: <http://www.anippac.org.mx/capitulo04.pdf>

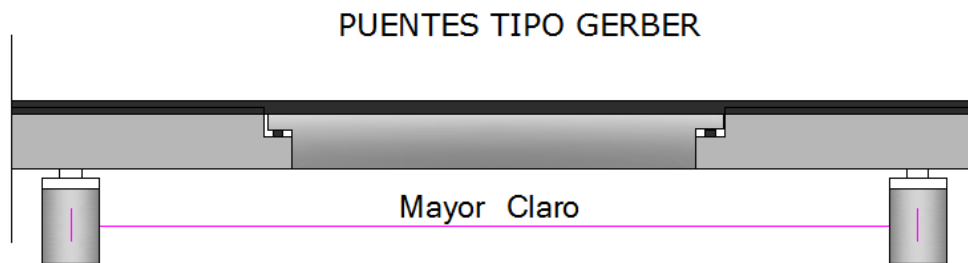


Figura 2.12c Puentes Tipo Gerber

Fuente: <http://www.anippac.org.mx/capitulo04.pdf>

En este caso se realizará el análisis y diseño de los elementos postensados para puentes simplemente apoyados, que son la gran mayoría de los puentes construidos con elementos presforzados.

De acuerdo a su importancia^{2.18}

Para que un puente pueda considerarse secundario deberá, además, ser de un solo claro no mayor que 20 m, con no más de dos carriles de circulación.

De acuerdo con su resistencia lateral^{2.18}

Debido a sus características, un mismo puente puede contar con diferentes estructuraciones y por lo tanto con distintas resistencias laterales, tanto de un apoyo a otro como para ambos sentidos de análisis.

Los puentes se clasificarán, de acuerdo a su resistencia lateral en:

- **Marcos.** Aquéllos en que exista continuidad entre traveses, cabezales y columnas, excepto con los estribos.
- **Pilas y muros de concreto reforzado.** Son aquellos elementos anchos cuyo comportamiento previsible ante carga lateral es por cortante y no por flexión. Se considerará como pila o muro a la subestructura de un puente que en el sentido de análisis tenga una relación entre su altura y su ancho menor que 3.
- **Columnas aisladas.** Todos aquellos en los que una columna es el único elemento sísmico resistente y que trabaja a flexocompresión en la dirección de análisis.
- **Péndulo invertido.** Serán todos aquellos puentes apoyados sobre una columna en los que se presente cabeceo de la superestructura.
- **Estribos.** Elementos que rematan las rampas de acceso en el caso de puentes en áreas planas o el apoyo en laderas en puentes en zonas montañosas o en las zonas cercanas a la orilla de los ríos.

De acuerdo con su geometría^{2.18}

Los puentes según su geometría deberán clasificarse en regulares e irregulares.

En puentes con dos o más claros podrá hacerse una clasificación distinta para cada componente o módulo del puente. En este caso se debe garantizar que estas partes estarán totalmente aisladas y que tendrán un movimiento sísmico independiente de otros componentes del puente, y que las juntas constructivas han sido expresamente diseñadas para evitar el golpeteo. Con fines de clasificación por geometría, no se podrán considerar aislados dos soportes del puente sobre los que descansa la superestructura con apoyos deslizantes o de neopreno; esto es debido a que el movimiento que se presentará entre ambos soportes puede ser distinto, lo que

ocasionaría la pérdida de apoyo de la superestructura, situación que se agrava notablemente en puentes irregulares.

Un puente irregular será aquel en el que se cumpla al menos una de las siguientes características:

- Los puentes en línea recta con apoyos esviados que formen ángulos mayores que 25 grados con respecto al eje transversal del camino.

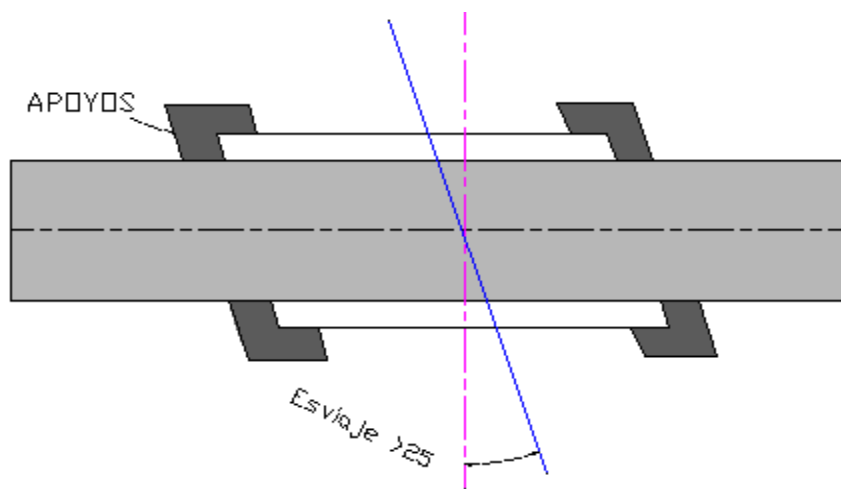


Figura 2.13a Puentes irregulares en planta y elevación

- Puentes curvos que subtiendan un ángulo de un estribo a otro, o al final del puente, mayor que 25 grados, medido desde el eje principal del camino.

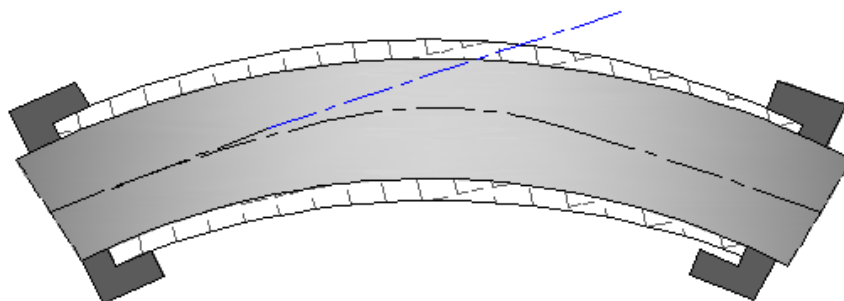


Figura 2.13b Puentes irregulares en planta y elevación

Existen cambios abruptos en rigidez lateral o en masa a lo largo de su longitud.

Los cambios en estas propiedades que excedan 25 por ciento de apoyo a apoyo, excluyendo estribos, deberán ser considerados abruptos.

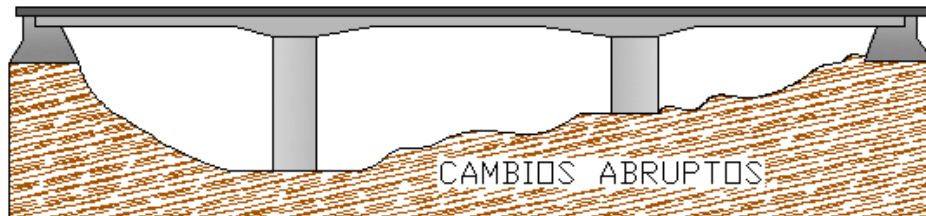


Figura 2.13c Puentes irregulares en planta y elevación

Fuente: <http://www.anippac.org.mx/capitulo04.pdf>

2.5.- HIPOTESIS

Aplicación de vigas postensadas para mejorar la resistencia del hormigón a tracción en vigas para puentes de luces medianas

2.5.1.- UNIDADES DE OBSERVACION

Bibliografía, Docentes de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica que conozcan del tema en Investigación.

2.5.2.- VARIABLES

VARIABLE INDEPENDIENTE: Aplicación de vigas postensadas

VARIABLE DEPENDIENTE: Resistencia del hormigón a tracción en vigas para puentes de luces medianas

2.5.3.- TERMINO DE RELACION

Para mejorar

CAPITULO III

3.- METODOLOGIA

3.1- ENFOQUE

En el presente trabajo predomina la investigación cuantitativa ya que con la aplicación de normas se realizará el análisis y diseño de las vigas, además con la ayuda del CSiBridge 1.5 se modelará e interpretará los resultados para determinar el comportamiento de un puente de luz mediana.

3.2.- MODALIDAD Y TIPO DE INVESTIGACIÓN

3.2.1- MODALIDAD BASICA DE INVESTIGACIÓN

La modalidad de investigaciones del presente proyecto es:

Bibliográfica.- Se utilizará libros e internet como fuente de consulta para profundizar y ampliar los conocimientos respecto al tema, para posteriormente proponer una solución adecuada al problema

Histórica.- Porque se revisará los antecedentes respecto a este tema, es decir como se ha dando el problema a lo largo de los años y las soluciones que se han ido planteando.

Especial.- Ya que con la ayuda del CSiBridge 1.5 se realizará la modelación del puente.

3.2.2- TIPO DE INVESTIGACION

El tipo básico de investigaciones que contempla este proyecto son:

1.- Exploratorio.- Mediante la investigación bibliográfica nos acercamos al problema con el conocimiento de conceptos fundamentales e información para realizar el cálculo del análisis y diseño de las vigas requeridas.

2.- Descriptivo.- Con la ayuda de investigación exploratoria se obtendrán datos, para posteriormente presentar un informe describiendo el comportamiento de las variables.

3.- Correlacional.- Por medio de este tipo de investigación se realizará una confrontación de variables y nos permitirá corroborar la hipótesis

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

3.3 POBLACION Y MUESTRA

3.3.1.- POBLACIÓN (N)

Esta investigación tiene como universo los puentes de luces medianas.

3.3.2.- MUESTRA (M)

En esta investigación se realizará un ejemplo de diseño de viga postensada para mejorar el comportamiento del hormigón a tracción, esta viga se le incorporara a un puente el cual se modelará para conocer su desempeño y determinar si es aplicable a puentes de luces medianas o no.

3.5.- OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

HIPOTESIS

Aplicación de vigas postensadas para mejorar la resistencia del hormigón a tracción en vigas para puentes de luces medianas.

VARIABLE INDEPENDIENTE: Aplicación de vigas postensadas

Conceptualización	Dimensiones	Indicadores	Ítems	Técnicas e Instrumentos
<p>Viga Postensada.- Elemento constructivo lineal en el que se ha introducido pre compresión axial</p> <p>Eliminando todos los esfuerzos de tensión que actuaran en el concreto</p>	<p>Pre compresión axial</p> <p>Eliminación esfuerzos de tensión</p>	<p>Tendón presforzado</p> <p>Aumento de compresión</p>	<p>¿Qué método se ha utilizado en las vigas ?</p> <p>¿Cómo se han reducido la tensión?</p>	<p>Observación Código ACI 99 ASSHTO 2007</p> <p>Programa de Modelación</p>

VARIABLE DEPENDIENTE: Resistencia del hormigón a tracción en vigas para puentes de luces medianas

Conceptualización	Dimensiones	Indicadores	Ítems	Técnicas e Instrumentos
Es la resistencia al esfuerzo al que está sometido un cuerpo por la aplicación de dos fuerzas opuestas.	Resistencia al esfuerzo	Ensayo realizados	¿Cómo se conoce la resistencia al esfuerzo de tracción?	Observación Bibliografía
En este caso una viga que es un cuerpo lineal que trabaja sometido a esfuerzos de flexión compuesto por tensiones de tracción y compresión	Cuerpo lineal Sometido a tracción y compresión	Fuerzas aplicadas	¿Cómo determinamos a que tensiones está sometida la viga?	Observación Bibliografía
En los puentes, transportan las cargas de compresión en la parte superior y las de tracción en la parte inferior.	Compresión en la parte superior Tracción en la parte inferior	Flexión producida	¿Cómo conocemos donde hay tracción y compresión?	Observación Bibliografía

3.6.- TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN

Al realizar esta investigación se utilizará la **observación directa** porque el investigador se pone en contacto personal con el objeto de estudio.

La **observación estructurada** ya se planifica en todos los aspectos específicos, metódicos y críticamente realizados cuyos datos se registran con precisión e instrumentos técnicos especiales.

La **observación individual** porque interviene un solo investigador.

El instrumento que se utilizará es el cuaderno de notas y el computador (CSiBridge 1.5)

3.7.-PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS

3.7.1- PLAN DE PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

- Revisión Crítica de la información recogida

- Analizar e interpretar los resultados relacionándolos con las diferentes partes de la investigación, especialmente con los objetivos y la hipótesis.

3.7.2.- ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

- Interpretación de los resultados con el apoyo del marco teórico en el aspecto pertinente.

- Comprobación de la hipótesis: Aplicación de vigas postensadas para mejorar la resistencia del hormigón a tracción en vigas para puentes de luces medianas.

CAPITULO IV

4.- ANALISIS E INTERPRETACION DE RESULTADOS

4.1.- ANALISIS DE RESULTADOS

Resistencia a compresión

La resistencia del hormigón ordinario es alrededor de 150 a 500 kg/cm² (15 a 50 MPa). Existen hormigones especiales de alta resistencia que alcanzan hasta 2.000 kg/cm² (200 MPa).

Resistencia del hormigón a tracción

Hay muchos materiales que se ven sometidos a tracción en diversos procesos mecánicos, uno de ellos es el hormigón, el cual es de principal interés ya que es utilizado en obras de ingeniería, en puentes como es el caso del presente proyecto.

El hormigón es un material de muy baja resistencia a la tracción de apenas 1/10 de su resistencia a la compresión; por lo que muchas veces ni siquiera se la toma en cuenta para el cálculo.

Es debido a esta limitada resistencia a tracción que se recomienda utilizarlo en situaciones donde estas sollicitaciones son muy bajas.

Vigas

Las vigas son elementos empleados en las estructuras de edificios y como elemento estructural de puentes.

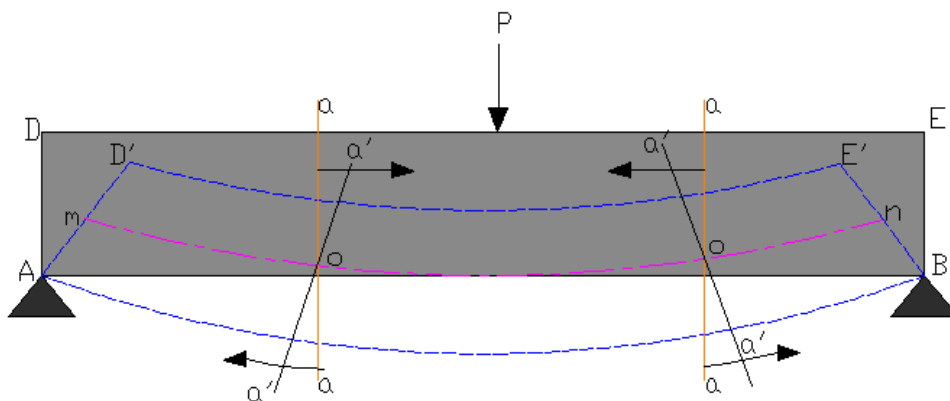
Es un elemento constructivo lineal que está sometido a esfuerzos de flexión, compuesto tanto por tensiones de tracción como de compresión. En el caso de los

puentes transportan las cargas de compresión en la parte superior y las de tracción en la parte inferior.

En la siguiente gráfica observamos el comportamiento de la viga ante la presencia de una carga(P).

Notamos que en la parte inferior a sufrido un alargamiento y sus fibras se han estirado debido a la tracción en esta fibra.

En cambio en la fibra superior se presenta un acortamiento ya que la fibra se comprime desarrollándose esfuerzos de compresión



Fuente: http://www.halinco.de/html/proy-es/tec_const/Horm-Armado/Hn-Ao-01.html

Figura 2.3

Debido a que en la fibra inferior se presentan esfuerzos de tracción en el hormigón y la resistencia del mismo a la tracción es muy baja se produce:

Fisuración

Existirá fisuración cuando se induzcan tensiones de tracción significativas.

Las fisuras pueden afectar la apariencia de la estructura, pero también pueden indicar fallas estructurales significativas o falta de durabilidad.

Hormigón armado

La necesidad de compensar la deficiencia del hormigón a tracción y cortante originaron que en el siglo XX se desarrollara una nueva técnica, la del hormigón armado.

El hormigón armado es la combinación del hormigón con el acero el cual absorbe los esfuerzos de tracción, corte, evitan la fisuración.

Aditivos

Se hizo común también la utilización de aditivos que mejoran las propiedades del hormigón permitiendo obtener hormigones de alta resistencia.

Inconvenientes con el hormigón armado

- **Fisuras por tracción**

Estas son producidas por la acción de esfuerzos de tracción. Son fisuras poco frecuentes en el hormigón armado ya que lo impiden las armaduras. Sin embargo, cuando las deformaciones de las barras sobrepasan un determinado valor pueden aparecer fisuras en el lugar donde están colocados los estribos. Estas fisuras que aparecen de forma súbita y atraviesan la sección.

- **Fisura por flexión simple**

Aparecen en las proximidades de las armaduras sometidas a tracción y progresan verticalmente atravesando el eje neutro, van disminuyendo su ancho hasta llegar a la zona de compresión donde desaparecen.

En las vigas estas fisuras son muy repartidas y no van más allá de la armadura inferior, en algunos casos se produce deterioro en la zona de compresión, pueden aparecer fisuras paralelas a la directriz de la barra, similares a las producidas por la compresión simple. Estas fisuras pueden no aparecer y dar paso directamente a la plastificación y rotura del hormigón.

- **Agrietamiento**

Para evitar este problema también se ha usado el hormigón armado convencional, el cual ha proporcionado resistencia a la tracción para garantizar una resistencia adecuada al elemento, pero presenta el inconveniente de no impedir el agrietamiento del hormigón para ciertos niveles de carga.

Puentes de hormigón armado

El hormigón armado ha permitido la construcción de puentes de luces pequeñas, sin embargo, debido a que el hormigón es pesado no permite la construcción de vigas de gran luz o que están sometidas a niveles de carga superiores.

Los puentes de hormigón armado, en carreteras de primero y segundo orden, han tenido éxito con luces de hasta 25 m. En luces superiores se presentan inconvenientes para este tipo de puentes por el incremento desmedido de su peso y de su costo.

Estos problemas han obligado a buscar otra solución para esos requerimientos de carga y longitud.

Es por esto que para este proyecto se presenta la combinación del concreto y el acero de presfuerzo que permiten contrarrestar los efectos de las cargas gravitacionales con los esfuerzos y deformaciones producidos.

Presfuerzo

Para disminuir el agrietamiento del hormigón bajo tracción el ingeniero francés Freyssinet, convirtió en realidad práctica la idea de pretensar los elementos de hormigón.

Esto consiste en crear mediante algún procedimiento específico sea antes o al mismo tiempo de la aplicación de las cargas externas, esfuerzos de una magnitud tal que al combinarse con los esfuerzos resultantes de dichas fuerzas externas, anulen o

disminuyan los esfuerzos de tensión, y estén dentro de tensiones admisibles que puede resistir el hormigón.

Postensado

El postensado es el método de presfuerzo que consiste en tensar los tendones y anclarlos en los extremos de los elementos después de que el concreto ha fraguado y ha alcanzado su resistencia necesaria, es decir, que se comprime al hormigón antes de su puesta en servicio, de modo que las tracciones que aparecen al flectar la pieza se traducen en una pérdida de la compresión previa, evitando así, en mayor o menor medida que el hormigón trabaje a tracción.

Aplicaciones

El hormigón postensado es utilizado en estructuras sometidas a grandes cargas y con grandes separaciones entre apoyos.

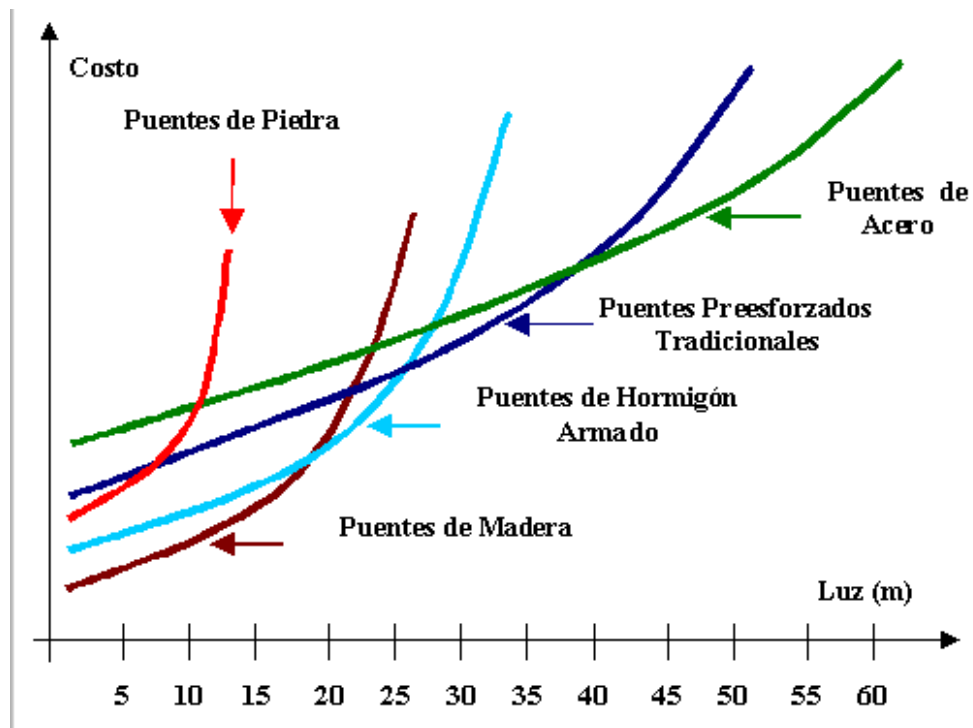
Esta técnica se utiliza generalmente in situ, es decir, en el mismo emplazamiento de la obra.

Ventajas

- Reducir el canto de los elementos que utilizan peraltes del orden de $L/20$ a $L/23$, donde L es el claro de la viga, a diferencia de $L/10$ en concreto reforzado
- Mayor capacidad resistente.
- Reducción de deformaciones.
- Reducción del peso total de la estructura.
- Mejor comportamiento ante las cargas de servicio ya que se controla el agrietamiento, fisuración y la deflexión
- Mayor rapidez de construcción al atacarse al mismo tiempo varios frentes o construirse simultáneamente distintas partes de la estructura; esto en general conlleva importantes ventajas económicas en un análisis financiero completo

- Mayor integridad estructural.
- Menor número de juntas de hormigonado y dilatación.
- Reducción considerable del número de pilares y aumento de los vanos
- La principal ventaja es que para tramos simplemente apoyados con luces mayores a los 25 m. se obtienen estructuras mucho más económicas.

Con respecto al aspecto económico la siguiente gráfica nos muestra por ejemplo que el costo para un puente de 40m de longitud es similar al de un puente de hormigón armado de aproximadamente 30m, es decir que con el mismo presupuesto podemos construir un puente mayor en 10m en este caso.



Inconvenientes

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

Puentes de luces medianas con elementos presforzados

Los puentes de hormigón con elementos presforzados tanto de grandes claros como para puentes de luces medianas han tenido buenos resultados ya que tanto técnicamente como económicamente el concreto presforzado es competitivo.

De acuerdo a la clasificación de los puentes por su tamaño, los puentes de luces medianas son aquellos cuya longitud va desde los 6m hasta los 60m, los mismos que están dentro del alcance del presente proyecto.

Dentro de esta clasificación se debe tomar en cuenta las recomendaciones del tipo de viga a utilizar para diferentes longitudes.

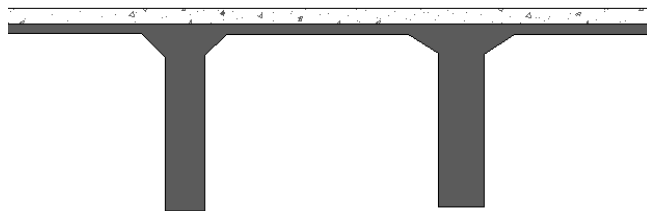
Para claros menores a 25m se recomienda utilizar la sección T ya que es muy efectiva, para claros mayores a estos, es recomendable la sección I o tipo cajón con aletas.

Podemos tomar en cuenta lo siguiente para utilizar las secciones de un solo tramo de una mejor manera.

Longitud menor a 8m



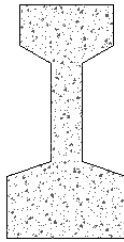
Longitud de 6m - 20m



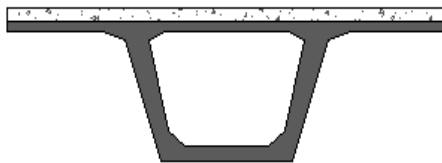
Longitud de a 10m - 25m



Longitud de a 15m - 35m



Longitud de a 20m - 40m



Para longitudes que van de 20m - 40m en un solo tramo las vigas tipo cajón son muy eficientes por lo siguiente:

- Tienen mayor rigidez torsional, esto evita la utilización de diafragmas intermedios en longitudes de hasta de 30m.
- Su ancho inferior permite albergar mas torones.
- Proporciona mayor excentricidad al presfuerzo aumentando así tanto los esfuerzos como el momento resistente de la sección.
- Evita el uso de la cimbra para colar la losa debido a que tiene aletas.
- Permite reducir el peralte de la losa a 15 cm, a diferencia de la sección tipo I que requiere un peralte mínimo de 18cm.
- Es mucho más liviana en relación a otras secciones.

4.2.- INTERPRETACION DE RESULTADOS

Según el análisis realizado nos damos cuenta que debido a que el hormigón es un material cuya resistencia a la tracción es prácticamente despreciable esta no se la toma en cuenta en el cálculo.

El hormigón por sí solo no resiste estos esfuerzos y se producen problemas como fisuras y grietas cuando estos esfuerzos se presentan aunque sean mínimos.

En obras de gran importancia como los puentes se ha utilizado este material con la presencia del acero que ha superado estos inconvenientes pero solo hasta cierta longitud y nivel de carga, ya que de lo contrario se presentarán problemas como fisuración, grietas o problemas estructurales mayores.

La necesidad de construir estructuras mayores ha obligado a buscar soluciones que permitan incrementar la resistencia a tracción en elementos estructurales como las vigas para puentes con estos requerimientos, es por esto que se presenta a los puentes con elementos presforzados, y específicamente a las vigas con hormigón postensado que trabajan para este tipo de solicitaciones de una manera eficiente y económica.

También se ha indicado que los puentes de luces medianas son aquellos que tienen una longitud de 6m a 40m y se ha hecho una recomendación para la utilización del tipo de viga adecuado de acuerdo a la longitud del puente.

4.3.- VERIFICACION DE HIPOTESIS

De acuerdo al estudio realizado en el capítulo IV se ha determinado que la utilización o aplicación de vigas postensadas en puentes de luces medianas (6m-60m) mejorará la resistencia del hormigón a tracción en las vigas, además de obtener elementos más eficientes y económicos.

CAPITULO V

5.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1.- CONCLUSIONES

- La resistencia del hormigón a tracción influye en el comportamiento de las vigas, si ésta es muy baja se producen problemas en el elemento, pero si ésta aumenta obtenemos elementos más eficientes para mayores longitudes y niveles de carga superiores.
- Se ha definido que la resistencia a tracción del hormigón es mínima lo que no permite elementos eficientes en puentes de luces medianas.
- Entre los daños producidos por la deficiencia en la resistencia a tracción están las fisuras, agrietamiento en las vigas, lo que en algunos casos podría indicar mayores problemas estructurales o falla de los elementos para puentes de estas longitudes.
- Se ha determinado que el hormigón armado y los aditivos ayudan a mejorar la resistencia a tracción en el hormigón, pero solo se logra buenos resultados en pequeñas longitudes.
- Se propone el hormigón postensado como solución para mejorar la resistencia a tracción del hormigón en vigas, consiguiendo elementos económicos y con un buen desempeño estructural en puentes de luces medianas.

5.2.- RECOMENDACIONES

- Se recomienda la utilización de este método en nuestro país ya que actualmente es mayor la necesidad de construir puentes con mayores longitudes, seguros y económicamente posibles.

CAPITULO VI

6.- PROPUESTA

6.1- Datos Informativos

La presente investigación se ha realizado en la provincia de Tungurahua, cantón Ambato; en la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, además se ha utilizado como fuente de información el internet.

Este tema está dirigido a profesionales y estudiantes, para dar a conocer e incentivar la utilización de nuevos métodos que ayuden a conseguir estructuras con buen desempeño estructural

6.2. - Antecedentes de la propuesta

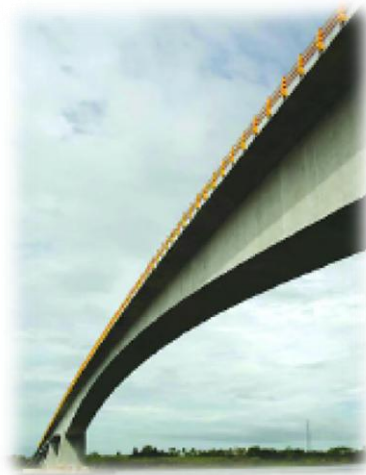
En distintas partes del mundo ya se ha construido obras importantes con elementos presforzados, como es el caso de vigas postensadas.

Se han utilizando vigas postensadas para la construcción de obras importantes este es el caso del puente que une Barrancabermeja con Yondó, en Colombia — localizado en uno de los caminos de mayor antigüedad del país—, ha sido reconocido como una de las más importantes obras de ingeniería realizadas en Colombia, en los últimos años. La construcción de este impresionante puente —que fuera reconocido en el rubro Internacional con un galardón en la edición 2006 del Premio Obras CEMEX— inició el 1 de diciembre de 2003 y terminó el 22 de noviembre del 2006. El proyecto estructural de esta obra consiste en un puente de 719.90 metros de longitud.

Después de diversos estudios, se tomó la decisión de hacer el puente en concreto presforzado, construido mediante un sistema de voladizos sucesivos con dovelas fundidas in situ. Los viaductos de acceso están conformados por claros y vigas

postensadas y placa de concreto, obteniendo excelentes resultados en la construcción del puente, cuyo nombre completo es “Guillermo Gaviria Correa”, - quien fuera un político prominente de Colombia 2002.

También fue reconocido con el premio que otorga Asocreto, en la modalidad de obras civiles, durante el Congreso Nacional de Ingeniería realizado en septiembre de 2006.



Fotografía 6.1 Puente “Guillermo Gaviria Correa” en Colombia

Fuente: http://www.valpra.it/press_attachments/0000/0068/Vivienda_01-08-08.pdf

En Ecuador

Una de las obras civiles más grandes para la infraestructura del país es el puente que se encuentra sobre el río Babahoyo ubicado en el tramo Durán - La Puntilla del complejo vial Guayaquil - Durán Provincia del Guayas.

En septiembre del 2011 se ha culminado con la construcción del también conocido como "Cuarto puente" o "Puente de la Unidad Nacional".

El puente mide 2186m de largo, incluyendo las vías de acceso a Durán (120.88m) y La Puntilla (90.88m). Tiene 20.80m de ancho, distribuidos en 5 carriles, 1.10m para la ciclo vía y una acera de circulación.

Este es un puente de viga de tipo cajón (segmental) con postensado de 1975m de longitud.

La estructura del cuarto puente, tanto en diseño como en construcción, contempla normas de seguridad de última generación para puentes pretensados, como AASHTO, LRDF y Caltrans, que le proporcionan una capacidad de resistir sismos de hasta 9 grados en la escala de Richter.



Fotografía 6.2 Puente “De la Unidad Nacional” en Ecuador

Fuente: http://www.mtop.gob.ec/especial_inauguracion_4to_puente.php

6.3. – Justificación

El objetivo del requisito básico «Seguridad Estructural» consiste en asegurar que la estructura tenga un comportamiento adecuado frente a las acciones e influencias previsibles a las que pueda estar sometido durante su construcción y uso previsto.

Para poder alcanzar esta meta, es necesario cumplir con las exigencias básicas de: Resistencia, Estabilidad y Aptitud al Servicio.

Es por esta razón que en este trabajo se presentará una guía para realizar el análisis y diseño para la aplicación de vigas de hormigón postensado en la construcción de puentes de luces medianas, utilizando a pleno rendimiento la resistencia del hormigón, comprimiéndolo anteriormente para la concurrencia de fuerzas internas, de tal modo que la variación de tensión que provocaba la aparición de tracciones

no dé lugar más que a una descompresión del material, obteniendo muy buen resultado en el desempeño estructural de los puentes.

6.4. – Objetivos

6.4.1.- Objetivo General

Realizar una guía para el análisis y diseño de vigas postensadas en puentes de luces medianas para mejorar su desempeño estructural.

6.4.2.- Objetivos Específicos

- Identificar qué tipo de diseño de vigas postensadas se debe realizar para su aplicación en puentes de luces medianas.
- Determinar qué parámetros se debe tomar en cuenta en el análisis y diseño de vigas postensadas para su aplicación en puentes de luces medianas.
- Identificar qué normas se debe seguir en el análisis y diseño de vigas postensadas para su aplicación en puentes de luces medianas.
- Determinar la utilización de vigas postensadas como una solución estructural efectiva en puentes de luces medianas (6m - 60m).

6.5. - Análisis de factibilidad

Es factible realizar una guía de análisis y diseño para la aplicación de vigas postensadas en puentes de luces medianas, ya que las mismas nos permitirán obtener estructuras más seguras, con un buen desempeño estructural y económicamente factibles.

6.6 Fundamentación científico-técnica

Todo puente debe cumplir especificaciones geométricas de pendientes, peraltes,

gálibos, etc.

Por lo que es importante conocer brevemente los aspectos de ingeniería básica, como son los estudios previos que se deben realizar en los mismos.

6.6.1 ASPECTOS DE INGENIERÍA BÁSICA

6.6.1.1 ESTUDIOS TOPOGRAFICOS ^{6.1}

Los objetivos de los estudios topográficos son:

- Elaborar planos topográficos.
- Información de base para los estudios de hidrología e hidráulica, geología, geotecnia, ecología y medio ambiente.
- Permiten definir la ubicación y dimensiones de los elementos estructurales.
- Referencia para el replanteo.

6.6.1.2 ESTUDIOS DE HIDROLOGIA E HIDRÁULICA ^{6.2}

Por medio de los estudios de hidrología e hidráulica para el diseño de puentes se establece:

- Ubicación óptima del cruce.
- Caudal óptimo de diseño hasta la ubicación del cruce.
- Comportamiento hidráulico del río en el tramo que comprende el cruce.
- Área de flujo a ser confirmada por el puente.
- Nivel máximo de agua (NMA) en la ubicación del puente.
- Nivel mínimo recomendable para el tablero del puente.
- Profundidades de socavación general, por contracción y local.
- Profundidad mínima recomendable para la ubicación de la cimentación, según el tipo de cimentación.
- Obras de protección necesarias.
- Previsiones para la construcción del puente.

^{6.1} Manual de Diseño de Puentes - MTC (Ministerio Transporte y Comunicaciones), Título 1-1

^{6.2} Manual de Diseño de Puentes - MTC (Ministerio Transporte y Comunicaciones), Título 1-2

^{6.3} Manual de Diseño de Puentes - MTC (Ministerio Transporte y Comunicaciones), Título 1-3

6.6.1.3 ESTUDIOS GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS ^{6.3}

6.6.1.3.1 Estudios Geológicos

El objetivo de estos estudios es establecer las características geológicas locales y generales y la distribución de las diferentes formaciones geológicas.

6.6.1.3.2 Estudios Geotécnicos

Establecen las características geotécnicas, es decir, la estratigrafía, la identificación de la propiedades físicas y mecánicas de los suelos.

6.6.1.4 ESTUDIOS DE RIESGO SISMICO ^{6.4}

"Los estudios de riesgo sísmico tendrán como finalidad la determinación de espectros de diseño que definan las componentes horizontal y vertical del sismo a nivel de la cimentación."

El alcance de los estudios dependerá de:

- Zona sísmica donde se ubica el puente
- Tipo de puente y su longitud
- Las características del suelo

6.6.1.5 ESTUDIOS DE IMPACTO AMBIENTAL ^{6.5}

La construcción de un puente modifica el medio y en consecuencia las condiciones socio-económicas, culturales y ecológicas del ámbito donde se ejecutan; razón por la cual surge la necesidad de una evaluación bajo un enfoque global ambiental.

6.6.1.6 ESTUDIOS DE TRÁFICO ^{6.6}

Estos estudios deberán realizarse cuando se trate de obras de gran envergadura, se efectuarán estudios de tráfico correspondientes a volumen y clasificación de tránsito en puntos establecidos para determinar las características

^{6.4} Manual de Diseño de Puentes - MTC (Ministerio Transporte y Comunicaciones), Título 1-4

^{6.5} Manual de Diseño de Puentes - MTC (Ministerio Transporte y Comunicaciones), Título 1-5

^{6.6} Manual de Diseño de Puentes - MTC (Ministerio Transporte y Comunicaciones), Título 1-6

de la infraestructura vial y la superestructura del puente.

6.6.1.7 ESTUDIOS DE TRAZO Y DISEÑO VIAL DE LOS ACCESOS ^{6.7}

Por medio de estos se definen las características geométricas y técnicas del tramo de carretera que enlaza el puente en su nueva ubicación con la carretera que ya existe.

Estos estudios comprenden:

6.6.1.7.1 Diseño Geométrico

- Definición del alineamiento horizontal y perfil longitudinal del eje en los tramos de los accesos.
- Definición de las características geométricas (ancho) de la calzada, bermas y cunetas en las diferentes zonas de corte y relleno de los accesos.

- Número de Carriles de Diseño

En cuanto al número de carriles de diseño el **ASSHTO 2007** en el artículo **3.6.1.1.1** bajo el tema **Número de Carriles de Diseño**, menciona lo siguiente:

"En general, el número de carriles de diseño se debería determinar tomando la parte entera de la relación $w/3600$, siendo w el ancho libre de calzada entre cordones y/o barreras, en mm. También se deberían considerar posibles cambios futuros en las características físicas o funcionales del ancho libre de calzada.

En aquellos casos en los cuales los carriles de circulación tienen menos de 3600 mm de ancho, el número de carriles de diseño deberá ser igual al número de carriles de circulación, y el ancho del carril de diseño se deberá tomar igual al ancho del carril de circulación.

Los anchos de calzada comprendidos entre 6000 y 7200mm deberán tener dos carriles de diseño, cada uno de ellos de ancho igual a la mitad del ancho de

^{6.7} Manual de Diseño de Puentes - MTC (Ministerio Transporte y Comunicaciones), Título 1-8

calzada."

6.6.1.7.2 Trabajos topográficos

Mencionados anteriormente en el estudio topográfico

6.6.1.7.3 Diseño de Pavimentos

Determinación de las características geométricas y dimensiones técnicas del pavimento de los accesos, incluyendo la carpeta asfáltica, base y sub-base.

6.6.1.7.4 Diseño de señalización

Ubicación de cada tipo de señal con un croquis respectivo. Los estudios mencionados anteriormente se deberán realizar previamente para el diseño de todo tipo de puentes, sin embargo, los mismos están fuera de los alcances de este trabajo, ya que aquí solo se abordará el análisis y diseño de vigas postensadas.

6.6.2 CONCRETO PRESFORZADO

El objetivo del concreto presforzado es crear deliberadamente esfuerzos permanentes en un elemento estructural, en este caso, vigas para mejorar el comportamiento de servicio y aumentar la resistencia a la tracción de las mismas.

La utilización de este concreto es muy amplia, se utiliza en vigas de diferentes estructuras, tanques de almacenamiento, durmientes para vías de ferrocarril, rehabilitación de estructuras dañadas por sismo, etc.

Fuente:http://www.imcyc.com/50/simposi09/empresa_organismo/mesa3/3M3_Sep saHegel.pdf

6.6.3 POSTENSADO

Este es un método de presfuerzo. En este método, previamente al colado del concreto se deben dejar ductos fijos con la trayectoria que han de seguir los

tendones, los mismos que serán introducidos y anclados en los extremos del elemento por medio de dispositivos mecánicos especiales llamados anclajes, esto se lo realiza una vez que el concreto ha fraguado y ha alcanzado su resistencia necesaria.

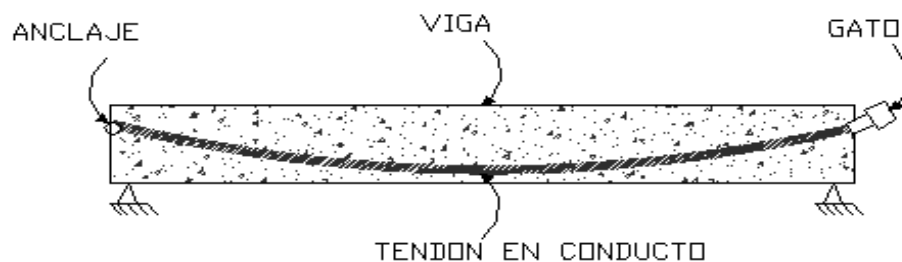


Fotografía 6.3 – Postensado de Vigas - Cruce Av. De La Serna sobre vías ex FC Roca – Avellaneda

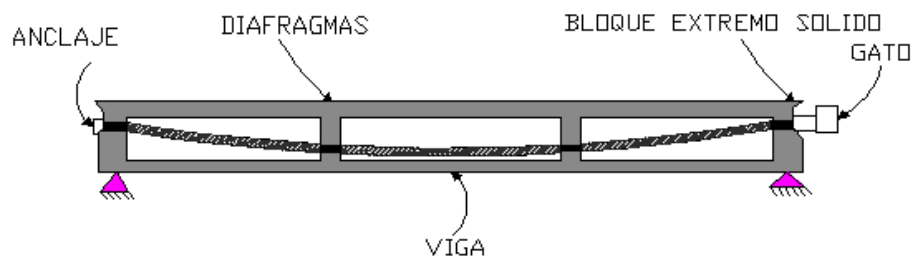
Fuente: ANAIS SIABE 06/ INCOS 06 - II SIMPOSIO

Los ductos se deberán rellenar con mortero o lechada una vez que el acero de presfuerzo ha sido tensado y anclado. El mortero protege al acero de presfuerzo de la corrosión y evita el movimiento relativo entre torones durante las cargas dinámicas.

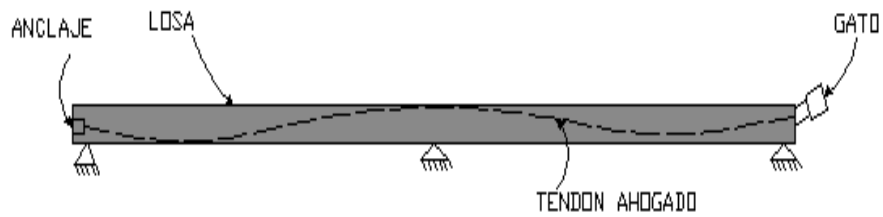
La trayectoria del presfuerzo puede ser curva permitiendo diseñar elementos hiperestáticos más eficientes y evitar esfuerzos en los extremos del elemento (Figura 6.1).



(a)



(b)



(c)

Figuras 6.1 Trayectorias típicas de tendones en vigas Postensadas

Fuente: http://es.wikipedia.org/wiki/Hormig%C3%B3n_postensado

El postensado puede emplearse tanto para elementos fabricados en planta, a pie de obra o colados en sitio.

Entre las aplicaciones más usuales tenemos:

- Vigas de grandes dimensiones.
- Dovelas para puentes
- Losas
- Diafragmas
- Cascarones
- Tanques de agua

6.6.4 MATERIALES

6.6.4.1 Concreto

La resistencia a la compresión del concreto para el postensado debe especificarse en los planos de diseño.

Debido a que el concreto está expuesto a las grietas debido a la compresión ejercida durante el postensado, es importante emplear un concreto de mayor resistencia y mejor calidad que el empleado para estructuras reforzadas.

Además la calidad y resistencia permite la reducción de las dimensiones de la sección de los elementos, logrando gran reducción de su peso propio, se cubren luces mayores y generalmente se obtiene costos totales menores de la estructura.

De acuerdo a las **Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de Estructuras de Concreto**.

En el **artículo 11.2.1** según las disposiciones generales, se permite el uso de concreto de alta resistencia con valores de hasta 700 kg/cm^2 a excepción de lo indicado en el **artículo 11.2.2** que menciona lo siguiente:

" 11.2.2 Limitaciones al empleo de concretos de alta resistencia

En estructuras diseñadas con un factor de ductilidad, Q , igual a 4, y en miembros sujetos a flexocompresión que formen parte de marcos que resistan más del 50 por ciento de las acciones sísmicas y cuya carga axial de diseño, P_u , sea mayor que $0.2 P_{R0}$, donde P_{R0} es la carga axial resistente de diseño, sólo se podrán usar concretos con valores de f_c' hasta de 55MPa (550 kg/cm^2)."

Para el presforzado se recomienda utilizar concreto de alta resistencia, con una resistencia de 350 kg/cm^2 a 500 kg/cm^2 .

6.6.4.1.1 Módulo de elasticidad del concreto de alta resistencia

"El concreto de alta resistencia tiene un módulo de elasticidad más alto que el concreto de baja resistencia, de tal manera que se reduce cualquier pérdida de la fuerza pretensora debido al acortamiento elástico del concreto. Las pérdidas por flujo plástico que son aproximadamente proporcionales a las pérdidas elásticas, son también menores" ^{6.8}.

El módulo de elasticidad de concretos de alta resistencia con agregado grueso calizo se supondrá igual a:

$$E_c = 8500\sqrt{f'_c} + 110000 \quad \left(\frac{kg}{cm^2}\right) \quad \text{Ecuación 6.1}$$

Fuente: Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de Estructuras de Concreto.

Para concretos con agregado grueso basáltico:

$$E_c = 8500\sqrt{f'_c} + 50000 \quad \left(\frac{kg}{cm^2}\right) \quad \text{Ecuación 6.2}$$

Fuente: Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de Estructuras de Concreto.

6.6.4.1.2 Contracción por secado.- Es uno de los efectos producidos por el fraguado del concreto ya que debido a esto disminuye el volumen del mismo, y provoca pérdida de la fuerza del presfuerzo.

La velocidad y terminación con que se produzca el fraguado dependerá de diferentes factores como son la humedad, temperatura ambiente, de la forma y tamaño del elemento.

La contracción del concreto es proporcional a la cantidad de agua empleada en la mezcla, para conseguir contracciones mínimas, la relación agua-cemento también deberá ser mínima, con revenimientos no mayores que 10 cm.

^{6.8} <http://www.construaprende.com/tesis02/2006/09/24-concreto.html>

Los agregados también influyen en la contracción por secado, para que esta sea menor, los agregados deberán ser duros y densos de baja absorción y módulo de elasticidad alto.

La magnitud de la deformación unitaria por contracción cuando este es almacenado en condiciones muy húmedas o bajo el agua será de cero, y en ambientes muy secos alcanza valores de 0.001.

Para el diseño se considerará una deformación por contracción de 0.0002 a 0.0006 en mezclas usuales de concreto utilizadas en elementos presforzados.

La contracción por secado provoca grietas que deberán evitarse por medio del uso del refuerzo, aditivos y en algunos casos con fibras.

6.6.4.1.3 Comportamiento elástico.

Según se observa en la siguiente gráfica la curva esfuerzo-deformación del concreto (Figura 6.2), no es una línea recta aún a niveles normales de esfuerzo ni son enteramente recuperables las deformaciones.

Sin tomar en cuenta las deformaciones plásticas, observamos que la porción inferior de la curva esfuerzo - deformación instantánea es relativamente recta por lo tanto la podemos considerar convencionalmente elástica. Lo que nos permite obtener valores de módulo de elasticidad del concreto, los mismos que van a variar de acuerdo a la resistencia y la edad del concreto, las propiedades de los agregados, el cemento y el módulo de elasticidad que se considere, si es el módulo inicial, tangente o secante.

El módulo también varía de acuerdo a la velocidad de aplicación de la carga y la muestra o probeta utilizada en el ensayo.

Por estas razones no es posible determinar el módulo de elasticidad de una manera

exacta.

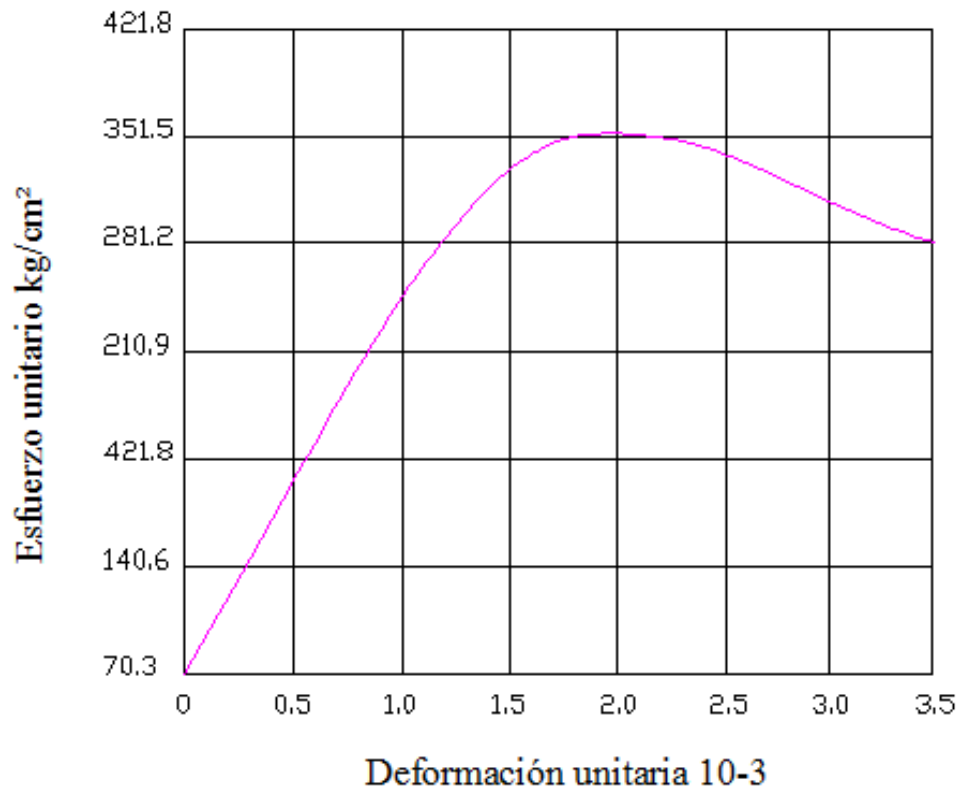


Figura 6.2 Curva esfuerzo - deformación para concreto de 350 kg/cm²

Fuente: www.construaprende.com - Ingeniería Civil y Arquitectura
Concreto Presforzado

Cuando el concreto se comprime en una dirección este se expande en la dirección transversal al esfuerzo aplicado. La relación entre la deformación transversal y la longitudinal se conoce como relación de Poisson y el valor puede variar de 0.15 a 0.20.

6.6.4.1.4 Deformaciones por flujo plástico.

Se conoce como flujo plástico al fenómeno que se produce cuando las partículas que forman el concreto experimentan un reacomodo ante la presencia de esfuerzos permanentes, cambiando las dimensiones del elemento. Este flujo plástico dependerá de diferentes factores: la magnitud de las cargas permanentes, la

humedad, proporcionalidad de la mezcla, curado del concreto y la edad a la cual se aplique las cargas.

La deformación de compresión ocasionada por el flujo plástico provoca una disminución o pérdida de la fuerza efectiva en el presfuerzo.

El coeficiente de flujo plástico (C_f) se puede obtener así:

$$C_f = \frac{\delta_f - \delta_i}{\delta_i} \quad \text{Ecuación 6.3}$$

Fuente: <http://www.anippac.org.mx/capitulo02.pdf>. Pág. 05

Donde

δ_f = Deformación final

δ_i = Deformación inicial

Cuando se desconoce estos valores, se tomara $C_f = 2.4$.

6.6.4.2 Acero de Presfuerzo

Se fabrican en caliente. El proceso de estirado, se ejecuta en frío lo que modifica notablemente sus propiedades mecánicas e incrementa su resistencia.

Posteriormente se les libera de esfuerzos residuales mediante un tratamiento continuo de calentamiento hasta obtener propiedades mecánicas superiores.

El acero de presfuerzo provocará de manera activa momentos y esfuerzos que contrarresten los esfuerzos causados por las cargas.

6.6.4.2.1 Empleo del acero de presfuerzo

Se emplea como:

- Alambres
- Torones
- Varillas de acero de aleación

6.6.4.2.1.1 Alambres

"Los alambres individuales se fabrican laminando en caliente lingotes de acero hasta obtener alambres redondos que, después del enfriamiento, pasan a través de troqueles para reducir su diámetro hasta su tamaño requerido".^{6.9}

Se fabrican en diámetros de 3, 4, 5, 6, 7, 9.4 y 10 mm con resistencias de 16,000 kg/cm² hasta 19,000 kg/cm².

En el caso de los alambres de 5, 6 y 7 mm pueden tener acabado: liso, dentado y tridentado.

6.6.4.2.1.2 Torones

" **Torón:** Está formado por un número de alambres de acuerdo a su construcción, que son enrollados helicoidalmente alrededor de un centro, en una o varias capas."(Figura 6.3)

Se fabrica con siete alambres firmemente torcidos.

Las propiedades mecánicas en relación a las de los alambres son mejores ya que la adherencia es mayor.

^{6.9} <http://www.anippac.org.mx/capitulo04.pdf>

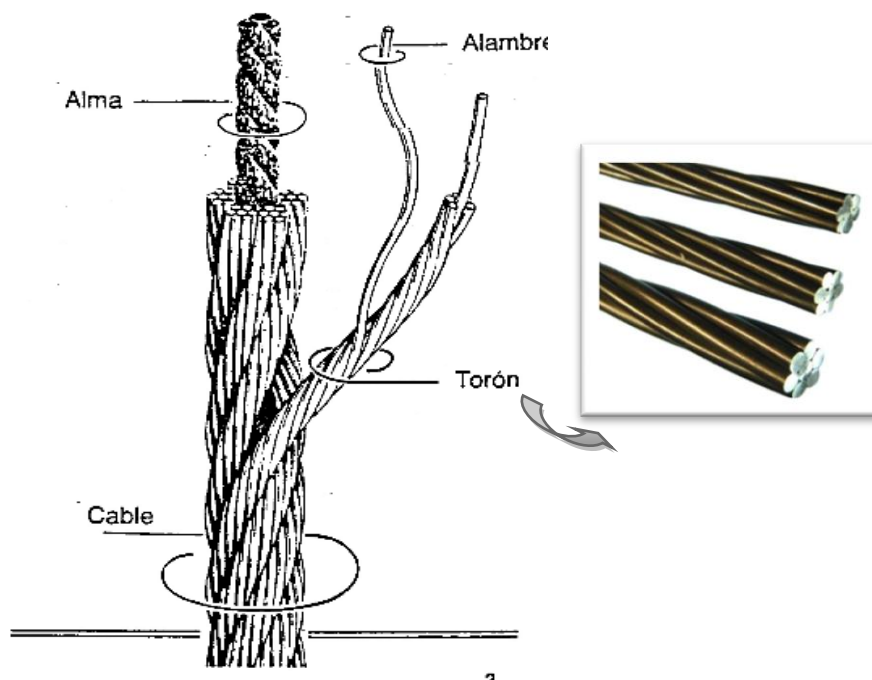


Figura 6.3 Cable de Acero

Fuente: <http://translate.google.com.ec/translate?hl=es&langpair=en%7Ces&u=http://www.childs-ceng.demon.co.uk/tutorial/tu44.html>

La resistencia a la ruptura es de 19,000 kg/cm².

En la norma **ASTM INTERNACIONAL** en la designación: **A 416/A416M-06**

En la **Especificación Normalizada para Torón de Acero, de Siete Alambres Sin Recubrimiento para Concreto Preesforzado1** encontramos todas las especificaciones necesarias para torones.

En **Tabla 6.1** se muestra los Requisitos de Resistencia a la Rotura para diferentes diámetros de torones.

TABLA 1 Requisitos de Resistencia a la Rotura					
Designación de Torón N°	Diámetro de Torón, mm [in.]	Resistencia a la Rotura Mínima del Torón, kN [lbf]	Resistencia a la Rotura Mínima del Torón, mm ² [in. ²]	Area de Acero del Torón, mm ² [in. ²]	Peso del Torón kg/1000 m [lb/1000 ft]
Grado 1725 [250]					
6	6.4 [0.250]	40.0 [9 000]	23.2 [0.036]	182 [122]	
8	7.9 [0.313]	64.5 [14 500]	37.4 [0.058]	294 [197]	
9	9.5 [0.375]	89.0 [20 000]	51.6 [0.080]	405 [272]	
11	11.1 [0.438]	120.1 [27 000]	69.7 [0.108]	548 [367]	
13	12.7 [0.500]	160.1 [36 000]	92.9 [0.144]	730 [490]	
15	15.2 [0.600]	240.2 [54 000]	139.4 [0.216]	1094 [737]	
Grado 1860 [270]					
9	9.53 [0.375]	102.3 [23 000]	54.8 [0.085]	432 [290]	
11	11.11 [0.438]	137.9 [31 000]	74.2 [0.115]	582 [390]	
13	12.70 [0.500]	183.7 [41 300]	98.7 [0.153]	775 [520]	
13a	13.20 [0.520]	200.2 [45 000]	107.7 [0.167]	844 [568]	
14	14.29 [0.563]	230.0 [51 700]	123.9 [0.192]	970 [651]	
15	15.24 [0.600]	260.7 [58 600]	140.0 [0.217]	1102 [740]	
18	17.78 [0.700]	353.2 [79 400]	189.7 [0.294]	1487 [1000]	

Tabla 6.1 Requisitos de Resistencia a la Rotura

De acuerdo a la norma **AASHTO** en el artículo **5.4.4.1** en **Requisitos Generales**.

Encontramos la resistencia a la tracción y la tensión de fluencia en la **Tabla 6.2** mostrada a continuación.

Material	Grado o Tipo	Diámetro (mm)	Resistencia a la tracción, f_{pu}(MPa)	Tensión de fluencia, f_{py}(MPa)
Cables	1725 MPa(Grado 270)	6.35 a 15.24 9.53 a 15.24	1725 1860	85% de f_{pu} <i>excepto</i> 90% de f_{pu} para cables de baja relajación

Tabla 6.2 Propiedades de los cables y barras de pretensado

Fuente: AASHTO -2007 / Tabla 5.4.4.1-1- Propiedades de los cables y barras de pretensado.

6.6.4.2.1.2.1 Esfuerzo máximo

Los torones se deben tensar a un esfuerzo máximo de 0.8 fpu. Correspondiente a un esfuerzo de 15200 kg/cm² para un torón de 1/2"(Figura 6.3), este valor está por debajo del esfuerzo de fluencia.

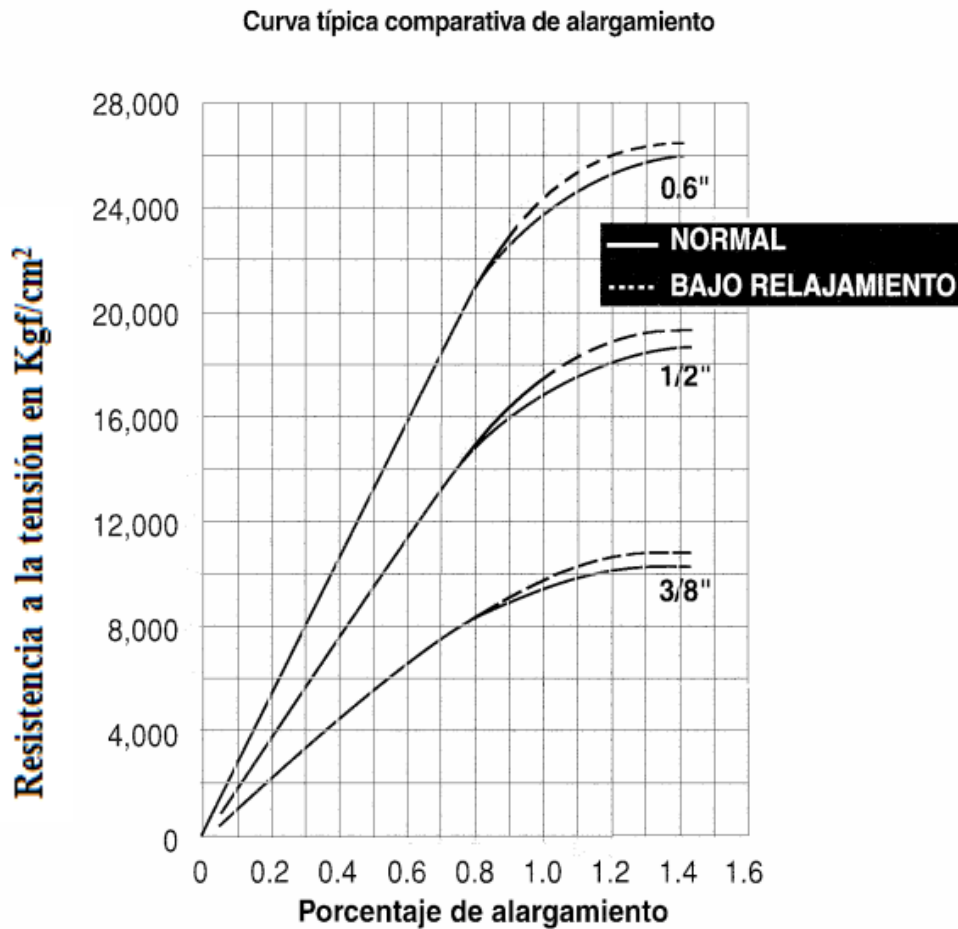


Figura 6.3 Curva fuerza-deformación para tres torones de distinto diámetro

Fuente: <http://www.anippac.org.mx/capitulo04.pdf>

Una vez que se han presentado todas las pérdidas, el esfuerzo de servicio final será entre 15% y 30% menor al esfuerzo de tensado.

6.6.4.2.1.3 Varillas de acero de aleación.

Al introducir minerales de ligazón durante la fabricación de las varillas de aleación se obtiene un material con alta resistencia, a las varillas se las estira en frío liberando así esfuerzos, lo que incrementa aún más su resistencia.

Las varillas de acero de aleación se producen en diámetros que varían de 1/2" hasta 1 3/8"

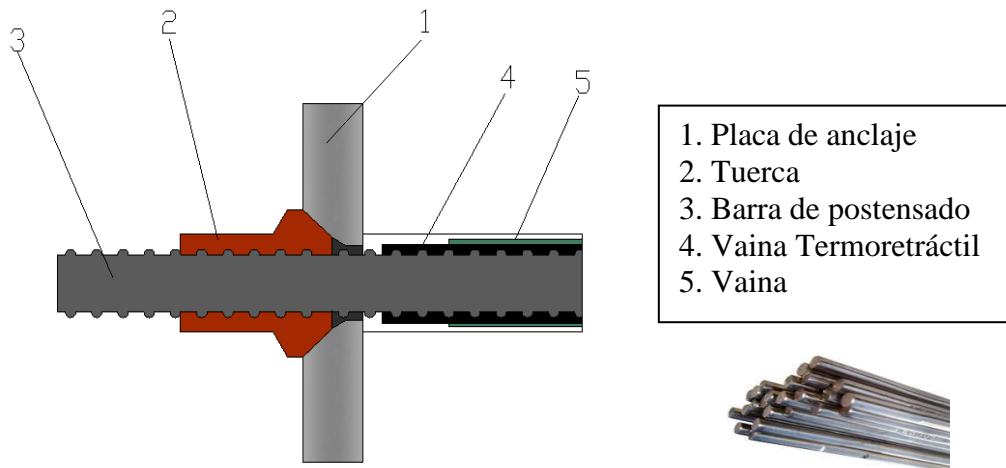


Figura 6.4 Varilla de Aleación

6.6.4.2.2 Características esfuerzo-deformación del presfuerzo.

El acero de presfuerzo no presenta un esfuerzo de fluencia definido, este esfuerzo se calcula como el correspondiente a una deformación unitaria del 1.0 por ciento.

En la figura 6.3 se observa que para un torón de 1/2" con una deformación del 1.0 % el esfuerzo será de 17,000 kg/cm² para los aceros normales y 17,500kg/cm² para los de bajo relajamiento.

Después del inicio de la fluencia del acero, los alambres muestran una fluencia gradual y la curva continúa creciendo hasta la falla.

6.6.4.2.2.1 Módulo de Elasticidad (Ep)

En el ASSHTO artículo 5.4.4.2 **Módulo de Elasticidad** nos dice:

En ausencia de datos más precisos, el módulo de elasticidad de los aceros de pretensado, en base al área nominal de la sección transversal, se puede tomar como:

- $E_p = 197.000 \text{ MPa}$, para cables

- $E_p = 207.000$ MPa, para barras

El módulo de elasticidad sugerido para cables, 197.000 MPa, se basa en datos estadísticos recientes. Este valor es mayor que el que se asumía anteriormente; esto se debe al uso casi universal de los cables de baja relajación y a sus características ligeramente diferentes.

6.6.4.2.3 Relajación del acero

La relajación del acero se produce cuando al acero de presfuerzo se le tensiona y este experimenta un reajuste y rompimiento interno de partículas.

Esta relajación produce una pérdida significativa del presfuerzo por lo que esta relajación se la debe tomar en cuenta en el diseño.

Para evitar las pérdidas excesivas se deberá utilizar acero de baja relajación.

6.6.4.3 Acero de Refuerzo

Es común utilizar en refuerzo ordinario en elementos de hormigón presforzado con los siguientes objetivos:

- Aumentar ductilidad
- Aumentar resistencia
- Resistir esfuerzos de tensión y compresión
- Resistir cortante y torsión
- Restringir agrietamiento por maniobras y cambios de temperatura
- Reducir deformaciones a largo plazo
- Confinar al concreto

La resistencia nominal del acero ordinario es $f_y = 4200$ kg/cm²

6.6.4.4 Acero Estructural

Es común el uso de placas, ángulos y perfiles de acero estructural para conexiones, apoyos y como protección cuando se utilizan elementos prefabricados.

El esfuerzo nominal de fluencia del acero estructural es 2530 kg/cm^2 .

6.6.4.5 Malla electrosoldada

Debido a que son muy fáciles de colocar es común el uso de malla electrosoldada en las aletas de las vigas tipo cajón.

El esfuerzo nominal de fluencia es $5,000 \text{ kg/cm}^2$.

6.6.5 ANÁLISIS Y DISEÑO DE VIGAS POSTENSADAS

Las solicitaciones y los métodos de análisis y diseño óptimos serán escogidos por el diseñador.

6.6.5.1 Solicitaciones

La superestructura de un puente es diseñada principalmente para resistir cargas vivas vehiculares.

La subestructura debe resistir cargas accidentales como viento y sismo.

6.6.5.2 Cargas

6.6.5.2.1 Carga muerta

“La carga muerta consistirá en el peso total de la estructura, en la superestructura el peso propio lo constituye la losa, vigas, capa de rodadura, postes, pasamanos, acera, diafragmas, señales de la vía, tuberías conductos, cables y otros servicios de utilidad pública; en la infraestructura el peso propio lo conforman las pilas, estribos

y cimentaciones. Si una vez construido el puente hubiera de colocarse una capa de desgaste, ya sea inmediatamente o en el futuro, será necesario tomar en cuenta este peso para el cálculo”.^{6.10}

Según la **ASSTHO 2007** en el **artículo 3.5.1** la **Tabla 1**, para la obtención de las cargas permanentes se puede utilizar las siguientes densidades:

Material		Densidad (kg/m³)
Superficies de rodamiento bituminosas		2250
Hormigón	Agregados de baja densidad	1775
	Agregados de baja densidad y arena	1925
	Densidad normal con $f'c \leq 35\text{MPa}$	2320
	Densidad normal con $35\text{MPa} < f'c \leq 105\text{MPa}$	$2240 + 2.29 f'c$

Tabla 6.3 Densidades

Fuente: AASHTO -2007 / Tabla 3.5.1-1- Densidades.

6.6.5.2.1.1 Cargas consideradas en la superestructura

6.6.5.2.1.1.1 Losa de concreto reforzada

Para el caso de la losa se tomará en cuenta un espesor de 15cm a 20cm, pero esto dependerá del elemento estructural sobre el cual descansa la losa.

El peralte de la losa generalmente es de 18cm-20cm pero para el caso de las vigas cajón el peralte puede ser suficiente con 15cm.

6.5.2.1.1.2 Espesor de la carpeta asfáltica

No debe ser menor a 10 cm para considerar futuras repavimentaciones donde no exista sustitución de material.

^{6.10} DISEÑO DE PUENTES, M. Sc. Ing. Santiago Medina (pág. 12)

El peso volumétrico del asfalto no se tomará menor que 2 T/m³.

En este caso se considerará el peso volumétrico del asfalto de 2,2 T/m³

6.6.5.2.1.1.3 Barandas para peatones

La ASSTHO 2007 en el artículo 13.2 define la baranda para peatones de la siguiente manera:

Baranda para Peatones –Baranda o sistema de defensa, tal como se ilustra en la Figura 6.5, que constituye una guía física para los peatones que cruzan el puente con el objetivo de minimizar la probabilidad de que un peatón caiga por encima del sistema.

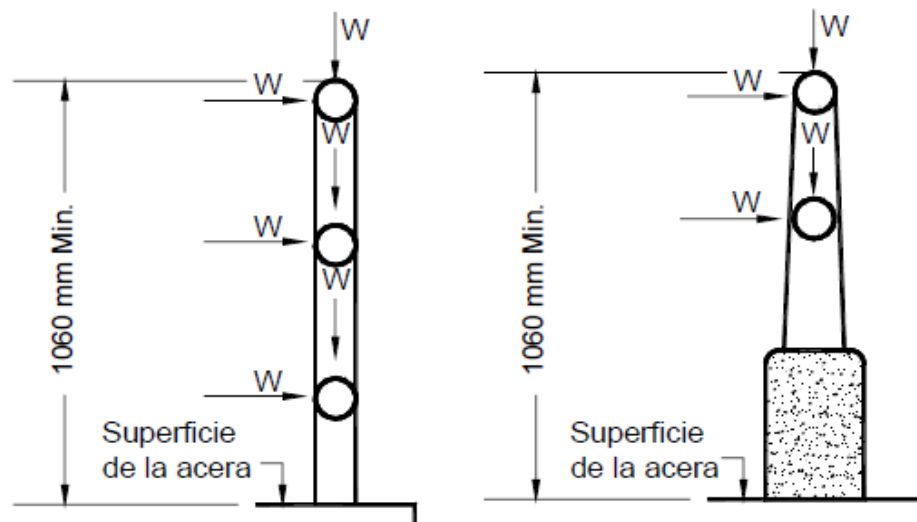


Figura 6.5 Cargas que actúan sobre las barandas para peatones

Fuente: AASHTO -2007 / Figura 13.8.2-1 - Cargas que actúan sobre las barandas para peatones

Cuando existen aceras es recomendable instalar sistemas de protección para el tránsito vehicular y los peatones, tanto al lado externo de la acera como el lado entre la acera y la calzada.

La altura mínima de los postes para aceras será de 0.91m (preferentemente 1.06m), medida desde la acera hasta el remate del pasamano del poste" ^{6.11}.

La geometría que se deberá tomar en cuenta en el diseño se encuentra citada en la ASSHTO, Sección 13, **Artículo 13.8.1 Geometría**

"13.8.2 Sobrecargas de Diseño

La sobrecarga de diseño para las barandas para peatones se deberá tomar como $w = 0,73 \text{ N/mm}$, tanto transversal como verticalmente, actuando en forma simultánea. Además, cada elemento longitudinal deberá estar diseñado para una carga concentrada de 890 N, la cual deberá actuar simultáneamente con las cargas previamente indicadas en cualquier punto y en cualquier dirección en la parte superior del elemento longitudinal".

6.6.5.2.1.1.4 Aceras

La altura para las aceras sobreelevadas en un puente no deberá ser mayor a 200 mm ni menor a 150 mm. como se muestra en la siguiente figura.

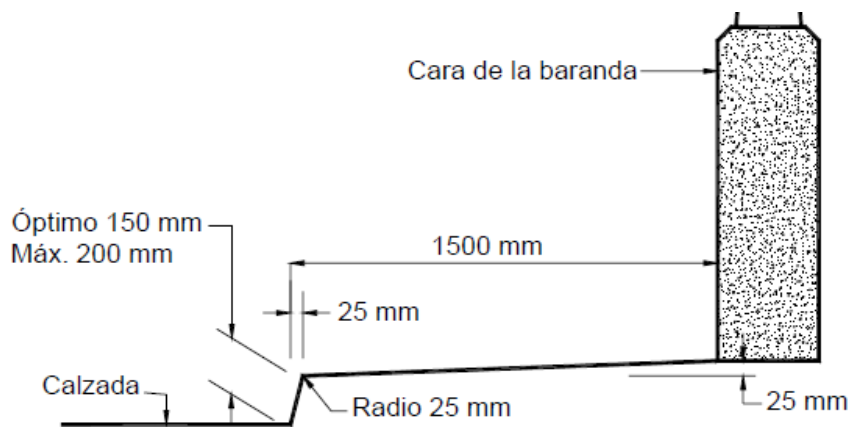


Figura 6.6 Típica acera sobreelevada

Fuente: AASHTO -2007 / Figura 13.7.1.1 -1- Típica acera sobreelevada

6.6.5.2.1.1.5 Diafragmas

^{6.11} www.construaprende.com

Generalmente los diafragmas se construyen de concreto reforzado y son trabes transversales a los elementos presforzados.

El propósito de los diafragmas es proporcionar rigidez lateral a las vigas para que estas puedan resistir fuerzas laterales.

La **ASSTHO 2007** en el **artículo 5.13.2.2** bajo el tema diafragmas nos dice que se debe proveer de diafragmas en los estribos, pilas y uniones articuladas para resistir las fuerzas laterales y transmitir las cargas a los puntos de apoyo.

“Por la poca carga que representa para el puente, es común despreciar el peso de los diafragmas” ^{6.12}.

6.6.5.2.1.1.5.1 Diafragmas extremos

Los diafragmas extremos unen las vigas con la losa proporcionando rigidez al puente.

6.6.5.2.1.1.5.2 Diafragmas intermedios

Su función principal es limitar el pandeo lateral de las vigas principales, para su adecuado desempeño a flexión en la estructura.

"La cantidad y separación de diafragmas intermedios estará en función de la rigidez lateral y la longitud del claro del puente.

En general, claros mayores a 10 m con vigas I ó T deberán llevar al menos un diafragma intermedio, con espaciamientos de alrededor de 5 m entre ellos. Debido a su gran rigidez lateral, las vigas presforzadas tipo cajón con aletas pueden prescindir de diafragmas, al menos hasta claros de 30 m.

^{6.12} Capítulo 4 Diseño de puentes con elementos prefabricados y presforzados

Las vigas deberán contar con preparaciones adecuadas como ductos para el paso de varillas o torones para postensar, varillas ahogadas en la trabe que se desdoblan en obra, placas para soldar diafragmas metálicos, entre otros" ^{6.12}.

Los diafragmas intermedios son necesarios en los siguientes casos:

- Sistemas curvos
- Sistemas que requieran resistencia torsional.
- Puntos de discontinuidad donde soportan el tablero.
- Puntos de quiebre de las vigas
- Vigas cajón ensanchadas.
- Vigas cajón curvas con radio interior menor a 240000 mm

6.6.5.2.1.1.6 Banquetas, guarniciones y parapetos

Las cargas de las banquetas, guarniciones y parapetos serán soportadas por las vigas extremas, sin embargo se las puede considerar como si estuviesen repartidas en todas las vigas, debido a que siempre debe procurarse construir todas las vigas del puente iguales, además, el diseño de las vigas está regido por la carga viva.

6.6.5.2.2 Carga viva

Se deberá tomar en cuenta a aquella carga ocasionada por los vehículos y la carga peatonal.

6.6.5.2.2.1 Sobrecarga vehicular de diseño

La ASSTHO 2007 designa a la carga viva sobre las calzadas de puentes como HL-93.

Esta carga consiste en una combinación de:

6.6.5.2.2.1.1 Camión de diseño o tándem de diseño

Es el peso de un camión considerado como un conjunto de cargas puntuales que actúan con una separación de acuerdo a la distancia entre ejes del camión de diseño.

6.6.5.2.2.1.1.1 Camión de Diseño

El camión tipo puede ser : H (dos ejes) y HS (tres ejes).

Según la norma AASHTO del año 1998 el camión HS es de tres ejes constituido por un camión H y un acoplado S cuya separación entre ejes varía entre 4.30 m y 9.0 m.

En el ASSTHO 2007 que es el que se utiliza en el presente proyecto, el camión de diseño toma el nombre de HL-93.

Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán como se especifica en la figura 6.7a, la figura 6.7b y la figura 6.7c

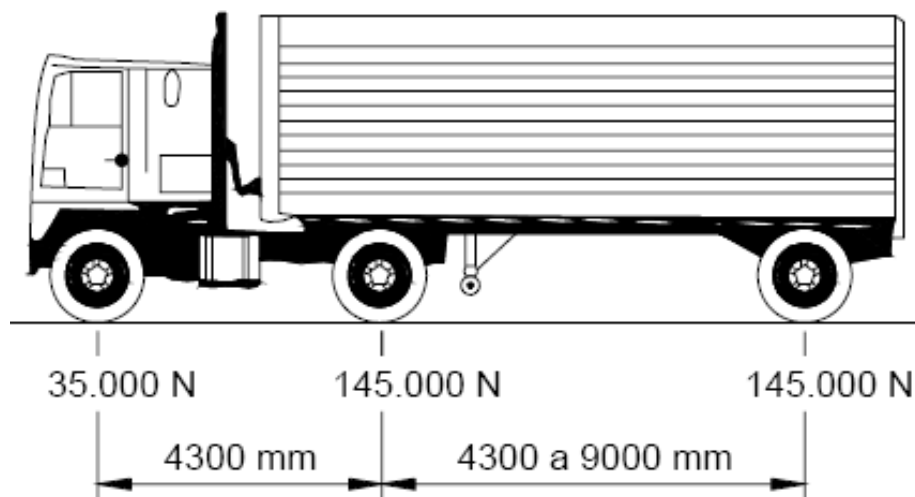


Figura 6.7a Características del camión de diseño HL-93 - Vista Lateral

Fuente: AASHTO -2007 / Figura 3.6.1.2.2 -1- Características del camión de diseño

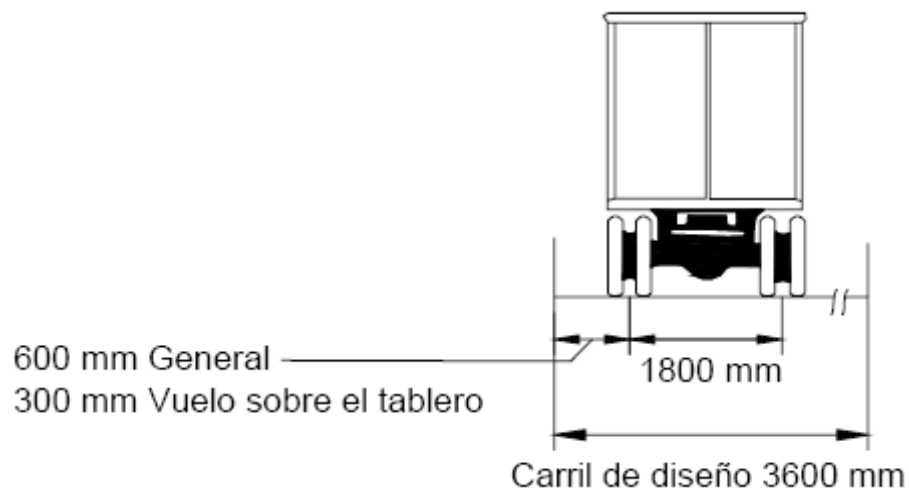


Figura 6.7b Características del camión de diseño HL-93 - Vista Posterior

Fuente: AASHTO -2007 / Figura 3.6.1.2.2 -1- Características del camión de diseño

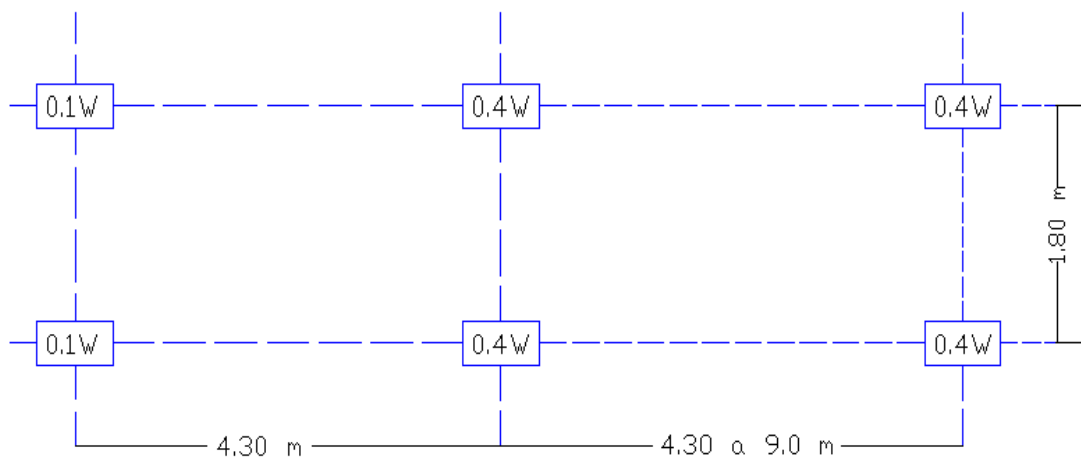


Figura 6.7c Cargas del camión de diseño HL-93 - Planta

Fuente: DISEÑO DE PUENTES, M. Sc. Ing. Santiago Medina (pág. 14)

6.6.5.2.2.1.1.1.1 Carga Vehicular en Ecuador

En Ecuador gran parte de los puentes que se han construido, han sido diseñados tomando en cuenta las cargas del camión HS 20-44 = HL-93. Sin embargo

actualmente por estos puentes circulan vehículos con mayor peso al de este tipo de camión, y muchos de estos incluso lo hacen sobrecargados.

Es por esto que se muestra la necesidad de realizar los diseños de puentes con otras cargas superiores, tenemos la carga: HS 25-44 que es mayor en un 25% a las cargas ya mencionadas.

"En el Ecuador se debe diseñar con las cargas indicadas por la Norma CORPECUADOR o las HS-MOP."

La HS-MOP es mayor en un 35% a la HS 20-44.

CAMION TIPO	CARGA W (Tn)	CARGA POR EJE (Tn)		
		DELANTERO	POSTERIOR	ACOPLADO
HS 20-44	32.70	3.64	14.53	14.53
HL-93 = HS20	32.70	3.64	14.53	14.53
CORPECUADOR= HS 25-44	40.87	$1.25*3.64=4.55$	$1.25*14.53=18.16$	$1.25*14.53=18.16$
HS - MOP	45	5.0	20.0	20.0

Tabla 6.4 Cargas para el camión HS

Fuente: DISEÑO DE PUENTES, M. Sc. Ing. Santiago Medina (pág. 15)

Carga concentrada del camión tipo HS 20- 44 = HL-93

$$PHS\ 20-44\ (Tn) = \text{Carga por eje}/\#\text{ejes}$$

$$P\ HS\ 20-44\ (Tn) = 14.53/2$$

$$P\ HS\ 20-44\ (Tn) = 7.27\ Tn$$

Carga concentrada del camión tipo HS-MOP

$$P\ HS-MOP\ (Tn)=35\%+P(HS\ 20-44)$$

$$P_{HS-MOP} (T_n) = 0.35(7.27) + 7.27$$

$$P_{HS-MOP} (T_n) = 9.81 T_n$$

$$P_{HS-MOP} (T_n) \approx 10 T_n$$

6.6.5.2.2.1.1.2 Tándem de Diseño

El tándem de diseño consiste en dos ejes de aproximadamente 11 Tn con una separación de 1200 mm. La separación transversal entre las ruedas se considerará de 1800 mm.

6.6.5.2.2.1.2 Carga de carril de diseño

Corresponde a una carga distribuida producida por el peso de los vehículos livianos que circulan por el puente, esta carga reemplaza a la del camión tipo.

Según menciona la **ASSTHO 2007** se podrá combinar la carga de carril de diseño con la carga de un camión tipo, obteniendo así un puente cargado con carros livianos y un camión entre ellos.

Entonces cada carril de diseño considerado debe estar ocupado ya sea por el camión de diseño o por el tándem de diseño, juntamente con la carga del carril de diseño antes mencionada.

Se asumirá que las cargas ocupan mínimo 3000 mm transversalmente dentro de un carril de diseño.

Según la **ASSTHO 2007** en el **artículo 3.6.1.2.4** bajo el tema **Carga del Carril de Diseño** especifica lo siguiente:

"La carga del carril de diseño consistirá en una carga de 9,3N/mm, uniformemente distribuida en dirección longitudinal.

Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3000 mm. Las solicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica".

Para obtener el valor en (Tn/m) transformamos y tenemos:

$$\text{Carga distribuida} = 9.3/9.8066(\text{T/m})$$

$$\text{Carga distribuida} = 0.948(\text{T/m})$$

$$\text{Carga distribuida} \approx 950(\text{Kg/m})$$

$$W = 0.95 \text{ T/m}$$

6.6.5.2.2.2 Carga viva peatonal

En el artículo **3.6.1.6 Cargas Peatonales** de la Norma AASHTO nos recomienda utilizar una carga de $3,6 \times 10^{-3}$ MPa en aquellas aceras mayores a 600mm de ancho.

Se deberá aplicar una carga peatonal de $3,6 \times 10^{-3}$ MPa en todas las aceras de más de 600 mm de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

Transformando tenemos:

$$\text{Carga Peatonal} = 3.6 * 10^{-3} * 10.2 * 100^2$$

$$\text{Carga Peatonal}(C_p) = 367.2 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$$

Para el caso de puentes con tráfico peatonal y/o ciclista se tomará en el diseño una sobrecarga de $4,1 \times 10^{-3}$ MPa.

Además se debe tomar en cuenta la carga producida por vehículos de mantenimiento y/u otros vehículos cuando las aceras, puentes peatonales o puentes

para ciclistas sean utilizados por los mismos.

Como ya se mencionó anteriormente la ASSTHO sugiere utilizar un valor de carga peatonal de 367.2 (Kg/m²), sin embargo, es importante mencionar que se puede determinar la carga peatonal en función de la longitud del puente y el ancho de la acera.

El Manual de diseño de Estructuras Metálicas, Brockenbrough F considera esta carga de la siguiente manera:

Carga viva peatonal (CV)

Claros menores a 7.5 m _____ 415 kg/m²

Claros de 7.5 m hasta 30 m _____ 300 kg/m²

Para claros mayores que 30 m se utiliza la siguiente expresión:

$$CV = \left(1435 + \frac{43800}{L}\right) \left(\frac{16.7 - W}{149.1}\right) \quad \text{Ecuación 6.4}$$

Fuente: Manual de diseño de Estructuras Metálicas, Brockenbrough F., Tomo II, pág 10.7

Donde:

CV_p= Carga viva peatonal (kg/m²) que no será mayor a 300 kg/m²

L (m)= Longitud de la banqueta

W (m)= Ancho de la banqueta.

$$CV = \left(1435 + \frac{43800}{40}\right) \left(\frac{16.7 - 0.75}{149.1}\right)$$

$$CV = 270.65 \text{ Kg/m}^2$$

De acuerdo a esta fórmula podemos notar que mientras mayor es el claro y el ancho de la acera se reduce la carga peatonal, por lo que se podría decir que si se hace una comparación entre el valor sugerido por la ASSHTO y el manual ya mencionado; para claros mayores a los 30m el valor sugerido por la norma ASSHTO resulta muy alto.

Es por esta razón que se deja a criterio del diseñador el valor que tomará en cuenta para la carga viva peatonal. Sin embargo en este proyecto si se tomará en cuenta el valor de carga sugerido por la ASSHTO.

6.6.5.3 Etapas en condiciones de servicio y seguridad de un elemento presforzado

Un elemento presforzado está sometido a distintos estados de carga que pueden presentar condiciones críticas para el mismo.

Para revisar las condiciones de servicio y la seguridad del elemento se revisará las siguientes etapas: la etapa de transferencia y la etapa final. En muchos elementos se toma en cuenta etapas intermedias que resultan críticas.

En la **Figura 6.8** se muestra el proceso de cargas de un elemento presforzado típico y el estado de esfuerzos de acuerdo a cada etapa en la sección de momento máximo.

Descripción de la gráfica

- La contraflecha disminuye cuando el elemento es cargado con la losa y la sobrecarga muerta.
- Se presenta una flecha hasta el punto de descompresión (tensiones en las fibra inferior).
- Sobrepasa la fluencia
- Llega a la carga última

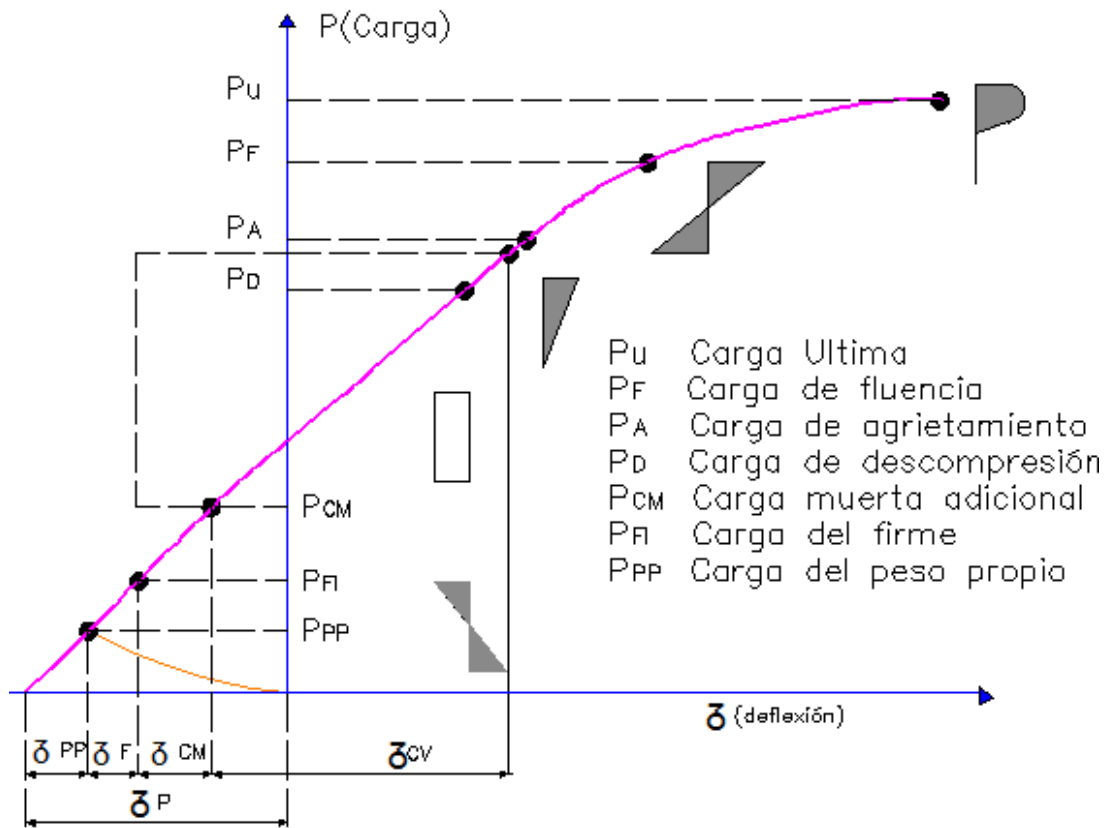


Figura 6.8 Gráfica carga-deflexión

Fuente :<http://www.anippac.org.mx/capitulo02.pdf>

6.6.5.3.1 Etapa de Transferencia

La transferencia ocurre cuando se transfieren las fuerzas al concreto que comúnmente ha alcanzado el 80 por ciento de su resistencia.

En el caso de elementos pretensados estas fuerzas se transfieren cuando se cortan los tendones o en elementos postensados cuando se libera la presión del gato en los anclajes.

Aquí también ocurren las pérdidas instantáneas.

Las acciones que se debe considerar en esta etapa son el presfuerzo que actúa en ese instante y el peso propio del elemento.

6.6.5.3.2 Estado intermedio

Esta etapa tiene que ver con el comportamiento del elemento en su transporte y montaje. Por tanto, es importante el cuidado con que se realice la colocación de apoyos temporales, ganchos y dispositivos de montaje de tal manera que no alteren la condición estática para la que fue diseñado el elemento.

Cuando las vigas son muy largas se debe dejar volado uno de los extremos para ser transportadas adecuadamente.

El comportamiento en la etapa de transferencia o estado final de algunos elementos presforzados es distinto al de su comportamiento en etapas intermedias, por eso que en algunas viguetas, losas o trabes es necesario el cimbrado temporal, antes de que la sección compuesta (losa-viga) soporte cargas.

Los elementos prefabricados requieren de un diseño refinado ya que son fabricados como simplemente apoyados, y posteriormente transportados, para formar un sistema hiperestático en su etapa final.

6.6.5.3.3 Etapa final

En esta etapa ya han ocurrido todas las pérdidas de presfuerzo y en la mayoría de los casos el elemento presforzado ya se encuentra trabajando como sección compuesta, lo que ha incrementado notablemente su inercia y resistencia.

En el diseño se considerará las distintas combinaciones de carga tanto en toda la estructura como en cada elemento para verificar y garantizar un comportamiento adecuado.

En esta etapa final se considerará:

Condiciones de servicio: Revisando esfuerzos permisibles, deformaciones y agrietamientos.

Condiciones de resistencia última: Para una resistencia adecuada obteniendo una falla dúctil.

6.6.5.4 Predimensionamiento

Los puentes con vigas tipo cajón se pueden diseñar como estructuras que abarcan la totalidad del ancho.

De acuerdo a la experiencia del diseñador el número de vigas que va en el puente puede ser determinado directamente.

Sin embargo, el número de vigas y el ancho de las aletas de las mismas se los puede obtener de la siguiente manera:

6.6.5.4.1 Distancia entre ejes de vigas y ancho de las aletas

"Para determinar el espaciamiento entre vigas (S) es necesario obtener el factor de distribución de la viga interior (FD), y se buscará que este sea semejante al factor de las vigas exteriores (f_e) para que los momentos solicitantes por carga viva sean similares en todas las vigas".^{6.13}

Si S (asumida) no difiere substancialmente del valor de S calculado, mantendremos la separación asumida, de no ser así se debe realizar procesos iterativos.^{6.13}

6.6.5.4.1.1 Factor de distribución para vigas interiores (fd)

Los factores presentados a continuación se aplican para las secciones según lo especifica en el AASTHO:

^{6.13} Manual de Diseño para: "Puentes Losa sobre vigas", Ing. Jeaneline Camino C.

Losa de concreto sobre:	Líneas de tráfico del puente	
	una	> dos
Vigas I	S/2.13 S > 3.0m*	S / 1.67 S > 3.0m*
Vigas T	S/1.98 S > 3.0m*	S / 1.83 S > 3.0m*
Trabes cajón	S/2.44 S > 3.0m*	S / 2.44 S > 3.0m*

Tabla 6.5 Factores de Distribución de carga para puentes de concreto presforzado según AASHTO

Donde:

s = Espaciamiento centro a centro de las trabes, m

* En este caso la carga para cada trabe será igual a la reacción de las cargas de las ruedas, suponiendo que el piso actúa como una viga simplemente apoyada en las trabes.

Fuente: <http://www.anippac.org.mx/capitulo04.pdf>

6.6.5.4.1.2 Factor de distribución para vigas exteriores (fe)

De acuerdo al número de filas de llantas que actúan sobre la viga exterior tenemos las siguientes alternativas:

ALTERNATIVA 1

Si en viga exterior actúa una sola fila de llantas

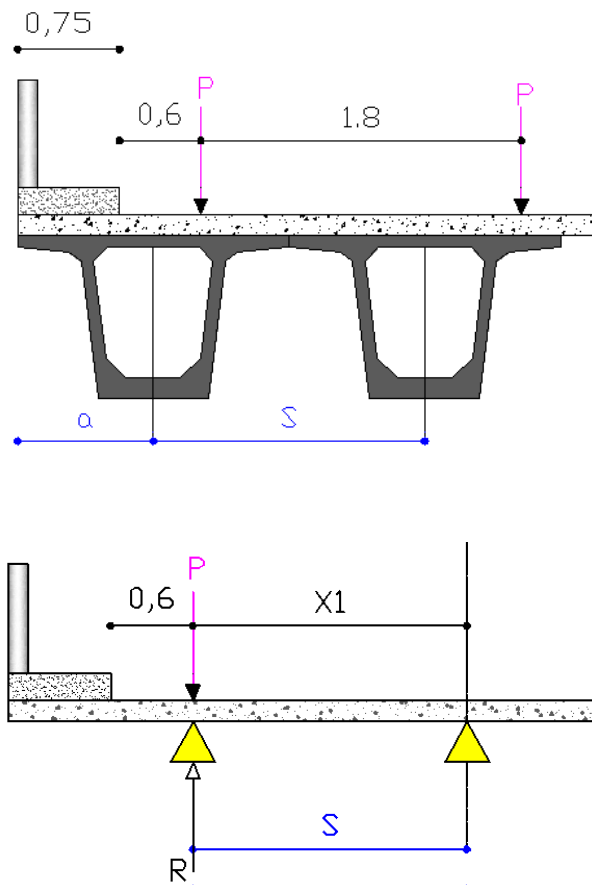


Figura 6.7 Distribución de las cargas actuantes en la viga exterior para una fila de llantas.

Deducción de la ecuación:

$$X1 = S + a - 0,75 - 0,6$$

$$R * S = P * X1$$

$$R / P = X1 / S$$

$$R / P = fe$$

$$fe = X1 / S$$

Ecuación 6.5

ALTERNATIVA 2

Si en viga exterior actúan dos filas de llantas

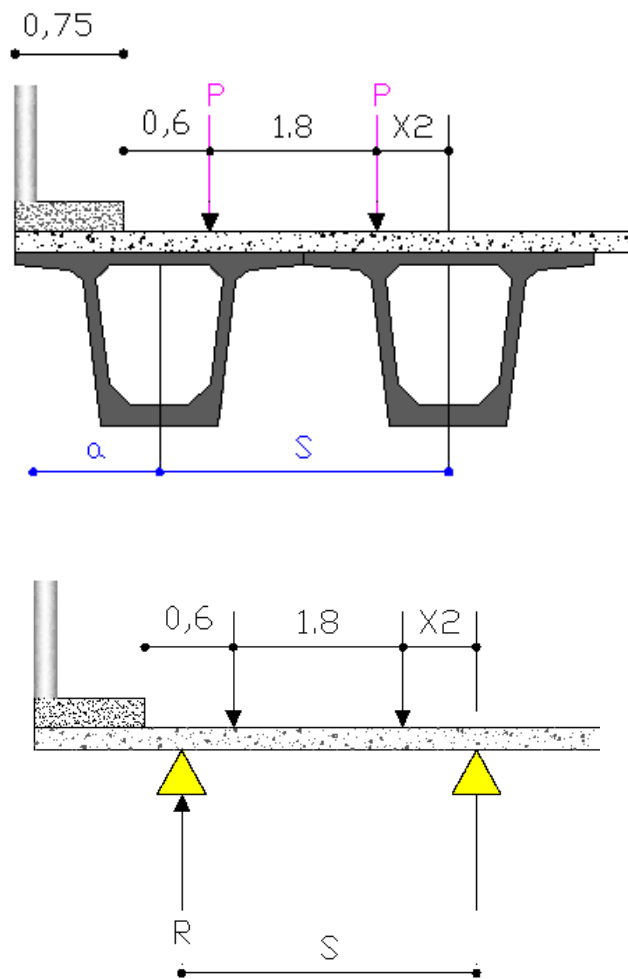


Figura 6.8 Distribución de las cargas actuantes en la viga exterior para dos filas de llantas.

$$X2 = S + a - 0.75 - 2.4$$

$$R \cdot S = P \cdot X2 + P(X2 + 1.8)$$

$$R \cdot S = P(2X2 + 1.8)$$

$$R/P = (2X2 + 1.8)/S$$

$$f_e = (2X2 + 1.8) / S$$

Ecuación 6.6

ALTERNATIVA 3

Si en viga exterior actúan tres filas de llantas

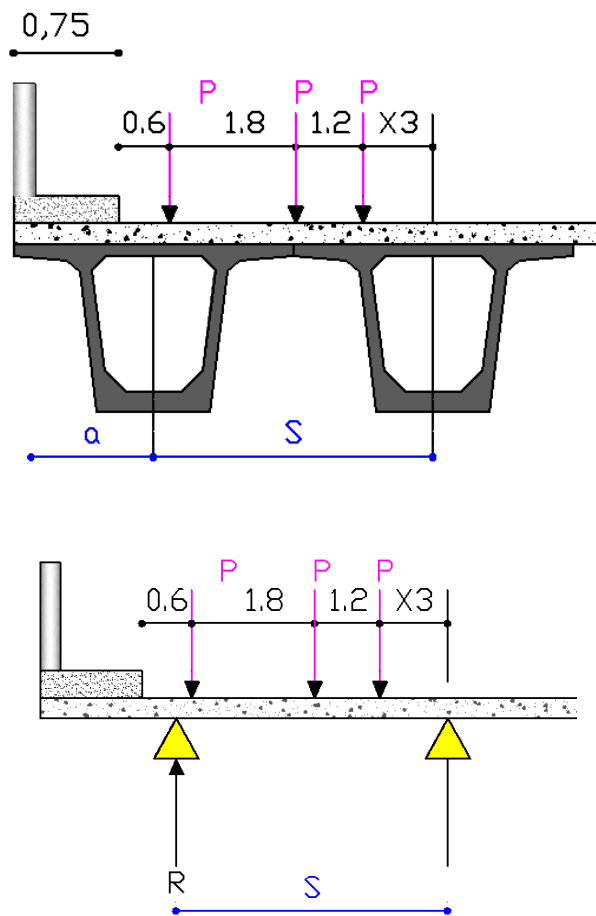


Figura 6.9 Distribución de las cargas actuantes en la viga exterior para tres filas de llantas.

$$X3 = S + a - 0.75 - 3.6$$

$$R * S = P * X3 + P(X3 + 1.2) + P(X3 + 1.2 + 1.8)$$

$$R * S = P * X3 + P(X3 + 1.2) + P(X3 + 3)$$

$$R * S = P(X3 + X3 + 1.2 + X3 + 3)$$

$$R * S = P(3X3 + 4.2)$$

$$R/P = (3X3 + 4.2)/S$$

$$fe = (3X3 + 4.2) / S$$

Ecuación 6.7

6.6.5.4.2 Peralte de la viga

De acuerdo a la norma **ASSHTO 2007** para asegurar una adecuada rigidez que

límite las deflexiones es recomendable que la relación peralte-claro en las vigas sea:

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utiliza elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo.	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1.2(S + 3000)}{30}$	$\frac{S + 3000}{30} \geq 165\text{mm}$
	Vigas T	0.070L	0.065L
	Vigas cajón	0.060L	0.055L
	Vigas de estructuras peatonales	0.035L	0.033L
Hormigón Pretensado	Losas	$0.030L \geq 165 \text{ mm}$	$0.027L \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas cajón coladas en situ	0.045 L	0.040 L
	Vigas doble T prefabricadas	0.045 L	0.040 L
	Vigas de estructuras peatonales	0.033L	0.030L
	Vigas cajón adyacentes	0.030L	0.025L
Acero	Profundidad total de una viga doble T compuesta	0.040 L	0.032 L
	Profundidad de la porción de sección doble T de una viga doble T compuesta	0.033 L	0.0247 L
	Cerchas	0.100 L	0.100 L

Tabla 6.6 Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante.

Fuente: AASHTO -2007 / Tabla 2.5.2.6.3-1 - Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante.

6.6.5.4.3 Dimensiones de la sección

En la **Sección 05** de la ASSHTO 2007 encontramos las especificaciones para las dimensiones de las vigas tipo cajón, en el **artículo 5.14.2.3.10** bajo el tema **Dimensiones y Detalles de las Secciones Transversales Tipo Viga Cajón** o el **5.14.1.3 Vigas Tipo Cajón y Vigas Te Hormigonadas In Situ**.

6.6.5.4.3.1 Espesor de las alas

Para el espesor mínimo de las alas la norma **ASSHTO 2007** en la recomendación complementaria **C5.14.2.3.10a** dice:

"Se prefiere un espesor de ala superior de 225 mm en el área de los anclajes para los tendones de postensado transversal. Se recomienda que el espesor mínimo de ala sea de 200 mm".

6.6.5.4.3.2 Espesor Mínimo de las Almas

Para este caso se puede revisar el **artículo 5.14.1.3.1c** que recomienda que el espesor de las almas se deberá determinar de acuerdo con los requisitos para corte, torsión, recubrimiento de hormigón y colocación del hormigón, y el artículo complementario **C5.14.1.3.1c** menciona lo siguiente:

"Para poder colocar y compactar el hormigón adecuadamente, se requiere un espesor de alma mínimo de 200 mm en el caso de almas sin vainas de pretensado; 300 mm para almas que sólo tienen vainas longitudinales o verticales; y 380 mm para almas con vainas tanto longitudinales como verticales. Para las vigas de más de aproximadamente 2400 mm de altura, estas dimensiones deberían incrementar para compensar la mayor dificultad de colocación del hormigón"

6.6.5.4.3.3 Longitud en Voladizo del Ala Superior

Según el **artículo 5.14.2.3.10c** esta longitud se puede determinar de la siguiente

manera:

"La longitud en voladizo del ala superior, medida a partir del eje del alma, preferentemente no debería ser mayor que 0,45 veces la longitud interior del ala superior medida entre los ejes de las almas".

Las otras dimensiones de la viga se dejan a criterio del diseñador, por no encontrarse las especificaciones correspondientes.

6.6.5.5 Presfuerzo (P)

Para calcular la cantidad de presfuerzo inicial necesario, se puede analizar los esfuerzos finales del elemento e igualarlos con los esfuerzos permisibles que se indicarán más adelante en el tema **Estado de Esfuerzos**.

Para determinar el presfuerzo tanto en la sección simple como en la compuesta se utilizará las siguientes fórmulas:

Sección simple

$$P = \left(\frac{M}{S S_i} - f p^+ \right) \frac{(1)}{\left(\frac{1}{A_{ss}} + \frac{e_{ss}}{S S_i} \right)} \quad \text{Ecuación 6.8}$$

Fuente: <http://www.construaprende.com>, Capítulo 3, pág. 5

Donde:

A_{ss} = Área de la sección simple.

e_{ss} = Excentricidad desde el centro de gravedad de los aceros de presfuerzo a la fibra más comprimida de la sección simple.

$S S_i$ = Módulo de sección simple de la fibra inferior

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

M= Momento en esa sección

Sección compuesta

La sección compuesta está formada por la viga y la losa.

$$P = \frac{\left(\frac{M_1}{S_{si}} + \frac{M_2}{S_{ci}} - fp^+\right)}{\left(\frac{1}{A_{ss}} + \frac{e_{ss}}{S_{si}}\right)} \quad \text{Ecuación 6.9}$$

Fuente: <http://www.construaprende.com>, Capitulo 3, pág. 5

Donde:

A_{ss} = Área de la sección simple.

e_{ss} = Excentricidad desde el centro de gravedad de los aceros de presfuerzo a la fibra más comprimida de la sección simple.

S_{ci} = Módulo de sección compuesta de la fibra inferior

S_{si} = Módulo de sección simple de la fibra inferior

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

M₁ = Sumatoria de momento por peso propio de la viga y momento de la losa.

M₂ = Sumatoria de momento por carga muerta y momento por carga viva.

Para calcular el número de torones se puede utilizar la siguiente fórmula:

$$N = \frac{P}{f_{sr} * A_{sp}} \quad \text{Ecuación 6.10}$$

Fuente: <http://www.anippac.org.mx/capitulo04.pdf>, Pág.72

Donde:

N= Número de torones

P= Presfuerzo

$f_{sr} = f_{pu}$ = Resistencia especificada a la tensión de los cables de presfuerzo o esfuerzo de ruptura en kg/cm^2 .

A_{sp} = Área de cada torón

6.6.5.6 Estados Límites

Según la norma ASSHTO 2007, el dimensionamiento de los componentes estructurales debe satisfacer los requisitos en todos los estados límites de servicio, fatiga, resistencia y eventos extremos correspondientes.

En el caso de hormigón presforzado los componentes estructurales se deberán investigar para determinar las tensiones y deformaciones correspondientes a cada etapa crítica ya sea durante la construcción, tensado, manipuleo, transporte y montaje, así como durante la vida de servicio de toda la estructura de la cual éste elemento será parte.

Además se debe considerar las concentraciones de tensiones producto del presforzado, otras cargas, restricciones y deformaciones impuestas.

6.6.5.6.1 Estado Límite de Servicio

Según **artículo 5.2 Estado Límite de Servicio** de la ASSHTO 2007 las acciones que se deben considerar en el estado límite de servicio son : fisuración, deformación y tensiones del hormigón especificados en los **artículos 7.3.4, 5.7.3.6 y 5.9.4**, respectivamente.

Para tratar que el agrietamiento y las pérdidas por flujo plástico no sean excesivas los esfuerzos en condiciones de servicio se deben mantener dentro de ciertos límites.

El manual de **Anipac** en el **capítulo 02 pág. 8** bajo el tema **2.5 Revisión de los estados límite de servicio** recomienda lo siguiente para conseguir este propósito:

^{6.15} Fuente :<http://www.anippac.org.mx/capitulo04.pdf> , pág. 72

"Para este fin, al dimensionar o al revisar esfuerzos se usará la teoría elástica del concreto y la sección transformada. Por ello, no se emplean secciones o esfuerzos reducidos ni factores de reducción"

6.6.5.6.1.1 Estado de Esfuerzos

En cada una de las etapas de un elemento presforzado se debe revisar los esfuerzos que actúan en el elemento.

En la **Figura 6.10** se muestran los esfuerzos **f**, para las diferentes acciones y las propiedades geométricas de la sección simple y compuesta.

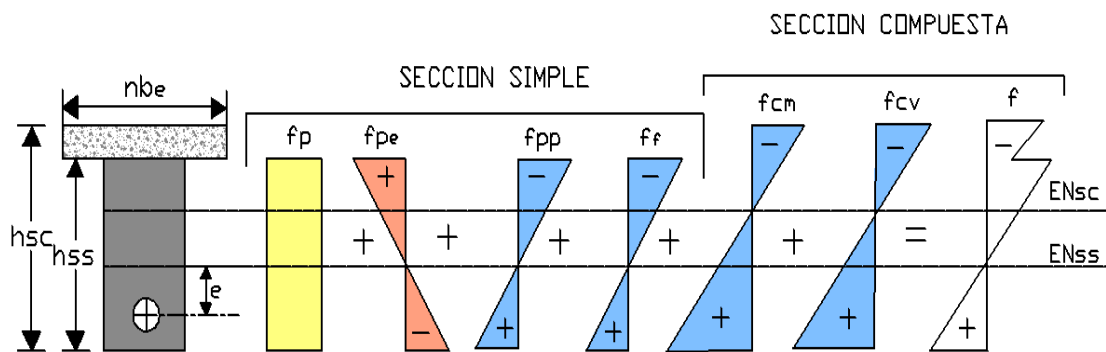


Figura 6.10 Esfuerzos en cualquier sección de la viga tanto en la etapa simple como en la compuesta.

Fuente: <http://www.anippac.org.mx/capitulo02.pdf>

Donde:

Sección simple: Sección solo de la viga

Sección compuesta: Sección de la viga y la losa

Los esfuerzos están dados por:

$$f = -f_p \pm f_{pe} \pm f_{pp} \pm f_r \pm f_{cm} \pm f_{cv} \quad \text{Ecuación 6.11}$$

Fuente: <http://www.anippac.org.mx/capitulo02.pdf>, pág. 8

Donde

f_p = Esfuerzo por presfuerzo

e = excentricidad del presfuerzo

f_{pp} = Esfuerzo por peso propio

f_f = Esfuerzo debido al firme o losa

f_{cm} = Esfuerzo debido a la sobrecarga muerta

f_{cv} = Esfuerzo debido a la carga viva

$$f = -\frac{P}{A_{ss}} \pm \frac{Pe}{I_{ss}} y \pm \frac{M_{pp}}{I_{ss}} y \pm \frac{M_f}{I_{ss}} y \pm \frac{M_{cm}}{I_{sc}} y \pm \frac{M_{cv}}{I_{sc}} \quad \text{Ecuación 6.12}$$

Fuente: <http://www.anippac.org.mx/capitulo02.pdf>, pág. 8

Donde:

+ = Tensión

- = Compresión

ss = Sección simple

sc = Sección compuesta

P = fuerza de presfuerzo efectiva

e = excentricidad del presfuerzo

M_{pp} = momento por peso propio

M_f = momento debido al firme o losa

M_{cm} = momento debido a la sobrecarga muerta

M_{cv} = momento debido a la carga viva

A = área de la sección

I = momento de inercia de la sección

y = distancia a la fibra donde se calculan los esfuerzos

6.6.5.6.1.1.1 Esfuerzos permisibles en el concreto

La revisión de los esfuerzos permisibles se debe realizar en la etapa de transferencia y bajo cargas de servicio.

6.6.5.6.1.1.1.1 Esfuerzos permisibles en la tapa de transferencia

Los esfuerzos en esta etapa son provocados, tanto en el concreto pretensado como en el postensado, debido al peso del elemento, la fuerza en los tendones de presfuerzo se reduce por las pérdidas inmediatas.

Si los esfuerzos calculados exceden los permisibles se recomienda proporcionar refuerzo auxiliar adherido en esa zona, este puede ser no presforzado o presforzado para resistir el total de la fuerza de tensión en el concreto considerando la sección no agrietada.

Según el ACI en el **artículo 18.4** para elementos sujetos a flexión los esfuerzos permisibles en el concreto después de la transferencia del presfuerzo no deben exceder:

Esfuerzos permisibles después de la transferencia	
Esfuerzo de la fibra extrema en compresión	$0.60 f'c$
Esfuerzo de la fibra extrema en tensión	$0.80\sqrt{f'c}$
Esfuerzo de la fibra extrema en tensión en los extremos de elementos simplemente apoyados	$1.6\sqrt{f'c}$

Tabla 6.7 Esfuerzos permisibles después de la transferencia

Fuente: ACI 99, Según artículo 18.4

6.6.5.6.1.1.1.2 Esfuerzos permisibles bajo cargas de servicio

Según el **artículo 18.4.2** del ACI 99, los esfuerzos en el concreto bajo las cargas de servicio una vez que se presentan todas las pérdidas de presfuerzo deben estar bajo los siguientes valores:

Esfuerzos bajo cargas de servicio	
Esfuerzo de la fibra extrema en compresión debido al presfuerzo más las cargas sostenidas	$0.45 f'c$
Esfuerzo de la fibra extrema en compresión, debido al presfuerzo más la carga total	$0.60\sqrt{f'c}$
Esfuerzo de la fibra extrema en tensión en la zona de tensión precomprimada.	$1.6\sqrt{f'c}$

Tabla 6.8 Esfuerzos permisibles después de la transferencia

Fuente: ACI 99, Según artículo 18.4.2

El esfuerzo permisible de tensión de $1.6\sqrt{f'c}$ bajo cargas de servicio para la zona de tensión precomprimada que es donde ocurren las tensiones bajo cargas gravitacionales muertas y vivas debe estar de acuerdo con el requerimiento de recubrimiento, en caso de condiciones de medio ambiente corrosivo el recubrimiento debe ser mayor como se indicará más adelante, además los esfuerzos de tensión se reducirán para eliminar el posible agrietamiento bajo cargas de servicio.

Cuando las cargas vivas son de naturaleza transitoria el esfuerzo máximo de tensión permisible bajo cargas de servicio puede ser de $3.2\sqrt{f'c}$, esto proporcionará al elemento un mejor comportamiento.

De acuerdo con los esfuerzos bajo cargas de servicio de la **Tabla 6.8**, se puede incrementar de $0.45 f'c$ a $0.6 f'c$ el esfuerzo permisible a compresión del concreto ante cargas vivas, ya que como son transitorias éstas no producirán flujo plástico ni deflexiones permanentes en el concreto.

6.6.5.6.1.1.2 Esfuerzos permisibles en el presfuerzo

El esfuerzo efectivo final debe ser por lo menos la mitad del esfuerzo resistente del acero de presfuerzo al tensarse los tendones.

El esfuerzo de tensión en los cables de presfuerzo debe estar bajo los siguientes valores permisibles, según el artículo **18.5.1** del ACI 99:

Debido a la fuerza del gato	
$0.94 f_{py}$	$0.80 f_{pu}$
Inmediatamente después de la transferencia del presfuerzo	
$0.82 f_{py}$	$0.74 f_{pu}$
Cables de postensado, en dispositivos de anclajes y coples, Inmediatamente después de la transferencia	
$0.74 f_{pu}$	

Tabla 6.9 Esfuerzos permisibles en el presfuerzo

Fuente: ACI, Según artículo 18.5.1

Debe tomarse el menor de los valores propuestos en la **Tabla 6.9** y el recomendado por el fabricante.

Donde:

f_{pu} = Resistencia especificada a la tensión de los cables de presfuerzo, kg/cm^2 .

f_{py} = Resistencia especificada a la fluencia de los cables de presfuerzo, kg/cm^2 .

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 0.82 f_{py} .

6.6.5.7 Pérdidas del presfuerzo

En la norma **ASSHTO 2007** encontramos las especificaciones correspondientes a las pérdidas de presfuerzo en el **artículo 5.9.5** con el tema **Pérdidas de Pretensado**, es necesario aclarar que de acuerdo con la definición proporcionada por la misma norma el término pretensado se refiere al presforzado, es decir, tanto al método de pretensado como al postensado, este artículo indica las pérdidas que se deberán tomar en cuenta en cada caso.

Las pérdidas del presfuerzo en elementos construidos y presforzados en una sola etapa, antes de la transferencia es igual a:

Elementos pretensados:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2} \quad \text{Ecuación 6. 13a}$$

Elementos postensados:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2} \quad \text{Ecuación 6. 13b}$$

Donde:

Δf_{pT} = Pérdida total (Kg/cm²)

Δf_{pF} = Pérdida por fricción (Kg/cm²)

Δf_{pA} = Pérdida por acuñaamiento de los anclajes (Kg/cm²)

Δf_{pES} = Pérdida por acortamiento elástico (Kg/cm²)

Δf_{pSR} = Pérdida por contracción (Kg/cm²)

Δf_{pCR} = Pérdida por fluencia lenta del hormigón (Kg/cm²)

Δf_{pRi} = Pérdida por relajación del acero después de la transferencia (Kg/cm²)

6.6.5.7.1 Pérdidas de presfuerzo en elementos postensados

Según las **Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de**

Estructuras de Concreto la pérdida total de presfuerzo, en elementos postensados con presfuerzo total o parcial será la suma de las pérdidas debidas a lo siguiente:

6.6.5.7.1.1 Pérdidas inmediatas

- 1) Acortamiento elástico del concreto.
- 2) Acuñaamiento de los anclajes.
- 3) Fricción en el acero de presfuerzo en elementos postensados, debido a curvatura intencional o accidental.
- 4) Relajación Instantánea

6.6.5.7.1.2 Pérdidas diferidas

- 1) Fluencia lenta del hormigón.
- 2) Contracción del concreto;
- 3) Relajación del esfuerzo en el acero de presfuerzo.

La suma de las pérdidas, sin incluir la pérdida por fricción, se puede variar entre 15 y 20 por ciento de la fuerza aplicada por el gato.

6.6.5.7.1.1 Pérdidas inmediatas ó instantáneas

6.6.5.7.1.1.1 Acortamiento elástico

Cuando la fuerza de presforzado se transfiera de un elemento a otro, debido a la compresión axial existirá un acortamiento elástico, este acortamiento se puede determinar de una manera sencilla a partir de la relación esfuerzo-deformación del concreto.

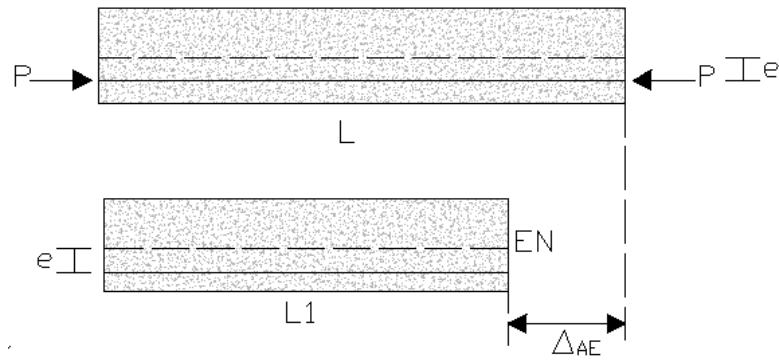


Figura 6.10 Acortamiento Elástico

Fuente: <http://www.construaprende.com/capitulo02.pdf>, pág. 8

Elementos Postensados

En los elementos postensados, excepto los sistemas de losa, la pérdida por acortamiento elástico es:

$$\Delta f_{pES} = \frac{N - 1}{2N} \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \quad \text{Ecuación 6.14}$$

Fuente: ASSHTO 2007, Sección 05, Ecuación 5.9.5.2.3b-1

Donde:

E_p = Módulo de elasticidad de los tendones de presforzado (Kg/cm^2)

E_{ci} = Módulo de elasticidad del hormigón en el momento de la transferencia (Kg/cm^2)

N = Número de veces que se tensan los tendones.

Si se tensan todos los tendones simultáneamente, $N=1$ y por lo tanto $\Delta f_{pES} = 0$. Cuando N es muy grande el factor $(N-1)/2N$ se considerará $N = 0.5$.

f_{cgp} = Sumatoria de las tensiones del hormigón en el centro de gravedad de los tendones de pretensado debidas a la fuerza de presforzado después del tensado y al peso propio del elemento en las secciones de máximo momento (Kg/cm^2)

Para el cálculo de f_{cgp} se usa una tensión del acero reducida por debajo del valor inicial, esta reducción dependerá de los efectos del acortamiento elástico, deslizamiento, relajación y fricción.

$$f_{cgp} = -\frac{P}{A_{ss}} - \frac{Pe^2}{I_{ss}} y_{ss} + \frac{M_{pp}}{I_{ss}} y_{ss} \quad \text{Ecuación 6.15}$$

Fuente: <http://www.construaprende.com/capitulo02.pdf>, pág. 8

Donde:

A_{ss} = Área de la sección simple.

I_{ss} = Inercia de la sección simple.

Y_{ss} = Distancia del centro de gravedad de la sección simple a la fibra superior

P = fuerza de presfuerzo efectiva

e = excentricidad del presfuerzo

M_{pp} = momento por peso propio

$$P = N * f_{pj} * A_{sp} \quad \text{Ecuación 6.16}$$

Fuente: <http://www.anippac.org.mx/capitulo02.pdf>, pág. 72

Donde:

P = fuerza de presfuerzo efectiva

N = Número de veces que se tensan los tendones.

A_{sp} = Área de cada torón

f_{pj} = Tensión en el acero de presfuerzo en el momento del tesado (Kg/cm^2)

E_{ci} es el módulo de elasticidad del concreto en la transferencia considerando f'_{ci} , la resistencia del concreto en ese instante:

$$Eci = \frac{\gamma_c^{1.5} \sqrt{f'ci}}{7.3}$$

Ecuación 6.17

Fuente: <http://www.anippac.org.mx/capitulo02.pdf>, pág. 13

Donde:

γ_c = Densidad normal que se considerará 2400Kg/cm³

$f'c$ = Resistencia del hormigón a los 28 días de edad.

6.6.5.7.1.1.2 Deslizamiento del anclaje y Acuñamiento de los Anclajes

En el postensado la fuerza del gato se libera transfiriéndose al concreto por medio de los dispositivos de anclaje.

Se produce un deslizamiento entre los dispositivos de anclaje y el acero de presfuerzo a medida que las cuñas realizan el anclaje mecánico de los tendones, o a medida que se deforma el anclaje.

La magnitud del acuñamiento mínimo depende del sistema de postensado usado, la magnitud necesaria para el acuñamiento de los anclajes será la mayor entre la requerida para controlar la tensión en el acero de presfuerzo en la transferencia y la recomendada por el fabricante.

El deslizamiento del anclaje se determina así: $\Delta f_{PA} = \Delta DA$

$$\Delta DA = \frac{\delta L}{L} E_p \quad (Kg/cm^2)$$

Ecuación 6.18

Fuente: <http://www.construaprende.com/capitulo02.pdf>, pág. 2, Ecuación 2.3

Donde:

L = Longitud del tendón

E_p =Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo

δl = Cantidad de deslizamiento.

El **ASSHTO 2007, Sección 05** artículo **C5.9.5.2.1** proporciona diferentes valores para la cantidad de deslizamiento, sin embargo, para el cálculo recomienda lo siguiente:

"El valor de acuñaamiento de los anclajes igual a 6 mm que muchas veces se asume en el cálculo de los alargamientos es un valor adecuado pero aún así aproximado".

Debido a la fricción, la pérdida debida al acuñaamiento de los anclajes puede afectar sólo una parte del elemento presforzado.

L deberá ser reducida a L1 cuando exista fricción como sigue:

$$L1 = \sqrt{\frac{\delta L * E_p}{f_i \left(\frac{\mu \sum \alpha}{L} + K \right)}} \quad \text{Ecuación 6.19}$$

Fuente: <http://www.construaprende.com/capitulo02.pdf>, pág. 2, Ecuación 2.4

Donde:

f_i = esfuerzo después de la transferencia

μ = coeficiente de fricción por curvatura intencional (1/rad)

K = coeficiente de fricción secundario o de balance (1/m)

α = suma de los valores absolutos del cambio angular de la trayectoria del acero de presfuerzo a la esquina del gato, o de la esquina más cercana del gato si el tensado se hace igual en ambas esquinas, en el punto bajo investigación (rad)

6.6.5.7.1.1.3 Fricción

Esta pérdida se genera por la fricción que se produce entre los tendones del postensado internos y la pared de la vaina en la que estos se encuentran, esta pérdida se calcula de la siguiente manera:

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} (1 - e^{-(Kx + \mu\alpha)})$$

Ecuación 6. 20

Fuente: ASSHTO 2007, Sección 05 artículo 5.9.5.2.2b Construcciones Postesadas

Donde:

f_{pj} = Tensión en el acero de presfuerzo en el momento del tesado (Kg/cm²)

x = Longitud de un tendón de presfuerzo desde el extremo del gato de tesado hasta cualquier punto considerado (m)

K = Coeficiente de fricción por desviación de la vaina de postensado (por m de tendón)

μ = Coeficiente de fricción

α = sumatoria de los valores absolutos de la variación angular del trazado del acero de pretensado entre el extremo del gato de tesado (radianes).

e = base de los logaritmos neperianos

Los valores de K y μ se especifican en la **Tabla 6.10**.

Tipo de acero	Tipo de vaina	K	μ
Alambres o cables	Vaina rígida y semirrígida de metal galvanizado	$6,6 \cdot 10^{-4}$	0,15-0,25
	Polietileno	$6,6 \cdot 10^{-4}$	0,23
	Desviadores de tubería de acero rígida para tendones externos	$6,6 \cdot 10^{-4}$	0,25
Barras de alta resistencia	Vaina de metal galvanizado	$6,6 \cdot 10^{-4}$	0,30

Tabla 6.10 Coeficientes de fricción para tendones de postensado.

Fuente: ASSHTO 2007, Sección 05, Tabla 5.9.5.2.2b-1

6.6.5.7.1.1.4 Relajación

La relajación total posterior a la transferencia se deberá tomar como la sumatoria de las pérdidas por relajación en el momento de la transferencia y después de ella, las especificaciones se encuentran en los Artículos 5.9.5.4.4b y 5.9.5.4.4c de la ASSHTO 2007, Sección 05.

6.6.5.7.1.1.4.1 Relajación Instantánea o en el Momento de la Transferencia

En los elementos presforzados la pérdida por relajación del acero de presforzado, inicialmente tensado a más de $0.50f_{pu}$, es:

- Para cable aliviado de tensiones:

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log_{10}(t)}{10.0} \left[\frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0.55 \right] f_{pj} \quad \text{Ecuación 6.21}$$

Fuente: ASSHTO 2007, Sección 05, Ecuación 5.9.5.4.4b-1

- Para cable de baja relajación:

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log_{10}(t)}{40.0} \left[\frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0.55 \right] f_{pj} \quad \text{Ecuación 6.22}$$

Fuente: ASSHTO 2007, Sección 05, Ecuación 5.9.5.4.4b-2

Donde:

t = Tiempo estimado entre el tensado y la transferencia (horas)

f_{pj} = Tensión en el acero de presfuerzo en el momento del tesado (Kg/cm^2)

f_{py} = Tensión de fluencia especificada del acero de pretensado (Kg/cm^2)

f_{pu} = Resistencia especificada a la tensión de los cables de presfuerzo, kg/cm^2 .

6.6.5.7.1.2 Pérdidas dependientes del tiempo o diferidas

6.6.5.7.1.2.1 Flujo Plástico o Fluencia Lenta

Es la propiedad mediante la cual muchos materiales continúan deformándose por lapsos considerables de tiempo, bajo un estado constante de esfuerzo o carga, al principio la velocidad de deformación es mayor, sin embargo, disminuye con el tiempo, hasta que después de muchos meses es constante.

La pérdida por fluencia lenta se puede tomar como:

$$\Delta f_{pCR} = 12.0f_{cgp} - 7.0\Delta f_{cdp} \geq 0 \quad \text{Ecuación 6.23}$$

Fuente: ASSHTO 2007, Sección 05, Ecuación 5.9.5.4.3-1

Donde:

f_{cgp} = Tensión del hormigón en el centro de gravedad del acero de presfuerzo en el momento de la transferencia (Kg/cm^2).

Δf_{cdp} = Variación de la tensión en el hormigón en el centro de gravedad del acero de presfuerzo debida a las cargas permanentes, a excepción de la carga que actúa en el momento que se aplica la fuerza de presfuerzo.

$$\Delta f_{cdp} = \frac{(M_{losa} + M_{CM}) * e_{ss}}{I_{ss}} \quad \text{Ecuación 6.24}$$

Fuente: [http://www.anippac.org.mx/capitulo04 .pdf](http://www.anippac.org.mx/capitulo04.pdf), pág. 72

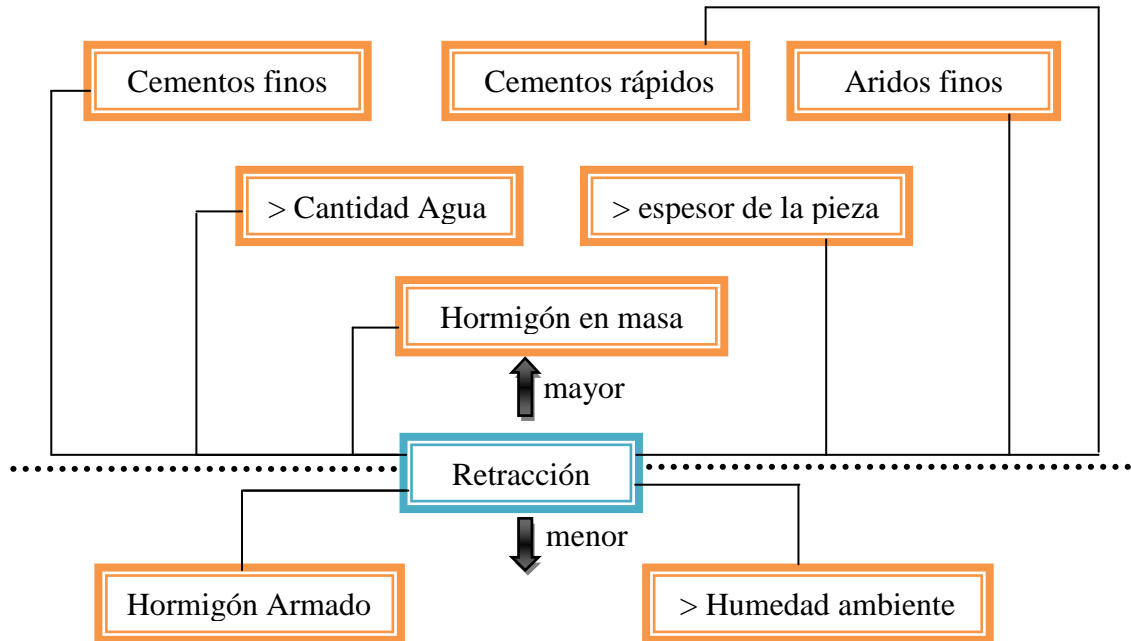
Δf_{cdp} y f_{cgp} se deben calcular para la misma sección (Kg/cm^2).

6.6.5.7.1.2.2 Contracción

La contracción del concreto se produce como resultado de la pérdida de humedad, esta contracción puede producir fisuras.

Además cuando el hormigón se ha secado parcialmente o totalmente y es sumergido en agua o sometido a humedad el concreto se expandirá.

La contracción está afectada por los siguientes factores:



Fuente : CARACTERÍSTICAS DEL HORMIGÓN (art.39 EHE)

La pérdida de postensado debida a la contracción:

$$\Delta fp_{SR} = (93 - 0,85H) \text{ (MPa)} \quad \text{Ecuación 6.25}$$

Fuente: ASSHTO 2007, Sección 05, Ecuación 5.9.5.4.2-2

Donde:

H = humedad relativa ambiente anual media (porcentaje)

La Norma **ASSHTO 2007** proporciona los porcentajes que se puede considerar en Norteamérica, sin embargo para nuestro medio podemos tomar en cuenta la siguiente tabla para determinar el porcentaje de humedad relativa:

	Humedad relativa %
En el agua	100
En atmósfera muy húmeda	90
En atmósfera de humedad media	70
En atmósfera seca	40

Tabla 6.11 Porcentaje de Humedad relativa

Fuente : CARACTERÍSTICAS DEL HORMIGÓN (art.39 EHE), Tabla 26.8.1 de EH-91

6.5.7.1.2.3 Relajación Diferida o Relajación Después de la transferencia

Las pérdidas por relajación del acero de postensado es:

$$\Delta f_{pR2} = 138 - 0.3\Delta f_{pF} - 0.4\Delta f_{pES} - 0.2(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR}) \quad \text{Ecuación 6.26}$$

Fuente: ASSHTO 2007, Sección 05, Ecuación 5.9.5.4.4c-2

Donde:

Δf_{pF} = pérdida por fricción debajo del nivel de $0,70f_{pu}$ en el punto considerado.
(Kg/cm²)

Δf_{pES} = pérdida por acortamiento elástico (Kg /cm²).

Δf_{pSR} = pérdida por contracción (Kg /cm²).

Δf_{pCR} = pérdida por fluencia lenta del hormigón (Kg /cm²).

Según el artículo **5.9.5.4.4c** de la ASSHTO para aceros de baja relajación se debe utilizar el 30 por ciento de Δf_{pR2} dado por las **Ecuaciones 6.26**, para obtener la relajación diferida.

6.6.5.8 Esfuerzo resultante (f_{final})

El esfuerzo final o resultante es el resultado de la tensión del acero de presfuerzo en

el momento del tensado menos las pérdidas (Δf).

$$f_{\text{final}} = fpj - \Delta f \quad \text{Ecuación 6. 27}$$

Fuente: [http://www.anippac.org.mx/capitulo04 .pdf](http://www.anippac.org.mx/capitulo04.pdf), pág. 73

Donde:

Δf = Perdidas de presfuerzo

fpj = Tensión en el acero de presfuerzo en el momento del tesado (Kg/cm^2)

El esfuerzo final deberá ser menor al esfuerzo de tensado en un 15%-30%.

6.6.5.9 Carga final de presfuerzo

$$P = N * f_{\text{final}} * Asp \quad \text{Ecuación 6. 28}$$

Fuente: [http://www.anippac.org.mx/capitulo04 .pdf](http://www.anippac.org.mx/capitulo04.pdf), pág. 73

6.6.5.10 Diseño elástico al centro del claro

En la **Tabla 6.8** encontramos los esfuerzos permisibles bajo cargas de servicio para la fibra en compresión y en tensión.

Los esfuerzos finales se calculan así:

Esfuerzo final en la fibra inferior (f_i):

$$f_i = -\frac{P}{A_{ss}} - \frac{Pe}{S_{si}} + \frac{M_1}{S_{si}} + \frac{M_2}{S_{ci}} \leq 1.6 \sqrt{f'_c} \quad \text{Ecuación 6. 29}$$

Fuente: <http://www.construaprende.com/capitulo02.pdf>, pág. 7, Ecuación 3.5

Donde:

P = fuerza de presfuerzo efectiva

e = excentricidad del presfuerzo

A_{ss} = Área de la sección simple.

S_{si} = Módulo de sección simple de la fibra inferior

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

M_2 = Sumatoria de momento por carga muerta y momento por carga viva.

S_{ci} = Módulo de sección compuesta de la fibra inferior

Esfuerzo final en la fibra superior (f_s):

Los esfuerzos en la cara superior se consideran sobre la sección simple, es decir tomamos en cuenta la losa.

$$f_s = -\frac{P}{A_{ss}} + \frac{Pe}{S_{ss}} - \frac{M_1}{S_{ss}} - \frac{M_2}{I_{cs}} * (Y_{sc} - H_{losa}) \leq 0.45f'_c \quad \text{Ecuación 6.30}$$

Fuente: <http://www.construaprende.com/capitulo02.pdf>, pág. 7, Ecuación 3.6

Donde:

P = fuerza de presfuerzo efectiva

e = excentricidad del presfuerzo

A_{ss} = Área de la sección simple.

S_{ss} = Módulo de sección simple de la fibra superior

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

M_2 = Sumatoria de momento por carga muerta y momento por carga viva.

I_{sc} = Inercia de la sección compuesta

Y_{cs} = Distancia del centro de gravedad de la sección compuesta a la fibra superior

H_{losa} = Altura de la losa

6.6.5.11 Resistencia a la Flexión

La seguridad de un elemento estructural depende de su resistencia, la cual no está garantizada por la limitación de los esfuerzos bajo cargas de servicio ya que la presencia de sobrecargas produciría importantes cambios en el comportamiento del elemento debido a que los materiales alcanzarían niveles de esfuerzo superiores al

elástico antes de la falla. Entonces el factor de seguridad real se establece al comparar la resistencia del elemento con la carga última que produciría la falla.

6.6.5.11.1 Resistencia a la Flexión Mayorada

La resistencia a la flexión mayorada M_r se deberá tomar como:

$$M_r = \phi M_n \quad \text{Ecuación 6.31}$$

Fuente: ASSHTO 2007, Sección 05, Ecuación 5.7.3.2.1-1

Donde:

M_n = resistencia nominal (Kg-m)

ϕ = factor de resistencia especificado en la **Tabla 6.12**

Factores de Resistencia

Descripción	Factores de Resistencia
Flexión y tracción del hormigón armado	0.9
Flexión y tracción del hormigón presforzado	1.00
Corte y torsión del hormigón de densidad normal	0.9
Corte y torsión del hormigón de baja densidad	0.7

Tabla 6.12 Factores de Resistencia

Fuente: ASSHTO 2007, Sección 05, Artículo 5.5.4.2 Factores de Resistencia

Momento último (M_u)

$$U = \gamma(\beta_D D + \beta_L(L + I)) \quad \text{Ecuación 6.32}$$

Fuente: Diseño de puentes, M.Sc. Ing. Santiago Medina. Pág 25

$$U = 1.3(\beta_D D + 1.67(L + I))$$

$$M_U = 1.25(M_{CM} + 1.75(M_{CV} + M_I)) \quad \text{Ecuación 6.33}$$

Donde:

Mu = Momento factorizada

γ = Factor simultáneo de carga

β = Factor individual de carga (Carga Muerta ó Carga Viva)

D = Carga Muerta (M_{CM})

L= Carga viva (M_{CV})

I= Impacto de la carga viva

Los valores de los factores de carga para diseño en teoría de última resistencia según ASSHTO LRFD 2007 son los siguientes:

$$\gamma = 1.25$$

$$\beta_D = 1.0 \text{ Para chequeo de carga máxima y momento máximo}$$

$$\beta_L = 1.75$$

6.6.5.11.2 Secciones con Alas

Para las secciones solicitadas a flexión respecto de un eje o biaxial con carga axial, tendones adherentes, y si la altura del ala comprimida es menor que c, la resistencia nominal se determina así:

Sección Rectangular

$$M_n = T_1 \left(d_{sp} - \frac{t}{2} \right) + T_2 \left(d_{sp} - t - \left(\frac{a - t}{2} \right) \right) \quad \text{Ecuación 6.34a}$$

Fuente: [http://www.anippac.org.mx/capitulo02 .pdf](http://www.anippac.org.mx/capitulo02.pdf), Pág. 16

Sección T

$$M_n = T_{sp1} \left(d_{sp} - \frac{t}{2} \right) + T_{sp2} \left(d_{sp} - \frac{a}{2} \right) \quad \text{Ecuación 6.34b}$$

Fuente: [http://www.anippac.org.mx/capitulo02 .pdf](http://www.anippac.org.mx/capitulo02.pdf), Pág. 19

Donde:

T_{sp1} = Fuerza de tensión en el bloque de compresión 1. (Sección T)

T₁ = Fuerza de tensión en el bloque de compresión 1.(Sección rectangular)

T_{sp2} = Fuerza de tensión en el bloque de compresión 2. (Sección T)

T₂ = Fuerza de tensión en el bloque de compresión 1.(Sección rectangular)

d_{sp} = ds = Distancia desde el centro de gravedad del acero de presfuerzo a la fibra superior de la sección compuesta.(cm)

a = c β₁; altura del diagrama de tensiones equivalente (cm)

t = Altura de la losa

6.6.5.11.3 Distribución Rectangular de las Tensiones

Según la norma ASSHTO artículo 5.7.2.2

"La relación natural entre la tensión y la deformación del hormigón se puede considerar satisfecha por un diagrama rectangular equivalente de tensiones de compresión de $0,85f'_c$ en una zona limitada por los bordes de la sección transversal y una recta paralela al eje neutro ubicada a una distancia $a = \beta_1 c$ a partir de la fibra extrema comprimida.

La distancia c se deberá medir de manera perpendicular al eje neutro. El factor β_1 se deberá tomar como 0,85 para hormigones cuyas resistencias no superan los 28 MPa.

Para resistencias mayores que 28 MPa, a β_1 se le deberá aplicar una reducción de 0,05 por cada 7 MPa de resistencia en exceso de 28 MPa, excepto que β_1 no podrá ser menor que 0,65."

Entonces:

$$\beta_1 = 0.85 \quad \text{Si } f'_c \leq 280 \frac{Kg}{cm^2} \quad \text{Ecuación 6.36}$$

$$\beta_1 = \left(1.05 - \frac{f'_c}{1400}\right) \quad \text{Si } f'_c > 280 \frac{Kg}{cm^2} \quad \text{Ecuación 6.37}$$

Fuente: [http://www.anippac.org.mx/capitulo02 .pdf](http://www.anippac.org.mx/capitulo02.pdf), pág. 17

$$f''_c = 0.85f'_c \quad \text{Ecuación 6.38}$$

Fuente: ASSHTO 2007, Sección 05, Artículo 5.7.2.2

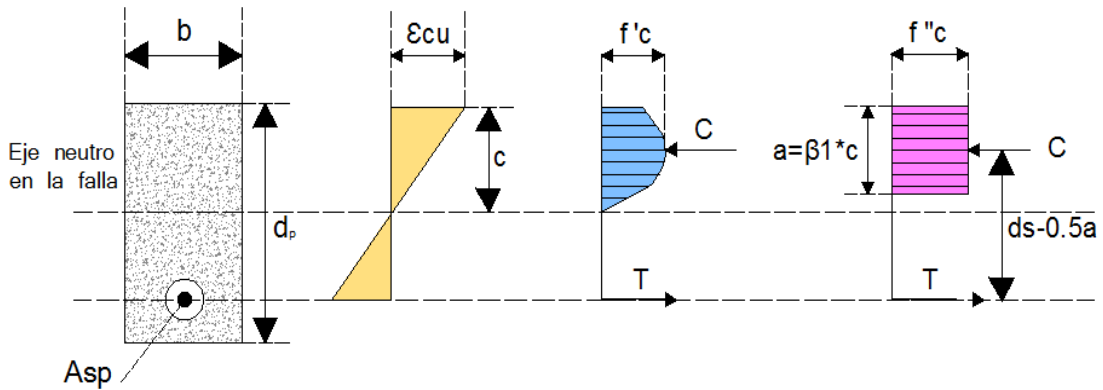


Figura 6.11 Resistencia última de un elemento presforzado de sección simple

Fuente: <http://www.anippac.org.mx/capitulo02.pdf>, Figura 2.12

Según la norma ASSHTO 2007 artículo C5.7.2.2

"El factor β_1 se relaciona fundamentalmente con las secciones rectangulares. Sin embargo, experimentalmente se ha determinado que es una aproximación adecuada para secciones con alas en las cuales el eje neutro se encuentra en el alma"

6.6.5.11.4 Esfuerzo del presfuerzo al momento de la falla (f_{sp})

Por las características esfuerzo-deformación de los tendones como observamos en la figura (Figura 6.3), cuando se dan cambios en el esfuerzo también existen

pequeños cambios en la deformación, sobre todo cerca de la ruptura, por lo que , f_{sp} está sujeta a la deformación del acero de presfuerzo.

Es posible calcular f_{sp} de manera aproximada siempre y cuando no exista acero de presfuerzo en la zona de compresión de la sección:

$$f_{sp} = f_{pu} [1 - 0.5(q_p + q - q')] \quad \text{Ecuación 6. 39}$$

Fuente: <http://www.anippac.org.mx/capitulo02.pdf>, Ecuación 2.23, pág. 15

Donde:

f_{pu} = Resistencia especificada a la tensión de los cables de presfuerzo, kg/cm².

q_p = Correspondiente al acero de presfuerzo

q = Correspondiente refuerzo de tensión

q' = Correspondiente refuerzo de compresión

$$q_p = \frac{P_p * f_{pu}}{f'_c} \quad \text{Ecuación 6. 40}$$

Fuente: <http://www.anippac.org.mx/capitulo02.pdf>, Ecuación 2.24, pág. 15

Donde:

P_p = Cuantía del acero de presfuerzo

$$P_p = \frac{A_{ps}}{bd_s} \quad \text{Ecuación 6. 41}$$

Fuente: <http://www.anippac.org.mx/capitulo02.pdf>, Ecuación 2.25, pág. 15

Donde:

A_{ps} = área del acero de presfuerzo (cm²)

b = Ancho de la sección rectangular.

d_s = Distancia desde el centro de gravedad del acero de presfuerzo a la fibra superior de la sección compuesta.

Condiciones que debe cumplir:

- Cuando exista acero de compresión: $(q_p + q - q') \geq 0.17$.
- Cuando no se toma en cuenta el acero de compresión: $q' = 0$; $(q_p + q - q')$ puede ser < 0.17 .

Se obtiene la resistencia a la flexión mayorada considerando que la compresión afecta tanto a la losa como a la viga, que son dos áreas con diferente resistencia del concreto.

Secciones compuestas.

Para el cálculo del M_r de elementos presforzados con sección compuesta, deberá considerarse en los cálculos el f'_c del concreto de la losa ya que allí es donde se encuentra la fuerza de compresión.

"Una sección T trabajará como sección rectangular si la altura del bloque de compresión, "a", es menor que el espesor total del patín de la sección compuesta, t, que incluye el firme(losa) y el patín del elemento presforzado"

Fuente: <http://www.anippac.org.mx/capitulo 02.pdf>, Pág. 17

$$a = \frac{A_{ps} f_{sp}}{b * f'' c_{losa}} < h_{losa} + \text{Espesor del patín} \quad \text{Ecuación 6.42}$$

Se considera sección rectangular

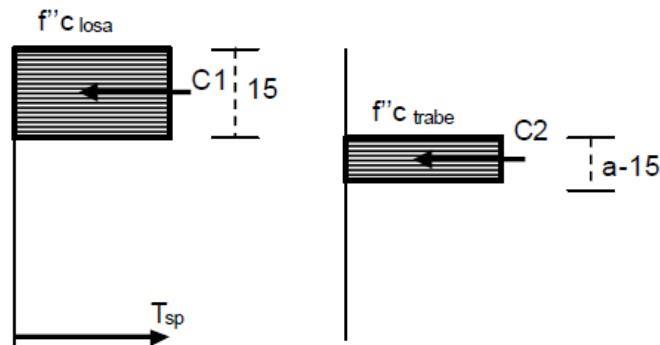


Figura 6.12 Fuerzas de compresión C1 y C2

Fuente: <http://www.anippac.org.mx/capitulo 04.pdf>, Pág. 73

Donde

f_{sp} = Esfuerzo del presfuerzo al momento de la falla

A_{ps} = área del acero de presfuerzo (cm²)

b = Ancho de la viga

Se puede establecer que la fuerza total de compresión en el concreto estará dada por la suma de la fuerza en el patín, C1, más otra fuerza que se genera en el alma, C2, dadas por:

Sección Rectangular

$$C_1 = b * t_{losa} * f'' c_{losa} \quad \text{Ecuación 6.43}$$

Sección T

$$C_1 = (b - b') * t_{losa} * f'' c_{losa} \quad \text{Ecuación 6.44}$$

Fuente: [http://www.anippac.org.mx/capitulo 02.pdf](http://www.anippac.org.mx/capitulo%2002.pdf), Ecuación 2.47

Donde

b = Ancho de la viga

b' = Ancho de las almas de la viga

t_{losa} = Espesor de la losa

En vigas que no sean rectangulares, si el patín está a compresión el producto $b_w d$ puede tomarse como:

$$b_w = b'$$

$$bd = b' d + t_2 \text{ en vigas T, I} \quad \text{Ecuación 6.45}$$

Fuente: [http://www.anippac.org.mx/capitulo 02.pdf](http://www.anippac.org.mx/capitulo%2002.pdf), Ecuación 2.72

El valor b' para la sección tipo cajón

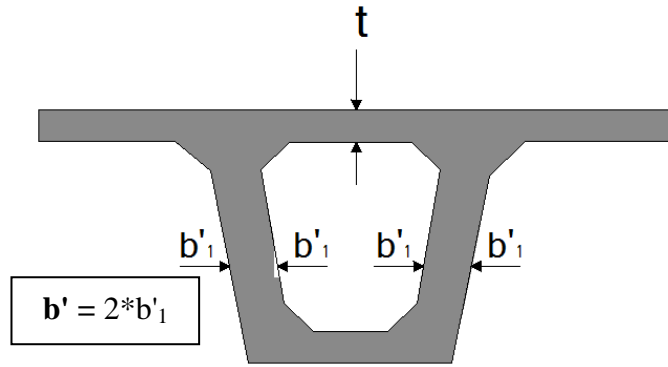


Figura 6.13 Ancho para cortante b' y espesor t para la sección tipo cajón

Fuente: <http://www.anippac.org.mx/capitulo 02.pdf>, Figura 2.17

Sección Rectangular

$$C_2 = (a - t_{losa}) * b * f'' c_{viga} = A_{ps2} * f_{sp} \quad \text{Ecuación 6.46 a}$$

Fuente: <http://www.anippac.org.mx/capitulo 04.pdf>, Pág. 73

Sección T

$$C_2 = a * b' * f'' c_{viga} \quad \text{Ecuación 6.46 b}$$

Fuente: <http://www.anippac.org.mx/capitulo 02.pdf>, Ecuación 2.48

6.6.5.11.4.1 Fuerza de Tensión

Para obtener el peralte del bloque de compresiones encontramos la fuerza de tensión T_{sp1} .

$$T_1 = C_1 \quad \text{Ecuación 6.47}$$

Fuente: <http://www.anippac.org.mx/capitulo 02.pdf>, Ecuación 2.40

Sección rectangular

$$A_{ps1} * f_{sp} = b * t_{losa} * f'' c_{losa} \quad \text{Ecuación 6.48 a}$$

Sección T

$$A_{ps1} * f_{sp} = (b - b') * t_{losa} * f'' c_{losa} \quad \text{Ecuación 6. 48b}$$

Fuente: <http://www.anippac.org.mx/capitulo 02.pdf>, Ecuación 2.41

Donde

A_{ps1} = Área de acero es el área de presfuerzo que equilibra la fuerza de compresión C1 que actúa en la losa.

b = Ancho de la viga

b' = Ancho de las almas de la viga

Fuerza de tensión Tsp2.

$$T_2 = C_2 \quad \text{Ecuación 6. 49}$$

Fuente: <http://www.anippac.org.mx/capitulo 02.pdf>, Ecuación 2.42

$$A_{ps2} * f_{sp} + A_s * f_y = a * b' * f'' c_{viga} \quad \text{Ecuación 6. 50}$$

Fuente: <http://www.anippac.org.mx/capitulo 02.pdf>, Ecuación 2.43

Donde

A_{ps1} = Área de acero es el área de presfuerzo que equilibra la fuerza de compresión C1 que actúa en la losa.

Despejando **a** de la **ecuación 6.46a**

Sección rectangular

$$a = t_{losa} + \frac{A_{ps2} f_{sp}}{b * f'' c_{viga}} \quad \text{Ecuación 6. 51a}$$

Sección T

$$a = \frac{A_{ps2} f_{sp}}{b' * f''_{c\text{viga}}} \quad \text{Ecuación 6.51b}$$

Fuente: <http://www.anippac.org.mx/capitulo 02.pdf>, Ecuación 2.55

Donde

A_{ps2} = Área de acero es el área de presfuerzo que equilibra la fuerza de compresión C_2 que actúa en la viga

A_s = Área de acero de refuerzo

6.6.5.12 Cortante

Los elementos de concreto presforzado generalmente poseen refuerzo para resistir cortante, es decir aquella falla súbita y más difícil de predecir, el objetivo de esto es asegurar que cuando ocurra una falla sea primero por flexión antes que por cortante.

La falla por cortante es la debida al esfuerzo de tensión diagonal en el concreto producido por el esfuerzo cortante actuando solo o en combinación con los esfuerzos normales longitudinales, esta falla es la que se debe evitar

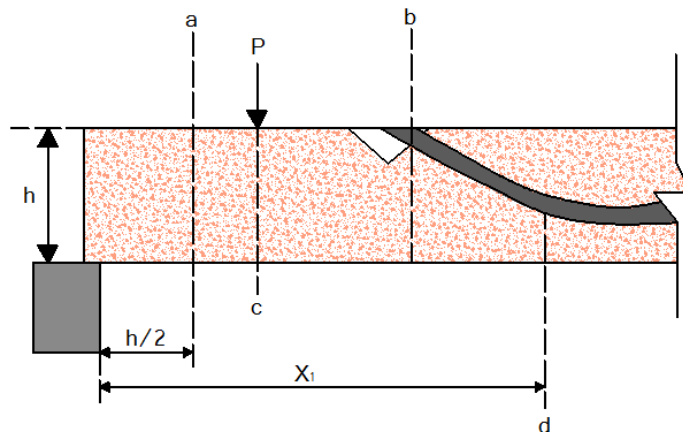


Figura 6.14 Secciones donde se debe revisar por cortante

Fuente: <http://www.anippac.org.mx/capitulo 02.pdf>, Figura 2.15

Un elemento presforzado se debe revisar el cortante al menos en las siguientes secciones, ilustradas en la **Figura 6.13**

- a) A $h/2$ del paño
- b) Donde terminan los cables y en desvío de torones
- c) En lugares donde existan cargas concentradas
- d) En diferentes longitudes de la trabe, como $L/4$, $L/8$.

6.6.5.12.1 Resistencia al esfuerzo cortante

En el **ACI 99, artículo 11.1.1** dice que el diseño de secciones transversales sujetas a cortante debe estar basado en:

$$\phi V_n \geq V_u \qquad \text{Ecuación 6. 52}$$

Fuente: ACI 99 , Capítulo 11, Ecuación 11.1

Donde:

V_u = Fuerza cortante factorizada

V_n = Resistencia nominal al cortante

ϕ = Factor de reducción de resistencia.

6.6.5.12.1.1 Fuerza cortante factorizada(V_u)

$$U = \gamma(\beta_D D + \beta_L(L + I)) \qquad \text{Ecuación 6. 53a}$$

Fuente: Diseño de puentes, M.Sc. Ing. Santiago Medina. Pág 25

$$U = 1.3(\beta_D D + 1.67(L + I))$$

Donde:

V_u = Fuerza cortante factorizada

γ = Factor simultáneo de carga

β = Factor individual de carga (Carga Muerta ó Carga Viva)

D = Carga Muerta (V_{CM} ó M_{CM})

L= Carga viva (V_{CV} ó M_{CV})

I= Impacto de la carga viva

Los valores de los factores de carga para diseño en teoría de última resistencia según ASSHTO LRFD 2007 son los siguientes:

$$\gamma = 1.25$$

$\beta_D = 1.0$ Para chequeo de carga máxima y momento máximo

$$\beta_L = 1.75$$

Fuerza cortante factorizada (V_u)

$$V_u = 1.25(V_{CM} + 1.75(V_{CV} + V_I)) \quad \text{Ecuación 6.53b}$$

$$M_u = 1.25(M_{CM} + 1.75(M_{CV} + M_I)) \quad \text{Ecuación 6.53c}$$

6.6.5.12.1.2 Resistencia nominal al cortante (V_n)

Se calcula con la siguiente fórmula:

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{Ecuación 6.53d}$$

Fuente: ACI 99 , Capítulo 11, Ecuación 11.2

Donde:

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

V_s = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el acero de refuerzo.

6.6.5.12.1.2.1 Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos presforzados (ACI 99, artículo 11.4.1).

La resistencia se determinará de la siguiente manera, para elementos que tengan una fuerza efectiva de presfuerzo de por lo menos el 40% de la resistencia a la tensión del acero de refuerzo por flexión.

$$V_c = \left(0.16\sqrt{f'_c} + 49 \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \quad \text{Ecuación 6.54}$$

Fuente: ACI 99 , Capítulo 11, Ecuación 11.9

Donde:

M_u = Momento factorizado que ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

V_u = Fuerza cortante factorizada.

f'_c = resistencia a la compresión especificada del hormigón a los 28 días (Kg/cm²)

d = Distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del acero de presfuerzo.

b_w=b' = Ancho de las almas de la viga

V_c debe estar dentro de los siguientes límites:

$$V_{c_{max}} \geq V_c \geq V_{c_{min}}$$

$$1.3 b_w d \sqrt{f'_c} \geq V_c \geq 0.55 b_w d \sqrt{f'_c} \quad \text{Ecuación 6.55}$$

Fuente: ACI 99 , Capítulo 11, Artículo 11.4.1

Donde:

V_{c_{max}} = Resistencia al cortante máxima.

V_{c_{min}} = Resistencia al cortante mínima

f'_c = resistencia a la compresión especificada del hormigón a los 28 días (Kg/cm²)

d = Distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del acero de presfuerzo.

b_w=b' = Ancho de las almas de la viga

Condición que se debe cumplir:

$$\frac{V_u}{M_u} \leq 1 \quad \text{Ecuación 6.56}$$

Fuente: ACI 99 , Capítulo 11, Artículo 11.4

Cuando $V_u > \phi V_n$, se requerirá refuerzo por tensión diagonal.

6.6.5.12.1.3 Espaciamiento del refuerzo

$$s = \frac{\phi A_v f_y d}{V_u - \phi V_c} \leq \frac{\phi A_v f_y}{3.5b} \quad \text{Ecuación 6.57}$$

Fuente: [http://www.anippac.org.mx/capitulo 02.pdf](http://www.anippac.org.mx/capitulo%2002.pdf), Ecuación 2.83

Fuente: ACI 99 , Capítulo 11, Artículo 11.5.5.3

Donde:

ϕ = Factor de reducción de resistencia

f_y = Límite de fluencia del acero

d = Distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del acero de presfuerzo.

V_u = Fuerza cortante factorizada.

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

$$5cm \leq s \leq 0.75h \leq 60cm \quad \text{Ecuación 6.58}$$

Fuente: ACI 99 , Capítulo 11, Artículo 11.5.4.1

Donde:

s = Separación de estribos

h = Peralte total de la viga

Según el **artículo 11.5.4.3** de ACI 99 dice:

Cuando V_s sobrepasa a $1.1 f'c b_w d$, las separaciones máximas descritas en las secciones 11.5.4.1 y 11.5.4.2 deben reducirse a la mitad.

6.6.5.12.1.4 Armadura mínima

El artículo 5.7.3.3.2 Armadura Mínima de la ASSHTO 2007 especifica que en todo elemento flexionado se debe garantizar que la resistencia última a flexión se presente después del agrietamiento, por lo que se busca obtener un momento resistente que sea mayor que el momento de agrietamiento por medio de el acero de refuerzo o presfuerzo suficiente.

6.6.5.12.1.4.1 Índice de Presfuerzo

El índice de presfuerzo se puede determinar de la siguiente manera:

$$I_p = \frac{M_{Rp}}{M_{Rr} + M_{Rp}} = \frac{A_{sp} f_{sp}}{A_{sp} f_{sp} + A_s f_y} \quad \text{Ecuación 6.59}$$

Donde:

f_y = Límite de fluencia del acero de refuerzo

A_s = Área de acero de refuerzo

f_{sp} = Esfuerzo del presfuerzo al momento de la falla

A_{ps} = área del acero de presfuerzo (cm^2)

M_{Rp} = Momento resistente del acero de presfuerzo.

M_{Rr} = Momento resistente del acero de refuerzo.

Cuando:

$I_p = 1$ Elemento totalmente presforzado

$I_p = 0$ Elemento totalmente reforzado

La mayoría de los elementos presforzados tienen índices mayores que 0.9.

$$M_r \geq (1.5 - 0.3 I_p) M_{cr}$$

Donde

Mr = Resistencia a la Flexión Mayorada o Resistencia ultima a la flexión

Mcr = Momento agrietado

El índice de presfuerzo, I_p , tiene como límites 1.5, para elementos sin presfuerzo, y 1.2, para elementos totalmente presforzados.

La resistencia última a la flexión (M_r) debe ser como mínimo igual al menor valor entre:

$$1.2 M_{cr} > M_r \quad \text{Ecuación 6. 60}$$

Fuente: ASSHTO 2007, Sección 05, Artículo 5.7.3.3.2

Y para secciones compuestas el momento de agrietamiento se obtendrá:

$$M_{cr} = M_{agr} = M_1 + M_2 \quad \text{Ecuación 6. 61}$$

Fuente: [http://www.anippac.org.mx/capitulo 02.pdf](http://www.anippac.org.mx/capitulo%2002.pdf), Ecuación 2.65

Donde:

M₁ = Momento debido al peso propio del elemento y el firme que actúan en la sección simple.

M₂ = Momento de servicio que produce el agrietamiento

$$M_2 = \left(2\sqrt{f'_c} + \frac{M_1}{S_{iss}} + \frac{P_f * e}{S_{iss}} + \frac{P_f}{A} \right) * S_{isc} \quad \text{Ecuación 6. 62a}$$

Fuente: [http://www.anippac.org.mx/capitulo 04.pdf](http://www.anippac.org.mx/capitulo%2004.pdf), Pág. 74

Donde:

f'c = resistencia a la compresión especificada del hormigón a los 28 días (Kg/cm²)

M₁ = Momento debido al peso propio del elemento y el firme que actúan en la

sección simple.

S_{si} = S_{iss} = Módulo de sección simple de la fibra inferior

S_{ci} = S_{isc} = Módulo de sección compuesta de la fibra inferior

P_f = P_{final} = Carga de presfuerzo final

e = e_{ss} = excentricidad del presfuerzo desde el centro de gravedad de la sección simple.

$$M_2 = \left(2\sqrt{f'_c} + \frac{M_1}{S_{si}} + \frac{P_{final} * e_{ss}}{S_{si}} + \frac{P_{final}}{A} \right) * S_{ci} \quad \text{Ecuación 6. 62b}$$

6.6.5.13 Deflexiones

Según el Código Ecuatoriano de la Construcción **artículo 9.5.1** los elementos de hormigón reforzado sujetos a flexión deben ser diseñados para que su rigidez sea adecuada, de tal manera que las deflexiones estén limitadas o cualquier deformación que afecten adversamente la resistencia o la condición de servicio de una estructura.

Para el caso de elementos presforzados sujetos a flexión se deberá calcular las deflexiones instantáneas es decir en intervalos de tiempo discretos.

La deflexión adicional, es decir aquella a largo plazo, se calculará teniendo en cuenta los esfuerzos del hormigón y en el acero bajo carga sostenida, incluyendo los efectos del flujo plástico, contracción del hormigón y relajación del acero, las mismas que ya fueron consideradas anteriormente.

En la **Tabla 6.13** encontramos los esfuerzos permisibles:

Tabla 9.5(b) Deflexiones máximas permisibles calculadas		
Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Techos planos que no soporten ni estén ligadas a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por grandes deflexiones	Deflexión instantánea debida a la carga viva, L	$\ell/180^*$
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por grandes deflexiones.	Deflexión instantánea debida a la carga viva, L	$\ell/360$
Sistemas de pisos o techo que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por grandes deflexiones.	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 sostenidas, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)**	$\ell/480^\#$
Sistemas de pisos o techo que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños por grandes deflexiones.		$\ell/240^\&$

Tabla 6.13 Deflexiones máximas permisibles calculadas

Fuente: CEC, 5^{ta} Edición, Parte II, Capítulo 09, Tabla 9.5(b), Pág. 38

6.6.5.13.1 Deflexiones Iniciales (Δi)

Estas se calculan en la etapa de transferencia, y es igual a la suma de la deflexión debida a la fuerza presforzante inicial (Δ_{pi}) incluyendo pérdidas iniciales más la deflexión inmediata (Δ_{pp}) debida al peso propio.

$$\Delta_{pf} = -\Delta_{pref} + \Delta_{pp} \quad \text{Ecuación 6. 63}$$

Fuente: [http://www.anippac.org.mx/capitulo 04.pdf](http://www.anippac.org.mx/capitulo%2004.pdf), Pág. 75

$$\Delta i = -\Delta_{pi} + \Delta_{pp} \quad \text{Ecuación 6. 64}$$

Fuente: [http://www.anippac.org.mx/capitulo 02.pdf](http://www.anippac.org.mx/capitulo%2002.pdf), Ecuación 2.5

Donde:

- $\Delta_{pi} = -\Delta_{pref}$ = Deflexión debida a la fuerza presforzante inicial (será hacia arriba)
- Δ_{pp} = Deflexión inmediata debida al peso propio.
- $\Delta_i = -\Delta_{pf}$ = Deflexión Inicial

La deflexión al centro del claro Δ_{pi} se puede calcular directamente de las ecuaciones mostradas a continuación:

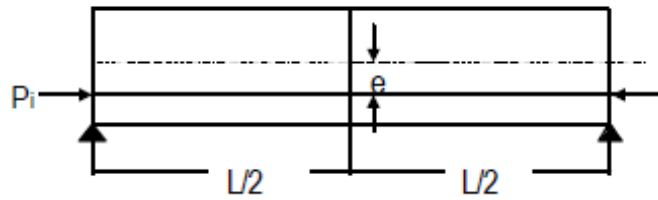


Figura 6.15 Deflexión al centro del claro Δ_{pi}

$$\Delta = \Delta_{pi} = \Delta_{presf} = \frac{1}{8} * \frac{P_i * e * L^2}{IE_c} \quad \text{Ecuación 6.65}$$

Fuente: <http://www.anippac.org.mx/capitulo 02.pdf>, Figura 2.10

Donde:

Pi = Fuerza de presfuerzo con perdidas inmediatas.

e = e_{ss} = excentricidad del presfuerzo desde el centro de gravedad de la sección simple.

Δ_{pi} = Deflexión debido a la fuerza presforzante inicial

L = Longitud de la viga

I = I_{ss} = Inercia de la sección simple

Ec = Módulo de elasticidad del concreto de alta resistencia para la viga

La deflexión al centro del claro Δ_{pp} se puede calcular:

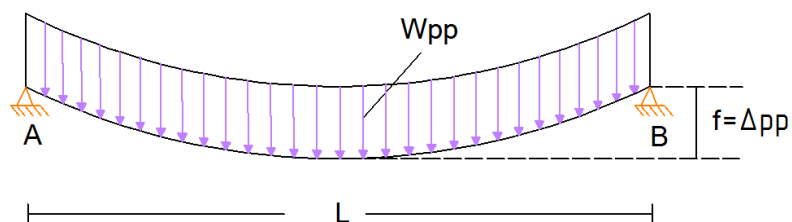


Figura 6.16 Deflexión al centro del claro Δ_{pp}

$$\Delta_{pp} = \Delta = f = \frac{5}{384} \frac{W_{pp} * L^4}{IE} \quad \text{Ecuación 6. 66a}$$

Fuente: Manual de fórmulas técnicas, 30ª edición, Pág. P ' 6

Donde:

L= Longitud de la viga

I= **I_{ss}** =Inercia de la sección simple

E_c = Módulo de elasticidad del concreto de alta resistencia para la viga

$$Y_1 = \Delta_{CV} = \frac{P * L^3}{3 * E_c * I} * \frac{a^2 * b^2}{L^4} \quad \text{Ecuación 6. 66b}$$

Donde:

P= Carga por eje

L= Longitud de la viga

I= **I_{sc}** =Inercia de la sección compuesta

E_c = Módulo de elasticidad del concreto de alta resistencia para la viga

a = Distancia desde el apoyo a la carga

b = Distancia desde la carga al otro apoyo

6.6.5.13.2 Deflexiones Finales (Δ_f)

"Estas deflexiones que consideran los efectos de larga duración debidos a la fuerza presforzante después de las pérdidas diferidas, se pueden calcular como la suma de las curvaturas inicial más los cambios debidos a la reducción del presfuerzo y debidos al flujo plástico del concreto".^{6.16}

La deflexión final del miembro considerando que el flujo plástico ocurre bajo la acción del presfuerzo constante e igual al promedio de sus valores inicial y final es :

$$\Delta_f = -\Delta_{pf} - \frac{\Delta_{pi} + \Delta_{pf}}{2} C_f \quad \text{Ecuación 6. 67}$$

Fuente: <http://www.anippac.org.mx/capitulo02.pdf>, Ecuación 2.6

^{6.16} Fuente :<http://www.anippac.org.mx/capitulo02.pdf> , pág. 11

Donde:

$-\Delta f$ = Deflexión Final

$-\Delta_{pf} = -\Delta_i$ = Deflexión Inicial

Δ_{pi} = Deflexión debido a la fuerza presforzante inicial

C_f = Coeficiente de flujo plástico

La deflexión total del miembro, después de ocurridas las pérdidas y las deformaciones por flujo plástico, cuando actúan el presfuerzo efectivo y el peso propio es:

$$\Delta_f = -\Delta_{pf} - \frac{\Delta_{pi} + \Delta_{pf}}{2} C_f + \Delta_{pp} (1 + C_f) \quad \text{Ecuación 6.68}$$

Fuente: [http://www.anippac.org.mx/capitulo 02.pdf](http://www.anippac.org.mx/capitulo%2002.pdf), Ecuación 2.7

Donde:

$-\Delta f$ = Deflexión Final

$-\Delta_{pf} = -\Delta_i$ = Deflexión Inicial

Δ_{pi} = Deflexión debido a la fuerza presforzante inicial

C_f = Coeficiente de flujo plástico

Δ_{pp} = Deflexión inmediata debida al peso propio.

"La deflexión debida a las cargas sobrepuestas puede agregarse ahora, con el coeficiente por flujo plástico para tomar en cuenta el efecto de larga duración de las cargas muertas sostenidas, para obtener la deflexión neta bajo toda la carga de servicio" ^{6.16}:

$$\Delta_f = -\Delta_{pf} - \frac{\Delta_{pi} + \Delta_{pf}}{2} C_f + (\Delta_{cm} + \Delta_{pp})(1 + C_f) + \Delta_{cv} \quad \text{Ecuación 6.69}$$

Fuente: [http://www.anippac.org.mx/capitulo 02.pdf](http://www.anippac.org.mx/capitulo%2002.pdf), Ecuación 2.8

Donde:

Δ_{cm} = Deflexión inmediata debida a la carga muerta.

Δ_{cv} = Deflexión inmediata debida a la carga viva sobrepuesta

6.6.5.14 Esfuerzo cortante horizontal o resistencia nominal al cortante (V_h).

El esfuerzo cortante horizontal o resistencia nominal al cortante, V_h , en la superficie de contacto entre los elementos que forman la viga compuesta es:

$$\Delta_h = \frac{V_u}{F_R b_v d} \quad \text{Ecuación 6.70}$$

Fuente: [http://www.anippac.org.mx/capitulo 02.pdf](http://www.anippac.org.mx/capitulo%2002.pdf), Ecuación 2.87

Donde:

V_u = Fuerza cortante última

b_v = Ancho del área en contacto

$F_R = \phi$ = Factor de reducción de resistencia

d = Distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del acero de presfuerzo.

Para asegurar que se transmitan los esfuerzos cortantes en las superficies de los elementos en contacto, es decir losa y viga, se admitirán los valores siguientes:

- Elementos donde no se usen anclajes metálicos y la superficie de contacto esté rugosa y limpia: 3 kg/cm² (rugosidades deben ser mayores de 5 mm)
- Superficie debe estar limpia, no rugosa y se deben cumplir los requisitos mínimos para los conectores: 6 kg/cm².
- Superficie debe estar limpia, ser rugosa y se deben cumplir los requisitos mínimos para los conectores: 25 kg/cm².

Los conectores deben estar formados por barras o estribos normales al plano de contacto.

Área mínima de refuerzo será la menor de:

$$A_{smin} = \frac{3 * b_v s}{f_y} \quad \text{Ecuación 6.71}$$

$$A_{smin} = \frac{3}{f_y} \quad \text{Ecuación 6.72}$$

Fuente: [http://www.anippac.org.mx/capitulo 02.pdf](http://www.anippac.org.mx/capitulo%2002.pdf), Ecuación 2.88

Donde:

b_v = Ancho del área en contacto

f_y = Límite de fluencia del acero de refuerzo

s = Separación de estribos

6.6.6 REQUISITOS COMPLEMENTARIOS PARA CONCRETO POSTENSADO

En el ASSHTO 2007 sección 05 tenemos las siguientes especificaciones para:

6.6.6.1 Separación de cables de presfuerzo (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 6.14**.

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

12.70 Especial	
9.53	38

Tabla 6.14 Separación entre centros

Fuente: ASSHTO 2007, Sección 05, Tabla 5.10.3.3.1-1

Para el caso de paquetes la distancia mínima distancia libre entre paquetes no deberá ser:

- Menor que una distancia libre de 1,33 veces el tamaño máximo de los agregados.
- Ni menor a 25 mm.

Los cables se pueden agrupar en un plano vertical en y entre las ubicaciones de amarre de forma que se toquen entre sí.

El número de cables estará limitado a cuatro por paquete, sea cual sea su disposición salvo en un plano vertical.

La separación dentro de la zona de transferencia debe ser la suficiente como para permitir la transferencia del presfuerzo al hormigón adecuadamente, reduciendo la concentración de tensiones alrededor de los cables y en los extremos de los elementos en el momento de soltarlos.

6.6.6.2 Vaina de Postensado ^{6.17}

"Conducto que se utiliza para proveer un recorrido a los tendones y barras de postensado dentro del hormigón endurecido".

Son comunes los siguientes tipos:

6.6.6.2.1 Vaina Rígida ^{6.17}

"Conducto sin costura cuya rigidez es suficiente para limitar la flecha de una

longitud de 6000 mm de conducto apoyado en sus extremos a no más de 25 mm".

6.6.2.2 Vaina Semirrígida ^{6.17}

"Vaina corrugada de metal o plástico suficientemente rígida como para no poder ser arrollada en bobinas convencionales para su transporte sin resultar dañada".

6.6.2.3 Vaina Flexible ^{6.17}

"Vaina que se puede arrollar en bobinas de 1200 mm de diámetro sin resultar dañada".

De acuerdo al artículo 5.4.6.1 Requisitos Generales de la ASSHTO 2007

Las vainas para tendones deben ser rígidas o semirrígidas, de metal ferroso galvanizado o polietileno, o bien se deberán colar dentro del hormigón utilizando núcleos removibles.

El radio de curvatura de las vainas para tendones de pretensado mínimo debe ser 6000 mm, permitiéndose 3600mm en las áreas de anclaje.

Si la curvatura del tendón es menor que 9000 mm no se deberán utilizar vainas de polietileno, además cuando se utilizan vainas de polietileno y los tendones han de ser adherentes, se debe tomar en cuenta las características de adherencia entre las vainas de polietileno y el mortero, y los efectos de la presión en la inyección del mortero en las vainas.

6.6.6.3 Tamaño de las Vainas

El diámetro interior mínimo de las vainas deberá ser 6 mm mayor que el diámetro nominal de un tendón.

^{6.17} Fuente : ASSHTO 2007 . Sección 05. 5.2 Definiciones. Pág. 19

El tamaño máximo de las vainas no deberá ser mayor que 0,4 veces el menor espesor de hormigón en la vaina.

Cuando los tendones son compuestos, es decir con múltiples barras o cables, el área interior mínima de la vaina es 2,0 veces el área neta del acero de pretensado.

Si los tendones se colocan por el método de enhebrado, el área mínima de la vaina deberá ser 2,5 veces la sección neta del acero de pretensado.

6.6.6.4 Separación de las Vainas

La distancia libre entre vainas de postensado rectas (no curvas) deberá ser mayor o igual que 38 mm ó 1,33 veces el tamaño máximo del agregado grueso.

Las vainas se pueden empaquetar en grupos de no más de tres para los grupos de vainas dispuestas en paquetes, la distancia mínima libre horizontal entre paquetes es 100 mm y la vertical 38 mm ó 1,33 veces el tamaño máximo del agregado grueso.

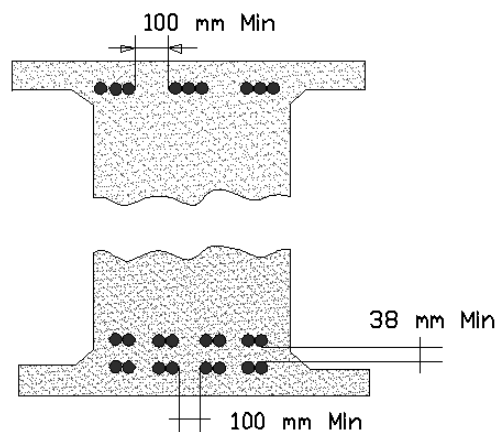


Figura 6.17 Ejemplos de disposiciones aceptables para vainas rectas (no curvas) en el plano horizontal.

Fuente: ASSHTO 2007, Sección 05, Figura C5.10.3.3.2-1

6.6.6.5 Recubrimiento de Hormigón

El recubrimiento para el acero presforzado y las armaduras no protegidas no deberá ser menor que el especificado en la **Tabla 6.15**, 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.

En el caso de las vainas metálicas para tendones de postensado el recubrimiento no deberá ser menor que:

- Recubrimiento para el acero de las armaduras principales.
- La mitad del diámetro de la vaina
- El valor especificado en la Tabla 6.15

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 interiores <ul style="list-style-type: none"> • Hasta barras N° 36 • Hasta barras N° 43 y N° 57 	40 50
Fondo de losas hormigonadas in situ <ul style="list-style-type: none"> • Hasta barras N° 36 • Hasta barras N° 43 y N° 57 	25 50
Encofrados inferiores para paneles prefabricados	20
Pilotes prefabricados de hormigón armado <ul style="list-style-type: none"> • Ambientes no corrosivos • Ambientes corrosivos 	50 75
Pilotes prefabricados de hormigón pretensado	50

Pilares hormigonados in situ	
• Ambientes no corrosivos	50
• Ambientes corrosivos	75
• En general	75
• Armadura Protegida	50
• Cáscaras	75
• Hormigón colocado con lodo bentonítico, hormigón colocado por el sistema tremie o construcción con lechada.	

Tabla 6.15 Recubrimiento para las armaduras principales no protegidas (mm)

Fuente: ASSHTO 2007, Sección 05, Tabla 5.12.3-1

6.6.6.6 Zonas de anclaje

En las zonas de anclaje se debe utilizar bloque extremos para distribuir las fuerzas concentradas del presfuerzo, en el caso de vigas con tendones postensados debe existir suficiente espacio permitir la colocación del acero de presfuerzo y alojar los dispositivos de anclaje.

Para resistir el esfuerzo de ruptura y evitar el agrietamiento y el desprendimiento del recubrimiento, debe colocarse refuerzo en los miembros postensados con la separación y cantidad recomendadas por el fabricante del anclaje. Cuando las recomendaciones del fabricante no sean aplicables, la parrilla debe constar, como mínimo, de barras del número 3 colocadas cada 8 cm en cada dirección. Esta parrilla se colocará a no más de 4cm de la cara interna de la placa de apoyo de anclaje.^{6.18}

6.6.6.7 Anclajes y acopladores para postensado ^{6.18}

"Los anclajes y acopladores para tendones adheridos o no adheridos deben desarrollar, por lo menos, el 95 por ciento de la resistencia máxima de los tendones cuando se prueben bajo condición de no adherencia, sin que se excedan los corrimientos previstos."^{6.18}

Para tendones adheridos los anclajes y acopladores se deben ubicar de tal manera que la resistencia a la ruptura de los tendones se desarrolle al 100 por ciento.

Los dispositivos de anclaje y acopladores en los extremos deben protegerse constantemente contra la corrosión.

6.6.6.8 Ductos para postensado ^{6.18}

No se debe permitir el paso del concreto al interior de los ductos y estos no deben reaccionar químicamente con el concreto, los tendones o material del relleno.

Las especificaciones del diámetro de los ductos se explicó anteriormente bajo el tema vainas.



Figura 6.17 Tipos de Ductos

Fuente: <http://www.mexpresa.com/productos/presfuerzo.php>

6.6.6.9 Lechada para tendones adheridos

La lechada para inyección debe ser de cemento Portland y agua, o de cemento Portland, arena y agua; los materiales deben cumplir con las Normas correspondientes.

Para mejorar la manejabilidad y reducir el sangrado y la contracción, pueden usarse aditivos que no sean dañinos ni a la lechada ni al acero ni al concreto, y no debe utilizarse cloruro de calcio^{6.18}.

6.6.6.10 Protección de tendones de presfuerzo^{6.18}

Las operaciones con soplete y las de soldadura en la proximidad del acero de presfuerzo deben realizarse de modo que éste no quede sujeto a altas temperaturas, chispas de soldadura, o corrientes eléctricas a tierra.

Los tendones no adheridos deberán estar completamente cubiertos con material adecuado para asegurar la protección contra la corrosión.

El recubrimiento de los tendones deberá ser continuo en toda su longitud no adherida, y deberá prevenirse que se introduzca lechada o la pérdida del material de recubrimiento durante la colocación del concreto.

6.6.7 SISTEMAS DE POSTENSADO

Los sistemas tanto de pretensado como de postensado difieren en cuanto a los detalles del anclaje terminal y el tipo de cables, es decir, el cable de alambres paralelos, las barras de acero de alta resistencia y los cables de cordón unitario y múltiple.

Es responsabilidad del constructor elegir el sistema más adecuado, y el costo final del postensado está basado en la comparación entre los diversos sistemas.

A continuación se muestran los sistemas que ilustran los dispositivos de cable y anclaje utilizados frecuentemente:

6.6.7.1 SISTEMA DE FREYSSINET^{6.19}

El sistema de alambre en paralelo.

^{6.18} **Fuente:** [http://www.anippac.org.mx/capitulo 02.pdf](http://www.anippac.org.mx/capitulo%2002.pdf), Pág. 30-32

Los alambres se insertan dentro de un revestimiento de metal flexible, tubería rígida o conductos preformados y se anclan en cada extremos por medio de un sistema de anclaje que consiste en un conjunto de conos de concreto macho y hembra, que actúan a modo de cuña en el anclaje de todos los alambres del cable en forma simultánea y evitando el deslizamiento.



Fuente de la fotografía 6.1 : <http://www.freyssinet.es/wp/wp/wp-content/uploads/2011/08/10-0900ca002-gamac.pdf>

Para satisfacer los requerimientos del mercado de postensado en cuanto a un anclaje que pueda utilizarse con cordones, el método de Freyssinet desarrolló una unidad de anclaje formada de una aleación de acero forjado de alta resistencia, la cual está formada de un cono alargado y un tapón ranurado con 12 ranuras. Este anclaje de tipo cuña origina un efecto de sujeción que está diseñado específicamente para el postensado del cordón grado ASTM o tipo 270K.^{6.20}



Figura 6.18 Dispositivo de tensado

Fuente : <http://www.freyssinet.es/wp/wp/wp-content/uploads/2011/08/10-0900ca002-gamac.pdf>

^{6.19} **Fuente:** Concreto Presforzado, Narbey Khachaturian; German Gurfinkel, Pág. 40

^{6.20} **Fuente:** Concreto Presforzado, Narbey Khachaturian; German Gurfinkel, Pág. 41

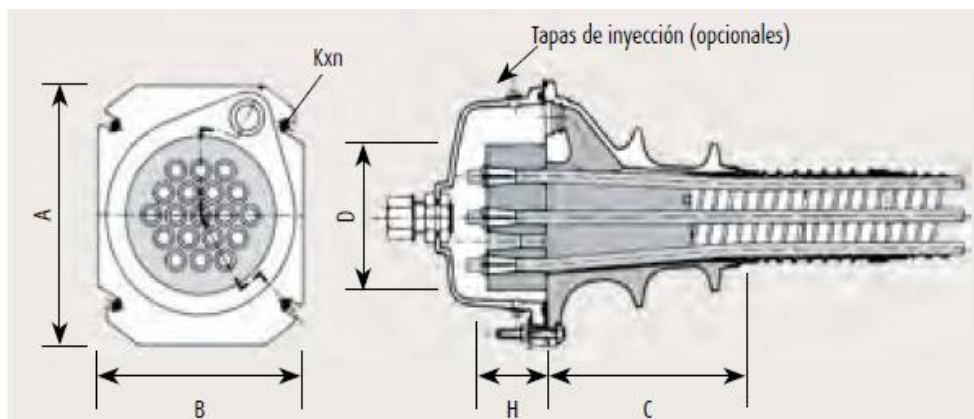
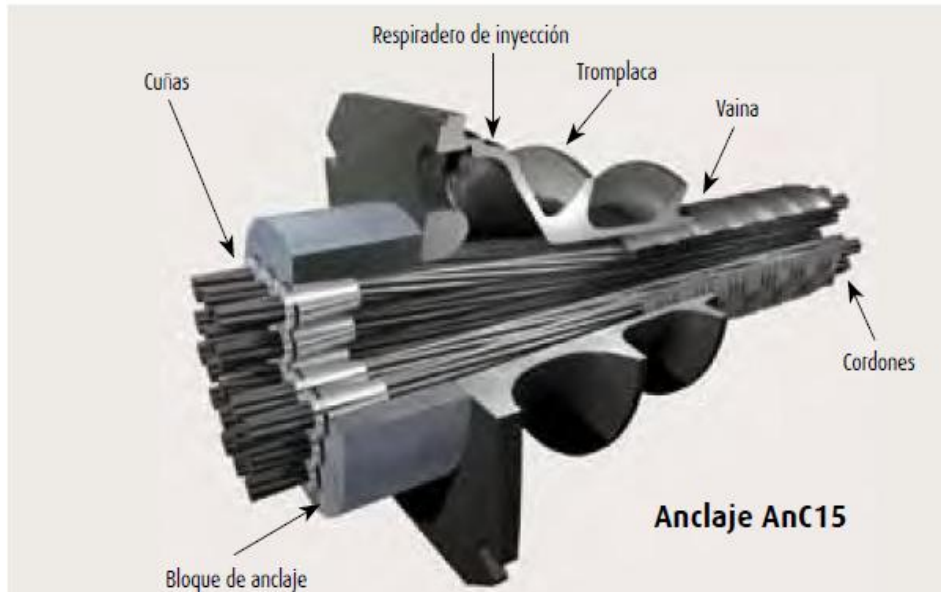


Figura 6.19 Anclaje AnC15

Fuente : <http://www.freyssinet.es/wp/wp/wp-content/uploads/2011/08/10-0900ca002-gamac.pdf>

6.6.7.2 SISTEMA SRESSTEEL ^{6.21}

Este sistema se ha utilizado desde 1952 con la introducción de las barras de acero de alta resistencia cuyo diámetro varia de 12.7mm a 34.9mm. Las barras pueden anclarse con una variedad de anclajes de cuña o tuerca que apriete.

^{6.21} **Fuente:** Concreto Presforzado, Narbey Khachaturian; German Gurfinkel, Pág. 43-44

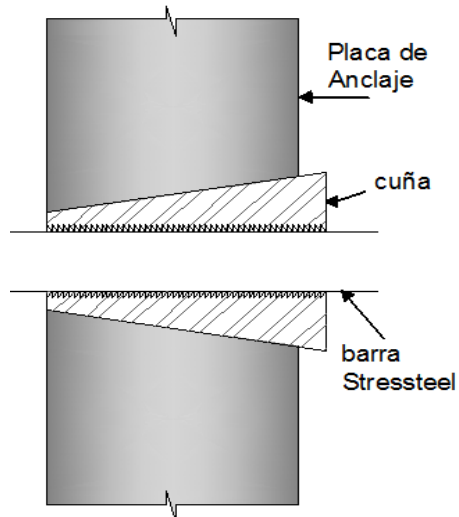


Figura 6.19 Anclaje Stressteel de tipo cuña para barras de acero de alta resistencia (Stressteel Corporación)

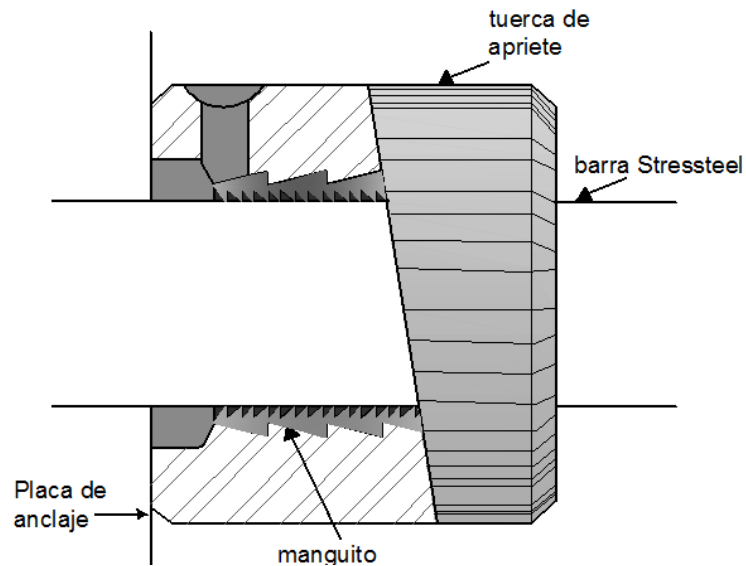


Figura 6.20 Anclaje Stressteel de tuerca de apriete para barras de acero de alta resistencia

Fuente: Concreto Presforzado, Narbey Khachaturian; German Gurfinkel, Pág. 44

Los cuales están diseñados especialmente para el anclaje de barras sin rosca con una gran diversidad de tamaño y pendientes de la placa de anclaje.

Las barras de acero se fabrican en aleaciones de acero laminadas en caliente, y primeramente se enfrían en frío para trabajar uniformemente en frío la sección

transversal y desarrollar una alta resistencia a la deformación.

Desde el punto de vista de la construcción, las barras requieren de un amarre o fijación menos frecuente en las formas. También se dispone de dispositivos que permiten el anclaje de la barra en cualquier punto de donde emerge de la forma, lo cual hace necesaria la determinación y especificación de la longitud de barra exacta.^{6.21}

6.6.7.3 SISTEMA ROEBLING ^{6.22}

Utiliza cordón galvanizado que se fabrica a máquina, del mismo modo que los cordones empleados en los puntos de suspensión. Los cordones se fabrican a partir del alambre galvanizado por inmersión en caliente, lo cual garantiza protección contra la corrosión sin necesidad de tratamientos posteriores.

Los cordones se anclan separando los alambres y enterrando los mismos con metal fundido dentro de un tubo de acero forjado. Para permitir el estirado del cordón por medio del gato hidráulico, el extremo exterior del tubo de anclaje se enrosca en la parte inferior de modo que la barra de tracción pueda adaptarse al mismo y al gato hidráulico.

SISTEMA DE BBRV, RYERSON PRESCON

6.6.7.4 BBRV ^{6.23}

La principal característica de este sistema, que hace uso de cables formados por varios alambres sin recubrir en paralelo y liberados del tensado, consiste en la forma en que los alambres se fijan a los dispositivos de anclaje. En el extremo de cada alambre componente se forma una cabeza semiesférica aplastando lentamente un pequeño extremo saliente del alambre en contra de la superficie de sujeción de la máquina formadora del cabezal semicilíndrico.

El cabezal tiene un diámetro de aproximadamente 40% mayor que el diámetro real del alambre. Se consideran precauciones especiales, tal como la medición cuidadosa bajo condiciones controladas, para garantizar que todos los alambres de cierto cable sean de la misma longitud.

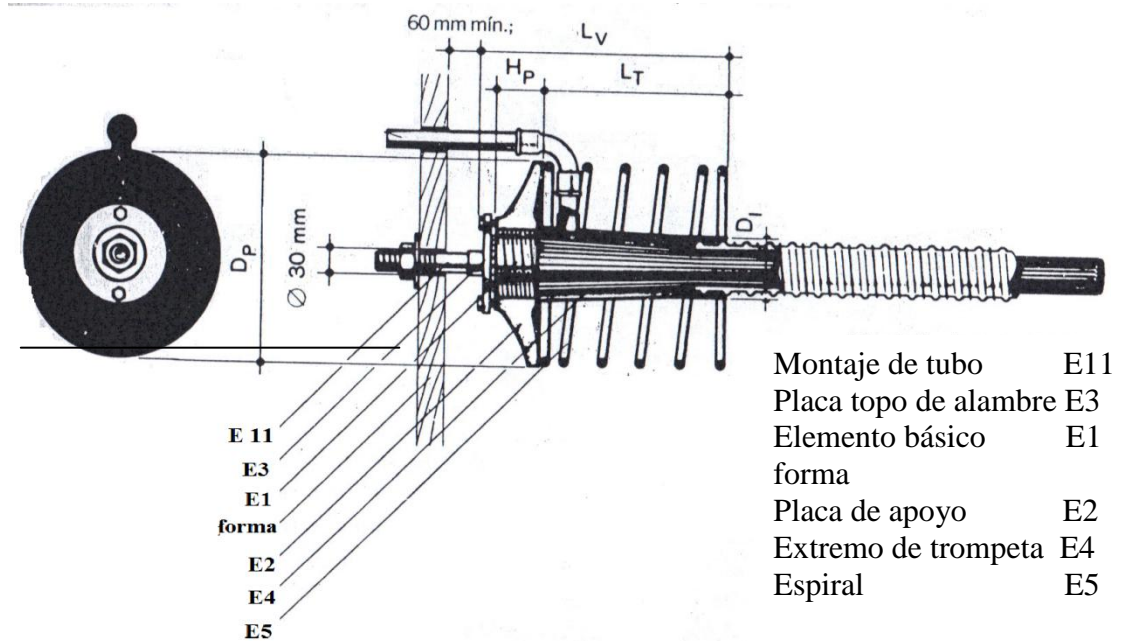
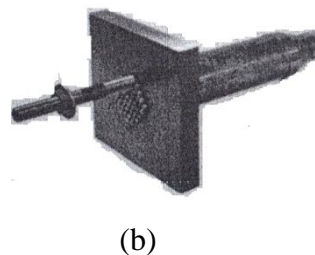
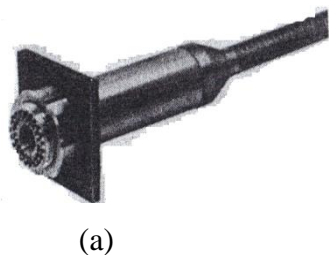


Figura 6.20 Anclaje Stressteel de tuerca de apriete para barras de acero de alta resistencia

Fuente: Concreto Presforzado, Narbey Khachaturian; German Gurfinkel, Pág. 51

6.6.7.5 RYERSON^{6.24}

Este sistema proporciona dos tipos de cables: los que se unen al concreto por medio de la lechada o pasta de cemento y los que se dejan unir mediante el engrasado o enrollado con papel. Los dos tipos se muestran en la siguiente figura en sus versiones de extremo movable y fijo.



^{6.24} **Fuente:** Concreto Presforzado, Narbey Khachaturian; German Gurfinkel, Pág. 52

Figura 6.21 Anclaje Ryerson de extremo (a) movable, y (b) fijo para cables tratados con pasta de cemento (Joseph T Ryerson & Sons, Inc.)

Fuente: Concreto Presforzado, Narbey Khachaturian; German Gurfinkel, Pág. 52

El anclaje de extremo movable se mantiene en su posición final mediante una tuerca de sujeción enroscada en contra de la placa de apoyo.

6.6.7.6 PRESCON ^{6.25}

El sistema Prescon también dispone de cables ligados y sin ligar. Los cables tratados con pasta de cemento se encierra dentro de tubería de metal flexible, totalmente inmovilizables y compactos en el mortero. Los cables revestidos se enrollan en espiral por medio del papel Kraft impermeable y reforzado con fibra de vidrio.

El anclaje terminal estándar de Prescon consiste en tres componentes, es decir, una arandela de esfuerzo perforada, cuñas pre cortadas para conservar el alargamiento del cable estirado, y una placa de apoyo.

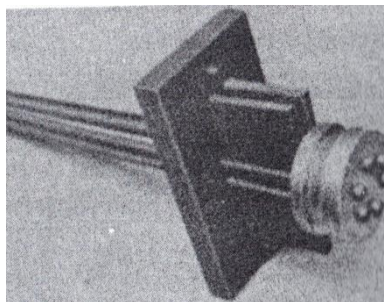


Figura 6.22 Arreglo de cable Prescon estándar

Fuente: Concreto Presforzado, Narbey Khachaturian; German Gurfinkel, Pág. 53

6.6.7.7 Sistema de Presfuerzo DEL ^{6.26}

El sistema de Presfuerzo **DEL** es el resultado de una constante evolución de

^{6.25} **Fuente:** Concreto Presforzado, Narbey Khachaturian; German Gurfinkel, Pág. 53

^{6.26} **Fuente:** <http://www.mexpresa.com/productos/presfuerzo.php>

técnicas, equipos y materiales de presfuerzo, utilizados en la construcción de todo tipo de estructura en México, donde ha sido desarrollado enteramente, y donde tiene efecto su fabricación.

Las características y ventajas de los materiales y equipos **DEL** lo hacen idóneo para su utilización por personal técnico de nivel medio de cualquier Constructora, requiriéndose simplemente una observación de los instructivos de cada caso.

El sistema **DEL** cumple con las normas y recomendaciones internacionales vigentes para aceptación de Sistema de Presfuerzo.

Ventajas

- Fuerzas de tensado de hasta 1200 toneladas
- Escala de gatos aceptada a los cables de composición más usual.
- Gatos con amarre y desamarre frontal, simultáneo y automático con acuñado hidráulico.
- Mínimo desperdicio de cable, puntas de tensado de 25 cm.
- Velocidad de operación: tensado de un cable 12T 1/2" en 5 minutos.
- Optimo peso, tamaño, manejabilidad y durabilidad de los equipos.

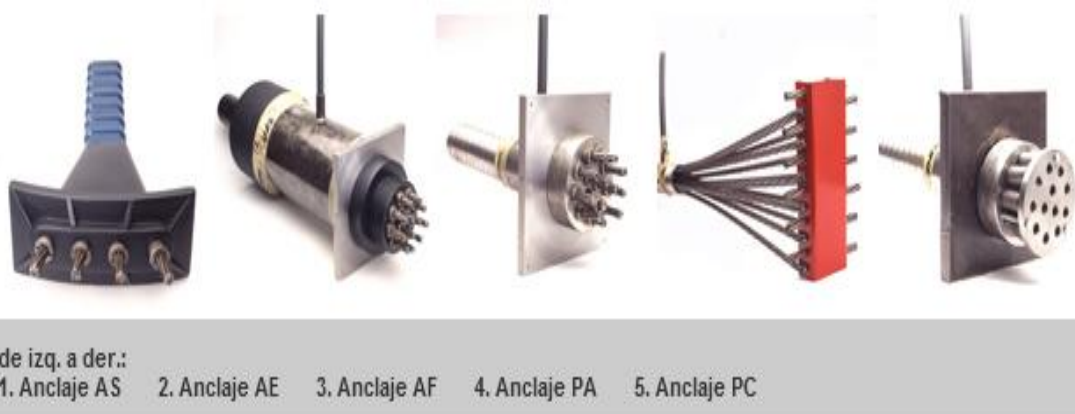


Figura 6.22 Tipos de Anclajes

Fuente: <http://www.mexpresa.com/productos/presfuerzo.php>

^{6.26} **Fuente:** <http://www.mexpresa.com/productos/presfuerzo.php>

6.6.8 EJEMPLO DE DISEÑO

En este proyecto se aplicará vigas postensadas a un puente de luz mediana, de 40m, se presentará una guía para el diseño de vigas tipo cajón ya que como se mostró anteriormente es la más adecuada para esta luz.

6.6.8.1 DATOS INICIALES DEL PUENTE

Claro libre del puente vehicular = 40m

Ancho de Calzada libre = 11.15m

Ancho de acera = 0.75m

Carriles = 3

f'c (viga) = 400 Kg/cm²

f'c (Losa) = 250 Kg/cm²

Losa de concreto reforzado = 0.15m

Espesor de la carpeta asfáltica = 0.10m

Densidad de la carpeta asfáltica = γ_{CA} (ton/m³) = 2.2 T/m³

Camión de Diseño = HS-MOP

Porcentaje de humedad relativa ambiente anual media = 70% (suponemos que el puente se encuentra en una atmósfera de humedad media).

6.6.8.2 GUÍA PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE VIGAS POSTENSADAS

6.6.8.2.1 Elegimos la sección

Como ya se indicó anteriormente en el Capítulo IV de este trabajo diferentes secciones adecuadas para varias longitudes, la sección adecuada para un puente de 40m de longitud de un solo tramo, es la sección tipo cajón.



6.6.8.2.2 Pre dimensionamiento de la sección

6.6.8.2.2.1 Distancia entre ejes de vigas

Para determinar la distancia entre ejes lo podemos hacer para diferentes números de vigas, en este caso se lo realizará primero para :

- **Cuatro Vigas (número impuesto)**

$S = \text{Ancho de la calzada} / \# \text{Vigas}$

$S = 12.65 \text{ m} / 4$

$S = 3.16 \text{ m}$ (Se le tomará como el valor de S asumido)

Factor de distribución para vigas interiores (fd)

$$fd = S / 2.44 \quad \text{Ecuación A}$$

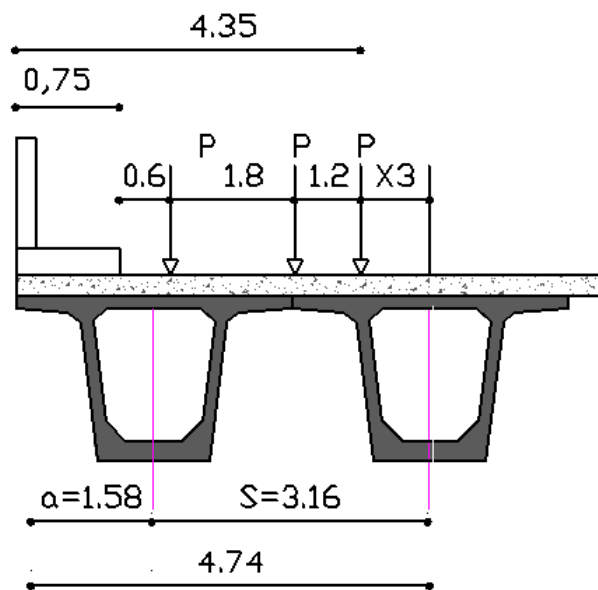
Referencia : Tabla 6.5 Factores de Distribución de carga para puentes de concreto presforzado según AASHTO

$$fd = 3.16 / 2.44$$

$$fd = S/D = 1.295$$

Se aplicará la alternativa 3 presentada en el tema 6.6.5.4.1.2 Factor de distribución para vigas exteriores (fe)

Para $S = 3.16$ en la viga exterior actúan tres filas de llantas



$$X3 = S + a - 0.75 - 3.6$$

$$X3 = 3.16 + (3.16/2) - 0.75 - 3.6$$

$$X3 = 0.39$$

$$f_e = (3X3 + 4.2) / S$$

$$f_e = (3(0.39) + 4.2) / 3.16$$

$$f_e = 5.37 / S \quad \text{Ecuación B}$$

$$f_e = 5.37 / 3.16$$

$$f_e = 1.7$$

$$f_d \approx f_e$$

$$1.3 \neq 1.7$$

Igualando ecuación A con B

$$\frac{S}{2.44} = \frac{5.37}{S}$$

$$S^2 = 13.10 \text{ m}^2$$

$$S = 3.62 \text{ m}$$

- **Cinco Vigas (número impuesto)**

$S = \text{Ancho de la calzada} / \# \text{Vigas}$

$S = 12.65 / 5$

$S = 2.5 \text{ m}$ (Se le tomará como el valor de S asumido)

Factor de distribución para vigas interiores (f_d)

$$f_d = S / 2.44 \quad \text{Ecuación A}$$

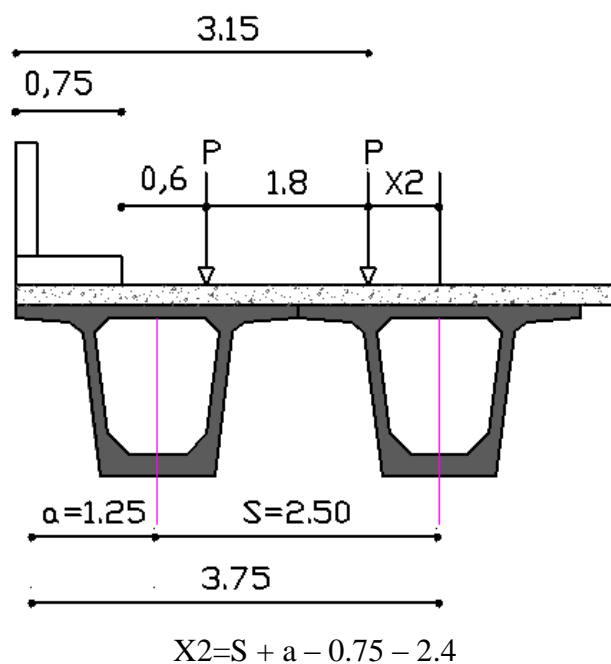
Referencia : Tabla 6.5 Factores de Distribución de carga para puentes de concreto presforzado según AASHTO

$$S / 2.44 = 2.5 / 2.44$$

$$f_d = 1.03$$

Se aplicará la alternativa 2 presentada en el tema 6.6.5.4.1.2 Factor de distribución para vigas exteriores (f_e)

Para $S = 2.50 \text{ m}$ en la viga exterior actúan dos filas de llantas



$$X^2=0.6$$

$$f_e = (2X^2+1.8)/S$$

$$f_e = (2(0.6)+1.8)/S$$

$$f_e = 3.0 / S \quad \text{Ecuación C}$$

$$f_e = 3.0 / 2.50$$

$$f_e = 1.2$$

$$f_d \approx f_e$$

$$1.03 \approx 1.2$$

Igualando ecuación A con C

$$\frac{S}{2.44} = \frac{3.0}{s}$$

$$S^2 = 7.32 \text{ m}^2$$

$$S=2.7$$

El valor obtenido de $S=2.7\text{m}$ no difiere significativamente del espacio asumido de 2.5m , por lo tanto podemos mantener esa separación.

Se tomará el valor de $S=2.5\text{m}$ como separación entre vigas y ancho de aletas.

6.6.8.2.2 Peralte de la viga

Tomaremos en cuenta la Relación de: **0.045 L** según la norma ASSHTO 2007 antes mencionada.

$$\text{Peralte} = 0.045 (40000 \text{ mm})$$

$$\text{Peralte} = 1.8\text{m} \text{ (Incluye el tablero)}$$

Peralte de la sección=1.8 m - altura de la losa

Peralte de la sección=1.8 m-0.15 m

Peralte de la sección = 1.65 m

6.6.8.2.2.3 Dimensiones de la sección

Peralte de la sección=H=1.65 m

Ancho de las aletas =B1=2.5 m

Espesor del ala superior= 200 mm (Referencia: 6.6.5.4.3.1 Espesor de las alas de esta tesis, el espesor mínimo es de 200 mm)

Espesor del ala inferior= 200 mm (Referencia: 6.6.5.4.3.1 Espesor de las alas de esta tesis, el espesor mínimo es de 200 mm)

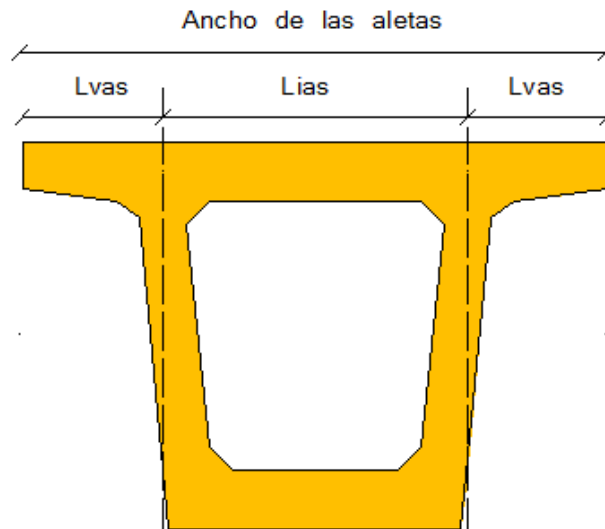
Espesor de las Almas= 150 mm (De acuerdo a la referencia: 6.6.5.4.3.2 Espesor Mínimo de las Almas, el espesor mínimo es de 200 mm, sin embargo, solo se ha tomado en cuenta un espesor de 150 mm, ya que cumple con el recubrimiento mínimo, además puesto que ya se han realizado cálculos previos con el espesor de 200 mm se puede decir que con 150 mm se ha evitado un incremento de peso propio, es importante mencionar también que en muchas vigas prefabricadas de este tipo este es espesor es mucho menor todavía)

Longitud en Voladizo del Ala Superior=0.60m (medida desde el eje del alma)

Cálculo de la longitud en voladizo del Ala Superior

Lvas = Longitud en Voladizo del Ala Superior

Lias = Longitud interior del ala superior medida entre los ejes de las almas



$$\text{Ancho de las aletas} = 2 Lvas + Lias \quad \text{Ecuación 6.a}$$

Recomendación que debe cumplir de acuerdo a la **AASHTO 2007** $Lvas \leq 0.45$ Lias. Entonces podemos establecer la siguiente condición:

$$Lvas = 0.45 Lias \quad \text{Ecuación 6.b}$$

Reemplazando Ecuación 6.b en Ecuación 6.a

$$\text{Ancho de las aletas} = 2 (0.45 Lias) + Lias$$

$$\text{Ancho de las aletas} = 1.9 Lias$$

$$Lias = \text{Ancho de las aletas} / 1.9$$

$$Lias = 2.5 / 1.9$$

$$Lias = 1.32$$

Por lo tanto:

$$\text{Longitud en Voladizo del Ala Superior} = 0.45 (1.32)$$

$$\text{Longitud en Voladizo del Ala Superior} \leq 0.6m$$

Ancho de la base de la viga

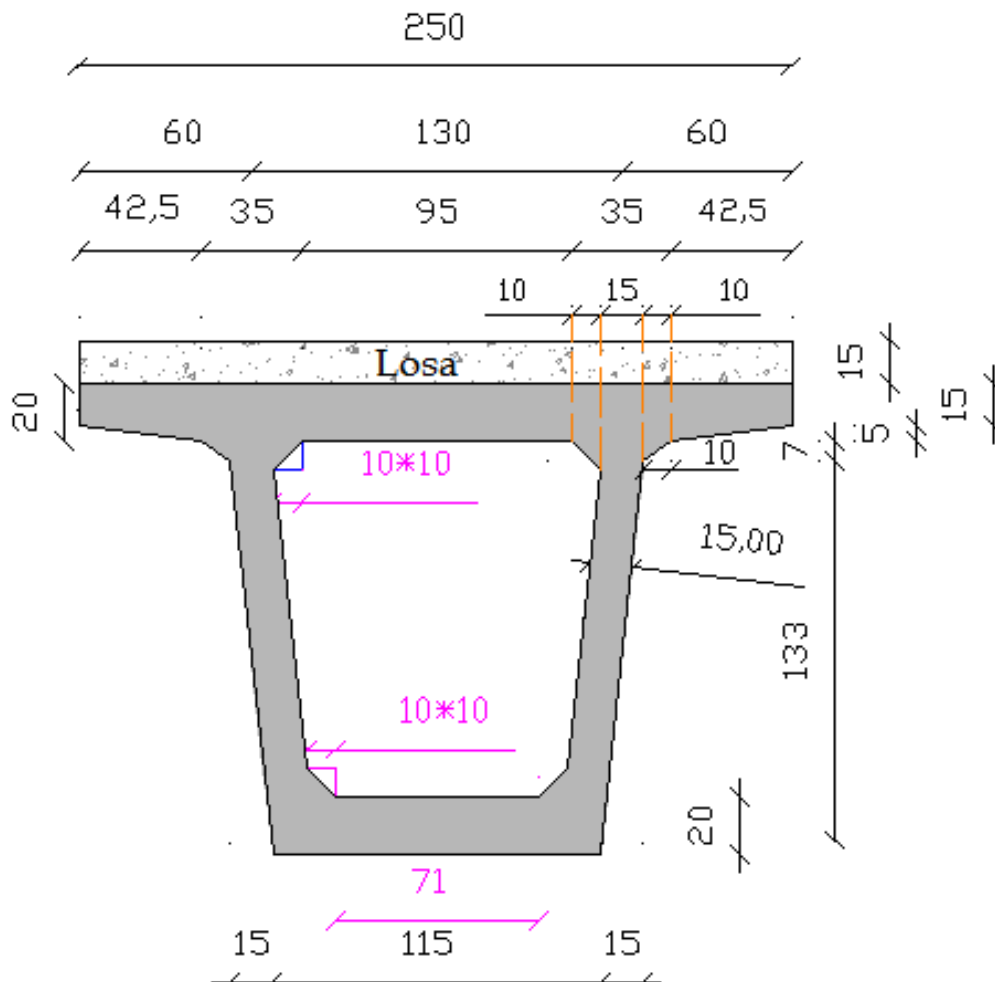
Puede empezarse con un valor de:

$$B2=B1/2$$

$$B2=2.5/2$$

B2 =1.25 (este valor es aproximado, puesto que, puede ir variando de acuerdo a las otras dimensiones que se le dé a la sección, solo se lo podrá determinar exactamente al graficar la viga)

DIMENSIONES DE LA SECCION

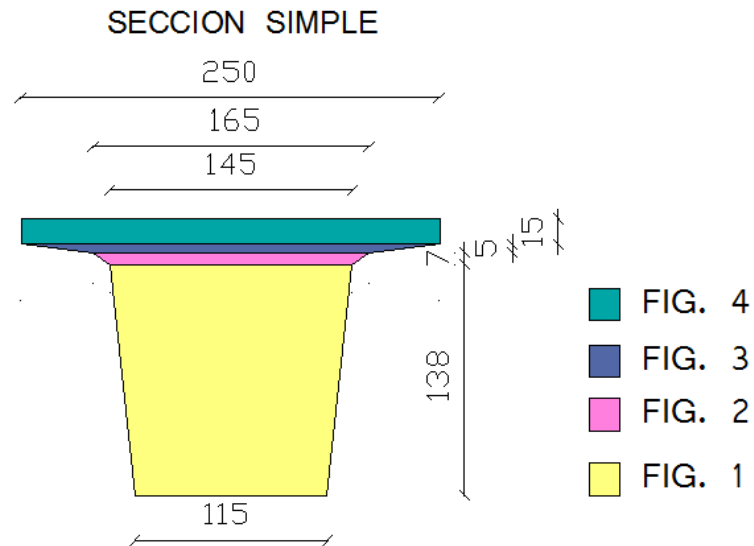


6.6.8.2.3 Propiedades geométricas de la sección

6.6.8.2.3.1 Propiedades geométricas de la sección simple

Las propiedades de la sección se obtendrán restando las propiedades geométricas de la sección llena, menos las de la sección hueca.

Área de la sección maciza



Centro de gravedad del trapecio

$$Y_{cg} = \frac{h}{3} * \frac{a + 2b}{a + b}$$

Centro de gravedad del rectángulo

$$Y_{cg} = \frac{h}{2}$$

FIGURA	AREA(cm ²)	a(cm)	b(cm)	h(cm)	I _{cg} (cm ⁴)
1	17940	115	145	138	71,65
2	1085	145	165	7	3,58
3	1037,5	165	250	5	2,67
4	3750		250	15	7,50

Área de la sección hueca

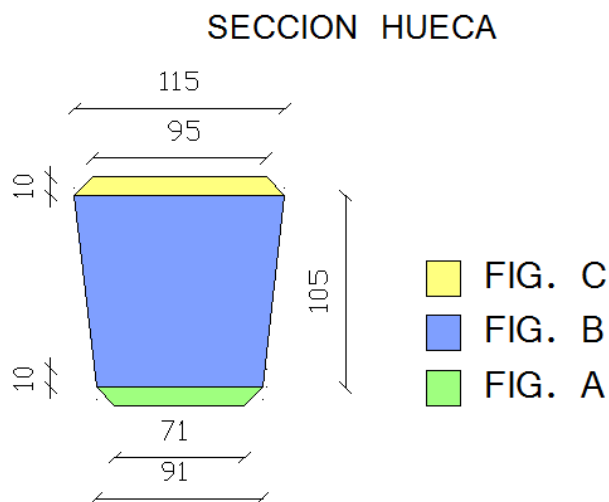


FIGURA	AREA(cm ²)	a(cm)	b(cm)	h(cm)	I _{cg} (cm ⁴)
A	810	71	91	10	5,21
B	10815	91	115	105	54,54
C	1050	115	95	10	4,84

Propiedades geométricas de la sección simple

SECCION SIMPLE LLENA								
<i>ELEMENTO</i>	<i>A</i>	<i>Y</i>	<i>AY</i>	<i>AY²</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>h</i>	<i>I₀</i>
1	17940	71,65	1285470	92108869,62	115	145	138	28344430,38
2	1085	141,58	153609,167	21747259,06	145	165	7	4424,27
3	1037,5	147,67	153208,333	22624379,18	165	250	5	2131,23
4	3750	157,50	590625	93023437,5	0	250	15	70312,50
SECCION SIMPLE HUECA								
<i>ELEMENTO</i>	<i>A</i>	<i>Y</i>	<i>AY</i>	<i>AY²</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>h</i>	<i>I₀</i>
A	-810	25,21	-20416,6667	-514617,627	71	91	10	-6715,71
B	-10815	84,54	-914287,5	-77292800,1	91	115	105	-9891324,94
C	-1050	139,84	-146833,333	-20533359,8	115	95	10	-8723,54
Σ	11137,5		1101375	131163167,9				18514534,20

$$\Sigma A = 11137,5 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned}\sum AY &= 1101375 \text{ cm}^3 \\ \sum AY^2 &= 131163167,9 \text{ cm}^4\end{aligned}$$

$$\sum I_0 = 18514534,2 \text{ cm}^4$$

Distancia del centro de gravedad de la sección a la fibra inferior (\hat{Y}_{si})

$$\hat{Y}_{si} = \frac{\sum AY}{\sum A}$$

$$\hat{Y}_{si} = \frac{\sum 1101375 \text{ cm}^3}{\sum 11137,5 \text{ cm}^2}$$

$$\hat{Y}_{si} = 98,89 \text{ cm}$$

Inercia respecto al eje x (I_{ss})

$$I_{ss} = \sum I_0 + \sum AY^2 - (\sum A)(\hat{Y})^2$$

$$I_{ss} = 18514534,2 + 131163167,9 - 11137,5 (98,89)^2$$

$$I_{ss} = 40763952,1 \text{ cm}^4$$

Módulo de sección de la fibra inferior S_{si}

$$S_{si} = \frac{I}{\hat{Y}}$$

$$S_{si} = \frac{40763952,1}{98,89}$$

$$S_{si} = 412219,74 \text{ cm}^3$$

Resumen de Propiedades Geométricas de la Sección Simple

Fibra Inferior		Fibra Superior	
I _{ss} =	40763952,1	I _{ss} =	40763952,08
Ŷ _{si} =	98,8888889	Ŷ _{ss} =	66,11111111
S _{si} =	412219,74	S _{ss} =	616597,5945

Donde:

Ŷ_{ss} = Distancia del centro de gravedad de la sección a la fibra superior

S_{ss} = Módulo de sección de la fibra superior

6.6.8.2.3.2 Propiedades geométricas de la sección compuesta (Sección formada por la viga y losa)

Para obtener las propiedades geométricas de la sección compuesta debemos considerar que la resistencia de la losa es menor que la resistencia de la viga, por tanto el ancho de la losa para este cálculo se reduce a:

Relación de módulos

Módulo de elasticidad del concreto

$$E_c = 8500\sqrt{f'_c} + 110000 \quad \left(\frac{kg}{cm^2}\right) \quad \text{Ecuación 6. 1}$$

Módulo de elasticidad(viga) = $8500\sqrt{400} + 110000$

Módulo de elasticidad (viga) = 280000 Kg/cm²

Módulo de elasticidad (losa) = $8500\sqrt{250} + 110000$

Módulo de elasticidad (losa) = 244396,8 Kg/cm²

Relación de módulos = $280000 \text{ Kg/cm}^2 / 244396,8 \text{ Kg/cm}^2$

Relación de módulos = 1.146

Reducción del ancho de la losa = $b = 250 \text{ cm} / 1.146$

$b = 218.21 \text{ cm}$ (ancho de la losa reducido)

Fuente :<http://www.anippac.org.mx/capitulo04.pdf>. Pág. 71

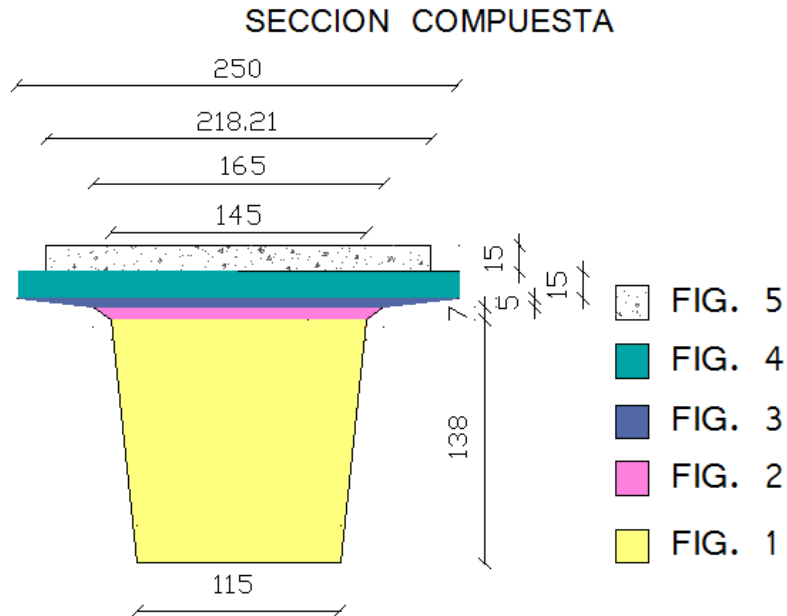


FIGURA	AREA(cm2)	a	b	h	I _{cg}
1	17940	115	145	138	71,65
2	1085	145	165	7	3,58
3	1037,5	165	250	5	2,67
4	3750		250	15	7,50
5	3273,15		218,21	15	7,50

Propiedades geométricas de la sección compuesta

SECCION COMPUESTA LLENA								
ELEMENTO	A	Y	AY	AY ²	a	b	h	I
1	17940	71,65	1285470	92108869,62	115	145	138	28344430,38
2	1085	141,58	153609,167	21747259,06	145	165	7	4424,27
3	1037,5	147,67	153208,333	22624379,18	165	250	5	2131,23
4	3750	157,50	590625	93023437,5		250	15	70312,50
5	3273,15	172,50	564618,375	97396669,69		218,21	15	61371,56

SECCION COMPUESTA HUECA								
ELEMENTO	A	Y	AY	AY ²	a	b	h	I
A	-810	25,21	-20416,6667	-514617,627	71	91	10	-6715,71
B	-10815	84,54	-914287,5	-77292800,1	91	115	105	-9891324,94
C	-1050	139,84	-146833,333	-20533359,8	115	95	10	-8723,54
Σ	14410,65		1665993,38	228559837,6				18575905,76

Resumen de Propiedades Geométricas de la Sección Compuesta

Fibra Inferior		Fibra Superior	
Isc=	54532777,8	Isc=	54532777,78
Ŷci=	115,608482	Ŷcs=	64,39151773
Sci=	471702,22	Scs=	846893,81

Donde:

Ŷci = Distancia del centro de gravedad de la sección a la fibra inferior

Sci = Módulo de sección de la fibra inferior

Ŷcs = Distancia del centro de gravedad de la sección a la fibra superior

Scs = Módulo de sección de la fibra superior

6.6.8.2.4 Análisis de cargas

6.6.8.2.4.1 Carga por peso propio de la viga (Wpp)

$$W_{pp} = 1.11m^2 * 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$W_{pp} = 2673 \text{ Kg/m}$$

6.6.8.2.4.2 Carga de losa (Wlosa)

$$W_{losa} = 2.5m * 0.15m * 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$W_{losa} = 900 \text{ Kg/m}$$

6.6.8.2.4.3 Carga Muerta

6.6.8.2.4.3.1 Peso propio de baranda (Wb)

Según lo mencionado en **6.6.5.2.1.1.3 Barandas para peatones**, la sobrecarga de diseño para barandas es 0.73 N/mm)

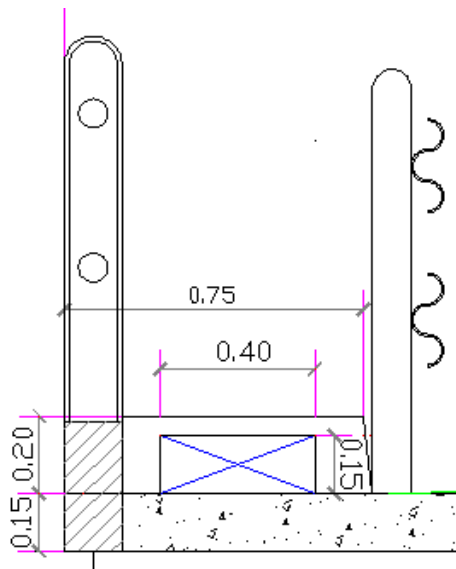
$$W_b = 0,73 \text{ N/mm}$$

Transformando

$$W_b = (0,73 * 1000) / 9.8066$$

$$W_b = 74.44 \text{ Kg/m}$$

6.6.8.2.4.3.2 Peso propio de la Acera (Wac)



Área de hormigón en acera = (ancho * altura) - área del bloque

$$\text{Área de hormigón en acera} = 0.75 \text{ m} * 0.2 \text{ m} - 0.15 \text{ m} * 0.4 \text{ m}$$

$$\text{Área de hormigón en acera} = 0.15 \text{ m}^2 - 0.06 \text{ m}^2$$

$$\text{Área de hormigón en acera} = 0.09 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso propio del hormigón en acera} = 0.09 \text{ m}^2 * 2400 \text{ Kg/m}^3$$

Peso propio del hormigón en acera = 216Kg/m

Peso del bloque de 15cm = 8kg

Peso propio del alivianamiento = 8 bloques/m² * 8kg

Peso propio del alivianamiento = 64 Kg/m²

$$W_{ac} = 216 \text{Kg/m}^2 + (0.75 \text{m} * 64 \text{Kg/m}^2)$$

$$W_{ac} = 264 \text{Kg/m}^2$$

6.6.8.2.4.3.3 Peso Asfalto (W_{asf})

$$W_{asf} = 2.5 * 0.1 \text{m} * 2200 \text{Kg/m}^3$$

$$W_{asf} = 550 \text{Kg/m}$$

$$W_{CM} = W_{asf} + W_b + W_{ac}$$

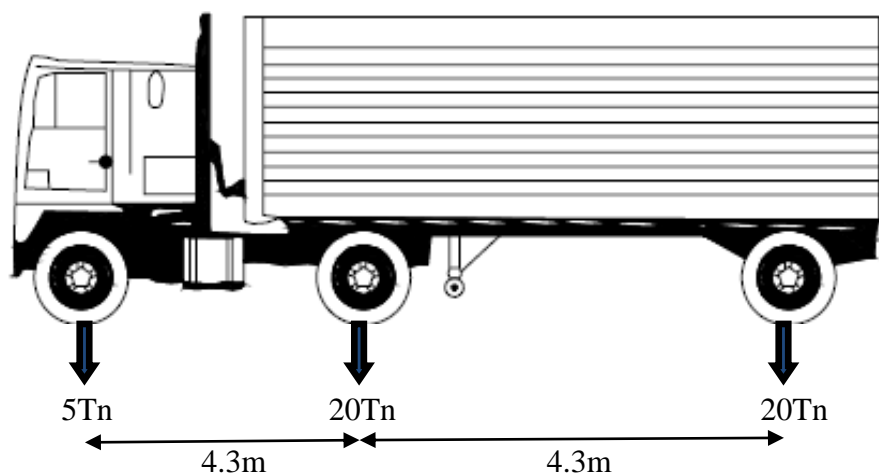
$$W_{CM} = 550 \text{Kg/m} + 74.44 \text{Kg/m} + 264 \text{Kg/m}$$

$$W_{CM} = 888.44 \text{Kg/m}$$

6.6.8.2.4.4 Carga Viva

6.6.8.2.4.4.1 Carga Vehicular (W_{VEH})

Se aplicará la Carga del Camión HS - MOP (Ver pág. 82).



6.6.8.2.4.5 Momento máximo al centro del claro

Como una viga simplemente apoyada

$$M = \frac{WL^2}{8}$$

6.6.8.2.4.5.1 Momento por peso propio de la viga (M_{pp})

$$M_{pp} = (2673 \text{ Kg/m} * 40^2 \text{ m}^2) / 8$$

$$M_{pp} = 534600 \text{ Kg*m}$$

6.6.8.2.4.5.2 Momento por peso propio de la losa (M_{losa})

$$M_{losa} = (900 \text{ Kg/m} * 40^2 \text{ m}^2) / 8$$

$$M_{losa} = 180000 \text{ Kg*m}$$

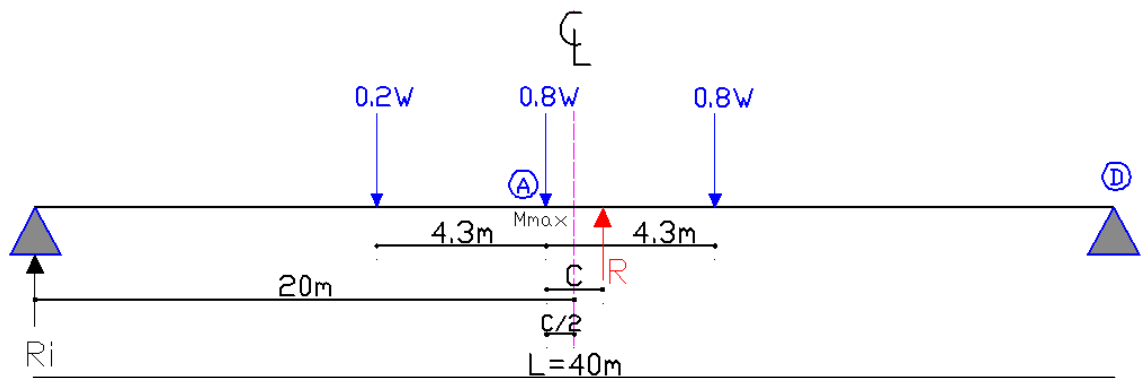
6.6.8.2.4.5.3 Momento por Carga Muerta (M_{CM})

$$M_{CM} = (888.44 \text{ Kg/m} * 40^2 \text{ m}^2) / 8$$

$$M_{CM} = 177688 \text{ Kg*m}$$

6.6.8.2.4.5.4 Momento por Carga Viva (M_{CV})

Aplicación del Teorema de Barre en el Camión HS - MOP



$$\Sigma F_Y = 0$$

$$-0.2W - 0.8W - 0.8W + R = 0$$

$$R = 1.8W$$

$$\Sigma M_A = 0$$

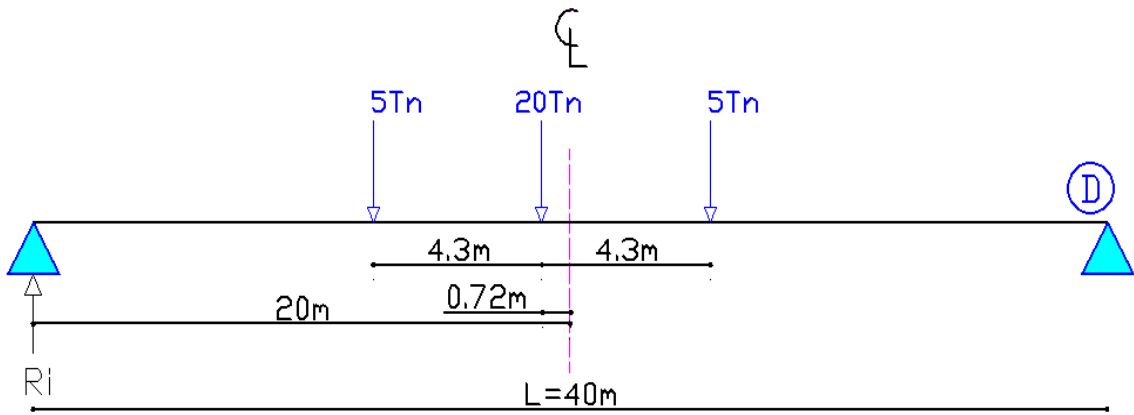
$$-0.2W(4.30m) - R(c) - 0.8W(4.30m) = 0$$

$$1.8W(c) = 2.58 W * m$$

$$c = \frac{2.58 W * m}{1.8 W}$$

$$c = 1.44 m$$

$$c/2 = 0.72 m$$



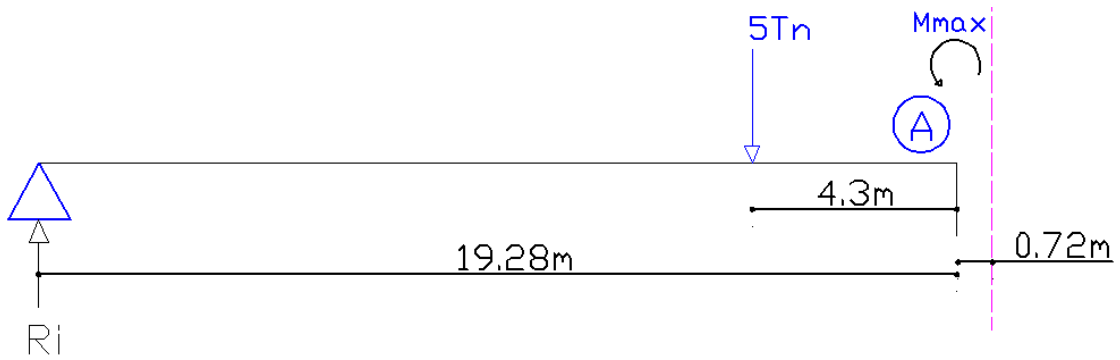
$$\Sigma M_D = 0$$

$$-R_i(40m) + 5Tn(20m + 0.72m + 4.30m) + 20Tn(20 + 0.72) + 20Tn(20Tn + 0.72Tn - 4.30Tn) = 0$$

$$-R_i(40m) = 125Tn * m + 414.4Tn * m + 328.4Tn * m$$

$$R_i = \frac{867.8 Tn * m}{40m}$$

$$R_i = 21.70 Tn$$



$$\sum M_A = 0$$

$$-R_i(19.28m) + 5Tn(4.3m) + Mmax = 0$$

$$-21.70Tn(19.28m) + 5Tn(4.3m) + Mmax = 0$$

$$Mmax = 396.88 Tn * m$$

Momento por viga

$$M_{cv} = \frac{M_{max} * fe}{\# \text{ Hileras de llantas}}$$

$$M_{cv} = \frac{396.88 Tn * m * 1.2}{2}$$

$$M_{cv} = 238.128 Tn * m$$

$$M_{cv} = 238128 Kg * m$$

$$M_1 = M_{pp} + M_{losa}$$

$$M_1 = 534600 Kg * m + 180000 Kg * m$$

$$M_1 = 714600 Kg * m$$

$$M_2 = M_{CM} + M_{CV}$$

$$M_2 = 177688 Kg * m + 238128 Kg * m$$

$$M_2 = 415816 Kg * m$$

6.6.8.2.5 Cálculo de la fuerza de presfuerzo inicial

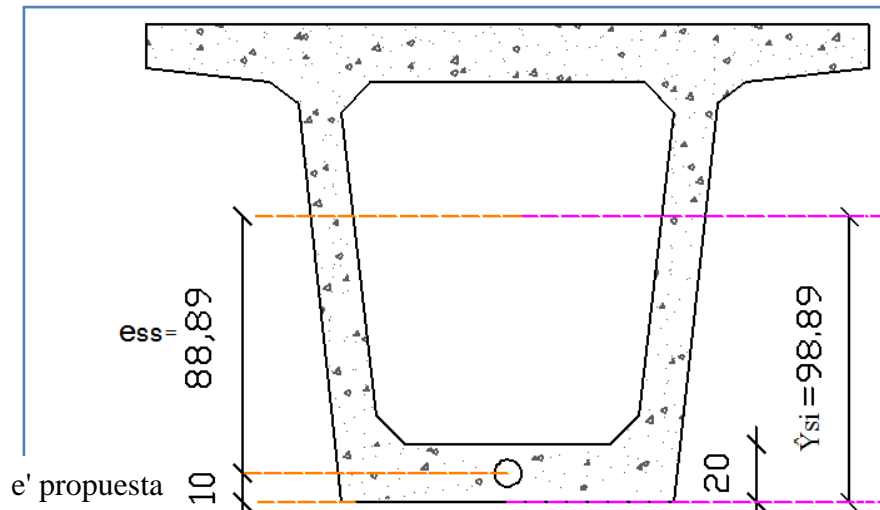
Esfuerzo permisible del concreto

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

Tabla 6.7 Esfuerzos permisibles después de la transferencia

$$f_p^+ = 1.6\sqrt{400}$$
$$f_p^+ = 32 \text{ Kg/cm}^2$$

e' propuesto = Valor propuesto de la distancia del centro de gravedad del acero a la fibra inferior como se muestra en la figura a continuación:



$$e' \text{ propuesto} = 20 \text{ cm}/2$$

$$e' \text{ propuesto} = 10 \text{ cm}$$

6.6.8.2.5.1 Excentricidad de la sección simple (e_{ss}) = distancia desde el centro de gravedad del acero al centro de gravedad de la sección simple.

$$e_{ss} = \hat{Y}_{si} - e'$$

$$e_{ss} = 98.89 \text{ cm} - 10 \text{ cm}$$

$$e_{ss} = 88.89 \text{ cm}$$

6.6.8.2.5.2 Fuerza de presfuerzo inicial (Pi)

$$P_i = \frac{\left(\frac{M_1}{S_{si}} + \frac{M_2}{S_{ci}} - f_p^+\right)}{\left(\frac{1}{A_{ss}} + \frac{e_{ss}}{S_{si}}\right)} \quad \text{Ecuación 9}$$

$$P_i = \frac{\left(\frac{714600 * 100 \text{ Kg} * \text{cm}}{412219,74 \text{ cm}^3} + \frac{415816 * 100 \text{ Kg} * \text{cm}}{471702,22 \text{ cm}^3} - 32\right)}{\left(\frac{1}{11137,5} + \frac{88,89 \text{ cm}}{412219,74 \text{ cm}^3}\right)}$$

$$P_i = 751441.5 \text{ Kg}$$

$$P_i = 751 \text{ Tn}$$

6.6.8.2.6 Cálculo del número de torones

Esfuerzo de tensado propuesto = 0.78 f_{pu}, de acuerdo a lo expuesto anteriormente bajo el tema 6.6.5.6.1.1.2 Esfuerzos permisibles en el presfuerzo.

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 0.82 f_{py}.

Inicialmente se estima una pérdida del 18%, de acuerdo a lo mencionado en 6.6.4.2.1.2.1 Esfuerzo máximo

$$N = \frac{P_i}{(0.78 - 0.2) f_{sr} * A_{sp}}$$

Generalmente se utiliza torones de ϕ 1/2 " el área de estos lo encontramos en la **Tabla 6.1** Requisitos de Resistencia a la Rotura de este capítulo.

$$A_{sp} = 0.987 \text{ cm}^2$$

$$A_{sp} \approx 1.00 \text{ cm}^2$$

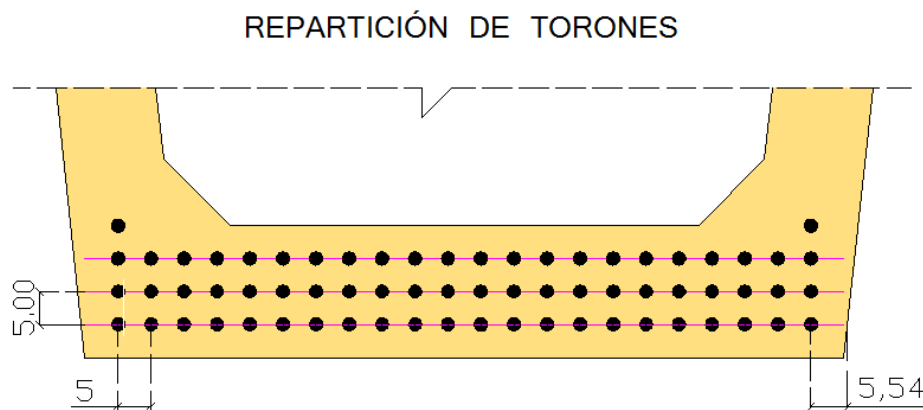
$$N = \frac{751441.5 \text{ Kg}}{0.61 * 19000 * 1}$$

$$N = 68.2 \text{ Torones}$$

$$N \approx 68 \text{ Torones}$$

Repartición de los torones: Debe cumplir con la separación mínima y recubrimiento.

Se usarán 68 torones repartidos en 3 hileras de 22 torones y 1 hilera de 2 torones como se muestra a continuación:



6.6.8.2.7 Excentricidad del presfuerzo (e_{ss})

$$e' = ((5\text{cm} * 22) + (10\text{cm} * 22) + (15\text{cm} * 22) + (20\text{cm} * 2)) / 68$$

$$e' = (110 + 220 + 330 + 40) / 68$$

$$e' = 10.29 \text{ cm}$$

$$e_{ss} = \hat{Y}_{si} - e'$$

$$e_{ss} = 98.89\text{cm} - 10.29\text{cm}$$

$$e_{ss} = 88.59 \text{ cm}$$

6.6.8.2.8 Cálculo de Pérdidas

6.6.8.2.8.1 Pérdidas instantáneas o inmediatas

6.6.8.2.8.1.1 Acortamiento elástico

Cálculo:

Según lo mostrado en el tema 6.6.4.2.2.1 Módulo de Elasticidad (E_p)

$$E_p = 197.000 \text{ MPa} = 2009400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_{ci} = \frac{\gamma^{1.5} \sqrt{f'ci}}{7.3} \quad \text{Ecuación 6.17}$$

$$E_{ci} = \frac{2400 \text{ Kg/cm}^2 \cdot 1.5 \sqrt{0.8 * 400 \text{ Kg/cm}^2}}{7.3}$$

$$E_{ci} = 2.88 * 10^5 \text{ Kg/cm}^2$$

Se estima que las pérdidas por acortamiento elástico y por relajación instantánea son alrededor del 7%. Después de la transferencia sea cercano a $0.7f_{pu}$, que es menor a al esfuerzo máximo de $0.74f_{pu}$.

Fuente :<http://www.anippac.org.mx/capitulo04.pdf>. Pág. 72

Después de realizar varias veces el cálculo de pérdidas inmediatas se obtuvo pérdidas de alrededor del 7%, por lo que se propone un esfuerzo de tensado de 0.77 como ya se mencionó:

$$f_{pj} = 0.77 f_{pu}$$

$$f_{pj} = 0.77 * 19000$$

$$f_{pj} = 14630 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P = N * f_{pj} * A_{sp} \quad \text{Ecuación 6.16}$$

$$P = 68 * 14630 \text{ Kg/cm}^2 * 1 \text{ cm}^2$$

$$P = 994840 \text{ Kg}$$

$$P = 994.8 \text{ Tn}$$

$$e = y_{ss} = 88.59 \text{ cm}$$

$$fcgp = -\frac{P}{A_{ss}} - \frac{Pe}{I_{ss}} y_{ss} + \frac{M_{pp}}{I_{ss}} y_{ss} \quad \text{Ecuación 6.15}$$

$$fcgp = -\frac{994840 \text{ Kg}}{11137,5 \text{ cm}^2} - \frac{994840 * 88.59^2 \text{ Kg}}{40763952,1 \text{ cm}^2} + \frac{534600 * 100 * 88.59 \text{ Kg}}{40763952,1 \text{ cm}^2}$$

$$fcgp = -89.32 \text{ Kg/cm}^2 - 191.55 \text{ Kg/cm}^2 + 116.19 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fcgp = -164.69 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fcgp = 164.69 \text{ Kg/cm}^2$$

Según lo indicado en el tema 6.6.5.7.1.1.1 Acortamiento elástico

$$\frac{N-1}{2N} \approx 0.5$$

$$\Delta_{ES} = \frac{N-1}{2N} \frac{E_p}{E_{ci}} fcgp$$

$$\Delta_{f_{ES}} = 0.5 * \frac{2009400 \text{ Kg/cm}^2}{2.88 * 10^5 \text{ Kg/cm}^2} 164.69 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta_{f_{ES}} = 574.30 \text{ Kg/cm}^2$$

Porcentaje de pérdida de esfuerzo por acortamiento elástico

$$\% \Delta f_{ES} = \frac{\Delta f_{ES}}{f_{pu}} * 100$$

$$\% \Delta f_{ES} = \frac{574.30}{19000} * 100$$

$$\% \Delta f_{ES} = 0,0302 * 100$$

$$\% \Delta f_{ES} = 3.02\%$$

6.6.8.2.8.1.2 Deslizamiento del anclaje o Acuñaamiento de los Anclajes

Los valores de cantidad de desplazamiento (δL) pueden variar de 1mm a 10 mm, el recomendado 6mm según ASSHTO:

$$\delta L = 6\text{mm} = 0.6 \text{ cm}$$

Para obtener el ángulo de desviación de los tendones α se utilizará la siguiente fórmula:

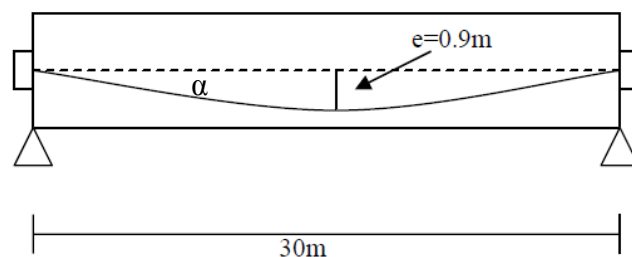
$$\alpha = \tan^{-1} \frac{4e}{L}$$

Fuente: <http://www.construaprende.com/capitulo02.pdf>, pág

Donde:

e = Es la excentricidad en el centro del claro, medida desde el centro del acero de presfuerzo hasta la curvatura intencional que se le da al acero, como se observa en la figura como ejemplo.

L= Longitud total de la viga



Fuente: <http://www.construaprende.com/capitulo02.pdf>, pág. 7

La excentricidad que se le proporcionará en este caso es de apenas 5cm, este valor es muy pequeño ya que el espaciamiento vertical entre hilera de torones es de 5 cm

$$\alpha = \tan \alpha = \frac{4(0.05m)}{40m}$$

$$\alpha = \tan \alpha = \frac{4(0.05m)}{40m}$$

$$\alpha = \text{Tang } \alpha = 0.005\text{rad}$$

Esfuerzo de tensado después de la transferencia(f_i), el mismo que se estimo de 0.7 fpu una vez presentadas las pérdidas inmediatas.

$$f_i = 0.7f_{pu}$$

$$f_i = 0.7 * 19000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_i = 13300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L1 = \sqrt{\frac{\delta L * E_p}{f_i \left(\frac{\mu \sum \alpha}{L} + K \right)}} \quad \text{Ecuación 6. 19}$$

$$K = 6.6 * 10^{-4} \text{ (1/m)}$$

$\mu = 0.25(1/\text{rad})$ (Ver. **Tabla 6.10** Coeficientes de fricción para tendones de postensado)

$$L1 = \sqrt{\frac{0.6\text{cm} * 2009400 \text{ Kg/cm}^2}{13300 \text{ Kg/cm}^2 \left(\frac{0.25 * 0.005}{40\text{m}} + 6.6 * \frac{10^{-4}}{\text{m}} \right)}}$$

$$L1 = \sqrt{\frac{1205640 \text{ Kg/cm}}{13300 \text{ Kg/cm}^2 \left(\frac{0.00069125}{100\text{cm}} \right)}}$$

$$L1 = \sqrt{\frac{1205640 \text{ Kg/cm}}{0.09193625 \text{ Kg/cm}^3}}$$

$$L1 = \sqrt{13113869,67 \text{ cm}^2}$$

$$L1 = 3621,31 \text{ cm}$$

$$L1 = 36,21 \text{ m}$$

$$\Delta f_{PA} = \frac{\delta L}{L1} E_p \quad \text{Ecuación 6. 18}$$

$$\Delta f_{PA} = \frac{0.6 \text{ cm}}{36.21 \text{ cm}} * 2009400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{PA} = 332.93 \text{ Kg/cm}^2$$

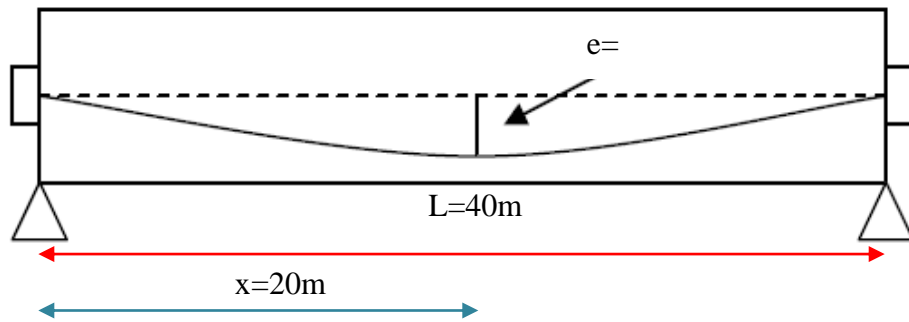
Porcentaje de pérdida de esfuerzo por deslizamiento del anclaje

$$\% \Delta f_{PA} = \frac{332.93 \text{ Kg/cm}^2}{19000 \text{ Kg/cm}^2} * 100$$

$$\% \Delta f_{PA} = 0,0175 * 100$$

$$\% \Delta f_{PA} = 1,75\%$$

6.6.8.2.8.1.3 Fricción



$$K=6.6 \cdot 10^{-4} \text{ (1/m)}$$

Tabla 6.10 Coeficientes de fricción para tendones de postensado

$$x = L/2$$

$$x = 40\text{m} / 2$$

$$x = 20\text{m}$$

$\mu = 0.25(1/\text{rad})$ (Ver. **Tabla 6.10** Coeficientes de fricción para tendones de postensado)

Valor propuesto para darle por los menos una pequeña curvatura $e = 0.05\text{m}$

El valor de α se calcula así:

$$\alpha = \text{Tang } \alpha = 4 * \frac{e}{L}$$

$$\alpha = \text{Tang } \alpha = 4 * \frac{0.05 \text{ m}}{40\text{m}}$$

$$\alpha = \text{Tang } \alpha = 0.005 \text{ rad}$$

$$f_{pj} = 0.77 * 19000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{pj} = 14630 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} (1 - e^{-(Kx + \mu\alpha)})$$

Ecuación 6.20

$$\Delta f_{pF} = 14630 \left(1 - e^{-\left(6.6 \cdot 10^{-4} \frac{1}{m} \cdot 20m + 0.25 \frac{1}{\text{rad}} \cdot 0.005 \text{rad} \right)} \right)$$

$$\Delta f_{pF} = 14630 (1 - e^{-(0.0132 + 0.00125)})$$

$$\Delta f_{pF} = 14630 (1 - e^{-(0.01445)})$$

$$\Delta f_{pF} = 14630 (1 - 0.986)$$

$$\Delta f_{pF} = 14630 (0.014)$$

$$\Delta f_{pF} = 209.88 \text{ Kg/cm}^2$$

Porcentaje de pérdida de esfuerzo por fricción

$$\% \Delta f_{pF} = \frac{209.88}{19000} * 100$$

$$\% \Delta f_{pF} = 0,0110 * 100$$

$$\% \Delta f_{pF} = 1,10\% \text{ de } f_{pu}$$

6.6.8.2.8.1.4 Relajación Instantánea o en el Momento de la Transferencia

Para cables de baja relajación

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log_{10}(t)}{40.0} \left[\frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0.55 \right] f_{pj} \quad \text{Ecuación 6.22}$$

$$f_{pu} = 19000 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo de fluencia del acero se calcula de la siguiente manera:

$$f_{py} = 0.9 f_{pu} \text{ (Ver. Tabla 6.2 Propiedades de los cables y barras de pretensado)}$$

$$f_{py} = 0.9 * 19000 \text{Kg/cm}^2$$

$$f_{py} = 17100 \text{Kg/cm}^2$$

Se considera que la transferencia se efectuara 18 horas después del tensado.

Fuente: <http://www.anippac.org.mx/capitulo04.pdf>, pág. 72

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log\left(\frac{t}{t_0}\right)}{40.0} \left[\frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0.55 \right] f_{pj}$$

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log\left(\frac{18}{1}\right)}{40.0} \left[\frac{14630 \text{Kg/cm}^2}{17100 \text{Kg/cm}^2} - 0.55 \right] 14630 \text{Kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{pR1} = 140.28 \text{Kg/cm}^2$$

Porcentaje de pérdida de esfuerzo por relajación instantánea

$$\% \Delta f_{pR1} = \frac{140.28 \text{Kg/cm}^2}{19000 \text{Kg/cm}^2} * 100$$

$$\% \Delta f_{pR1} = \mathbf{0.0074} * 100$$

$$\% \Delta f_{pR1} = 0.74\%$$

Esfuerzo en el torón inmediatamente después de la transferencia=f

$$f = 0.77 - 0.03 - 0.018 - 0.011 - 0.0074$$

$$f = 0.704$$

$$f \approx 0.70$$

El valor debe ser menor al esfuerzo máximo que permiten los reglamentos.

6.6.8.2.8.2 Pérdidas dependientes del tiempo o diferidas

6.6.8.2.8.2.1 Flujo Plástico o Fluencia Lenta

$$\Delta f_{pCR} = 12.0 f_{cgp} - 7.0 \Delta f_{cdp} \geq 0 \quad \text{Ecuación 6. 23}$$

$$f_{cdp} = \frac{(M_{losa} + M_{CMA}) * e_{ss}}{I_{ss}} \quad \text{Ecuación 6. 24}$$

$$f_{cdp} = \frac{(180000 * 100 + 177688 * 100) * 88.59}{40763952,1}$$

$$f_{cdp} = 77.74 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{pCR} = 12 f_{cgp} - 7 f_{cdp} \geq 0$$

$$\Delta f_{pCR} = 12 * 164.69 - 7 * 77.74 \geq 0$$

$$\Delta f_{pCR} = 1432.12 \text{ Kg/cm}^2 \geq 0$$

Porcentaje de pérdida de esfuerzo por Flujo Plástico o Fluencia Lenta

$$\% \Delta f_{pCR} = \frac{1432.12 \text{ Kg/cm}^2}{19000 \text{ Kg/cm}^2} * 100$$

$$\% \Delta f_{pR1} = 0.0754 * 100$$

$$\% \Delta f_{pR1} = 7.54\%$$

6.6.8.2.8.2.2 Contracción

$$\Delta f_{pSR} = (93 - 0,85H) \text{ (MPa)}$$

Ecuación 6.25

H = 70% de la Tabla 6.11 Porcentaje de Humedad relativa

$$\Delta f_{pSR} = (93 - 0,85*70)*10.2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{pSR} = 341.7 \text{ Kg/cm}^2$$

Porcentaje de pérdida de esfuerzo por contracción

$$\% \Delta f_{pSR} = \frac{341.7 \text{ Kg/cm}^2}{19000 \text{ Kg/cm}^2} * 100$$

$$\% \Delta f_{pSR} = 0.018 * 100$$

$$\% \Delta f_{pSR} = 1.8\%$$

6.6.8.2.8.2.3 Relajación Diferida

Con la siguiente formula se obtiene la relajación en MPa para obtenerla en Kg/cm² la transformamos:

$$\Delta f_{pR2} = 138 * 10.2 - 0.3\Delta f_{pF} - 0.4\Delta f_{pES} - 0.2(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR}) \text{ MPa}$$

Ecuación 6.26

$$\Delta f_{pR2} = 1408 - 0.3\Delta f_{pF} - 0.4\Delta f_{pES} - 0.2(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR}) \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{pR2} = \frac{1408 \text{ Kg}}{\text{cm}^2} - 0.3 * 209.88 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} - 0.4 * 574.30 -$$

$$-0.2 \left(341.7 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} + 1432.12 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right)$$

$$\Delta f_{pR2} = 760.55 \text{ Kg/cm}^2$$

Según el artículo **5.9.5.4.4c** de la ASSHTO para aceros de baja relajación se debe utilizar el 30 por ciento de Δf_{pR2} dado por las **Ecuaciones 6.26**, para obtener la relajación diferida (Δf_{pRi})

Δf_{pRi} = Pérdida por relajación del acero después de la transferencia (Kg/cm^2)

$$\Delta f_{pRi} = 0.3 * \Delta f_{pR2}$$

$$\Delta f_{pRi} = 0.3 * 760.55 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{pRi} = 228.17 \text{ Kg/cm}^2$$

Porcentaje de pérdida de esfuerzo por Relajación Diferida

$$\% \Delta f_{pSR} = \frac{228.17 \text{ Kg/cm}^2}{19000 \text{ Kg/cm}^2} * 100$$

$$\% \Delta f_{pSR} = 0.012 * 100$$

$$\% \Delta f_{pSR} = 1.2\%$$

TABLA DE RESUMENES DE LAS PERDIDAS

PERDIDA	Δf (Kg/cm^2)	$\% \Delta f$	$\% \text{fsr}$
<i>Acortamiento Elástico</i>	574,30	3,93	3,02
<i>Relajación Instantánea</i>	140,29	0,96	0,74
<i>Deslizamiento de los Anclajes</i>	332,93	2,28	1,75
<i>Fricción</i>	209,88	1,435	1,105
<i>Fluencia Lenta</i>	1432,12	9,79	7,54
<i>Contracción</i>	341,7	2,34	1,80
<i>Relajación Diferida</i>	228,17	1,56	1,20
Σ TOTAL	3259,38	22,28	17,15

$\% \text{fsr}$ = Porcentaje de pérdida de esfuerzo de los cables de presfuerzo

$\% \Delta f$ = Porcentaje de pérdida de esfuerzo de tensado de los torones

6.6.8.2.9 Esfuerzo resultante

$$f_{\text{final}} = f_{\text{pj}} - \sum \Delta f \quad \text{Ecuación 6.27}$$

$$f_{\text{final}} = 14630 \text{ Kg/cm}^2 - 3259.38 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{\text{final}} = 11370.62 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo final deberá ser menor al esfuerzo de tensado en un 15%-30%.

$$\Delta\% = \frac{14630 \text{ Kg/cm}^2 - 11370.62 \text{ Kg/cm}^2}{14630 \text{ Kg/cm}^2} * 100$$

$$\Delta\% = 22.28 \% \quad \text{OK}$$

6.6.8.2.10 Carga final de Presfuerzo

$$P = N * f_{\text{final}} * Asp \quad \text{Ecuación 6.28}$$

$$P = 68 * 11370.62 * 1$$

$$P = 773202.43 \text{ Kg}$$

$$P \approx 773 \text{ Tn}$$

6.6.8.2.11. Diseño elástico al centro del claro

Esfuerzo final en la fibra inferior:

$$f_i = -\frac{P}{A_{ss}} - \frac{Pe}{S_{si}} + \frac{M_1}{S_{si}} + \frac{M_2}{S_{sci}} \leq 1.6 \sqrt{f'_c} \quad \text{Ecuación 6.29}$$

$$f_i = \frac{773202.43}{11137.5} - \frac{773202.43 * 88.59}{412219.74} + \frac{71460000}{412219.74} + \frac{41581600}{471702.22} \leq 1.6 \sqrt{400}$$

$$f_i = -69.42 - 166.18 + 173.35 + 88.15 \leq 32 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_i = 25.91 \text{ Kg/cm}^2 < 32 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo final en la fibra superior:

$$f_s = -\frac{P}{A_{SS}} + \frac{Pe}{S_{SS}} - \frac{M_1}{S_{SS}} - \frac{M_2}{I_{sc}} * (\hat{Y}_{cs} - H_{losa}) \leq 1.6 \sqrt{f'_c} \quad \text{Ecuación 6.30}$$

$$f_s = -\frac{773202.43}{11137.5} + \frac{773202.43 * 88.59}{616597.59} - \frac{71460000}{616597.59} - \frac{41581600}{54532777.8} * (64.39 - 15) \leq 0.45 f'_c$$

$$f_s = -69.42 + 111.1 - 115.89 - 37.66 \leq 180 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = -111.88 \leq 180 \text{ Kg/cm}^2$$

6.6.8.2.12. Resistencia a la Flexión

6.6.8.2.12. 1 Momento Ultimo (Mu)

6.6.8.2.12. 1.1 Momento Carga Muerta (M_{cm})

6.6.8.2.12. 1.1.1 Carga Muerta (W_{cm₁})

$$W_{cm_1} = 2673 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{m}} \right) + 900 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{m}} \right) + 846.44 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{m}} \right)$$

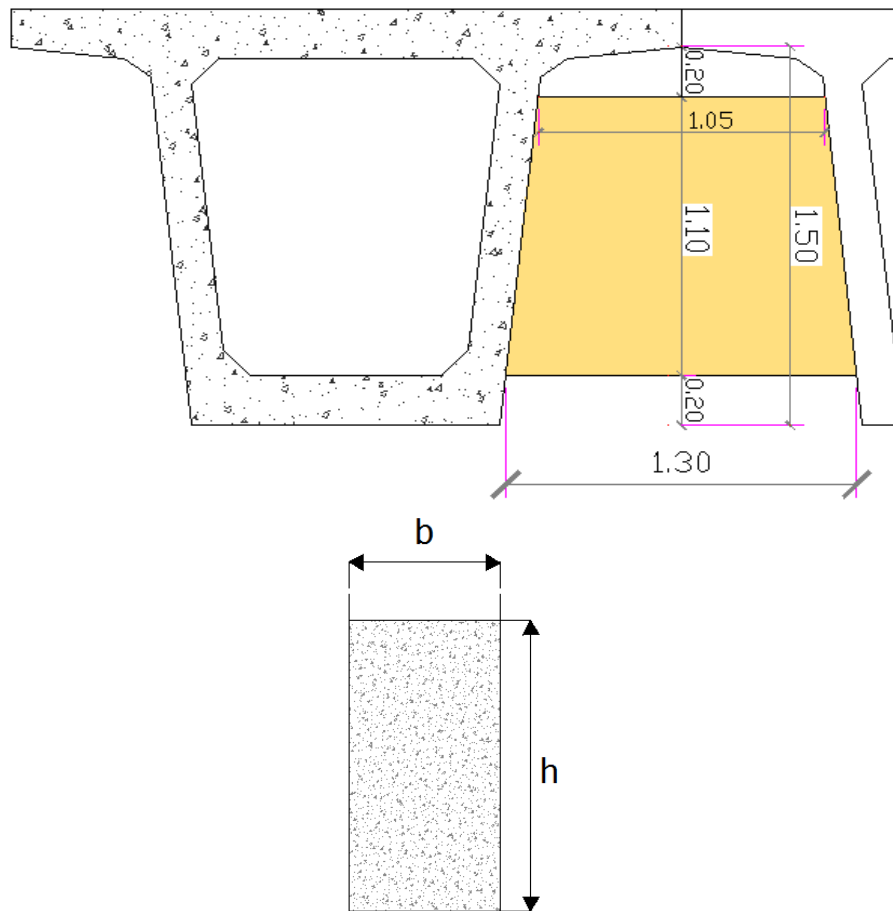
$$W_{cm_1} = 4461.44 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{m}} \right)$$

$$M_{CM1} = \frac{W_{cm} * L^2}{8}$$

$$M_{CM1} = \frac{4461.44 * 40^2}{8}$$

$$M_{CM1} = 892288 \text{ Kg} * \text{m}$$

Diafragma



$$h \text{ asumido} = 1.50\text{m} - 0.20\text{m} - 0.20\text{m}$$

$$h \text{ asumido} = 1.10\text{m} = h$$

$$b \approx \frac{h}{3}$$

$$b \approx \frac{1.10\text{m}}{3}$$

$$b \approx 0.35\text{m}$$

Peso propio del diafragma ($P_{p\text{Diafragma}}$)

$$Area_{\text{Diafragma}} = \left(\frac{1.05\text{m} + 1.3\text{m}}{2} \right) * 1.10\text{m}$$

$$Area_{\text{Diafragma}} = 1.29\text{m}^2$$

$$Volumen_{Diafragma} = 0.35m^2 * 1.29m^2$$

$$Volumen_{Diafragma} = 0.45m^3$$

$$Pp_{Diafragma} = 0.45m^3 * 2.4 Tn/m^3$$

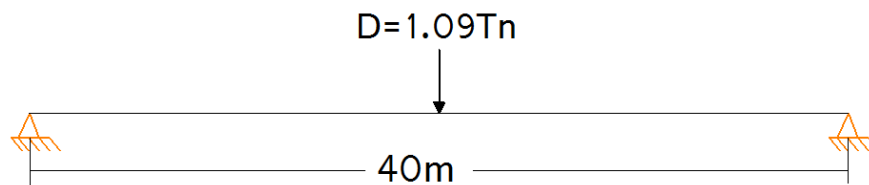
$$Pp_{Diafragma} = 1.09 Tn$$

$$Pp_{Diafragma} = 1085.7 Kg = D$$

6.6.8.2.12. 1.1.2 Momento producido por el diafragma (M_{cm2})

Se colocará un diafragma de acuerdo con la Referencia 6.6.5.2.1.1.5.2 Diafragmas intermedios de la Pág. 78

$$M_{CM2} = \frac{D * L}{4}$$



$$M_{CM2} = \frac{1085.7 Kg * 40m}{4}$$

$$M_{CM2} = 10857 Kg * m$$

$$M_{CM} = M_{CM1} + M_{CM2}$$

$$M_{CM} = 892288 + 10857$$

$$M_{CM} = 903145 Kg * m$$

6.6.8.2.12.1.2 Momento Carga viva por viga

$$M_{cv} = \frac{M_{max} * fe}{\# Hileras de llantas}$$

$$M_{cv} = \frac{396.88 Tn * m * 1.2}{2}$$

$$M_{cv} = 238.128 Tn * m$$

$$M_{cv} = 238128 Kg * m$$

6.6.8.2.12.1.3 Momento por impacto (M_I)

Coeficiente de Impacto

$$I = \frac{15.24}{L + 38} \leq 30\%$$

Fuente: [http://www.anippac.org.mx/capitulo 04](http://www.anippac.org.mx/capitulo%2004), Pág. 64

$$I = \frac{15.24}{40 + 38} \leq 30\%$$

$$I = 0.195 < 0.3$$

$$M_I = 238128 * 0.195 \text{ Kg} * m$$

$$M_I = 46434.96 \text{ Kg} * cm$$

Momento último (M_u)

$$M_u = 1.25(M_{CM} + 1.75(M_{CV} + M_I)) \quad \text{Ecuación 6. 53c}$$

$$M_u = 1.25(903145 * 100 + 1.75(238128 * 100 + 46434.96 * 100))$$

$$M_u = 175141272.5 \text{ Kg} * cm$$

6.6.8.2.12.2 Esfuerzo del presfuerzo al momento de la falla (f_{sp})

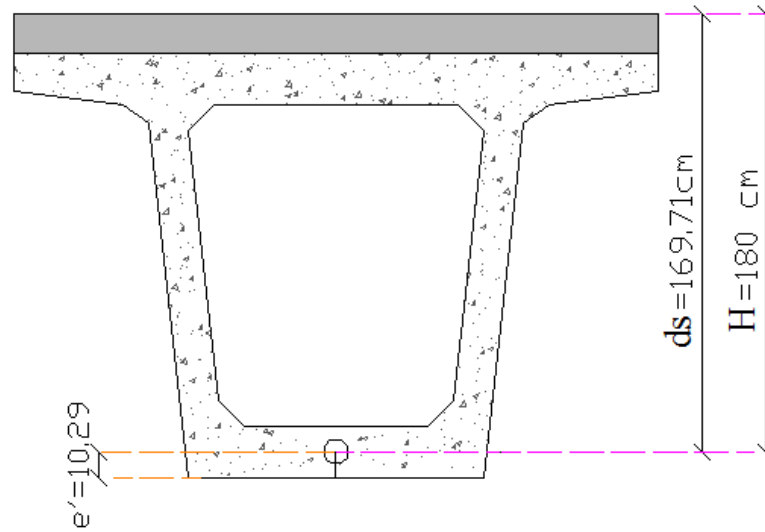
$$f_{sp} = f_{pu} [1 - 0.5(q_p + q - q')] \quad \text{Ecuación 6. 38}$$

$$P_p = \frac{A_{ps}}{bd_s} \quad \text{Ecuación 6. 40}$$

$$ds = 180\text{cm} - e'$$

$$ds = 180\text{cm} - 10.29 \text{ cm}$$

$$ds = 169.71 \text{ cm}$$



$$P_p = \frac{68 * 1.0}{250 * 169.71}$$

$$P_p = 0.00160$$

$$f''_c = 0.85f'_c$$

Ecuación 6.37

$$f'' c_{losa} = 0.85 * 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'' c_{losa} = 212.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_p = \frac{P_p * f_{pu}}{f''_c}$$

Ecuación 6.39

$$q_p = \frac{0.00160 * 19000}{212.5}$$

$q_p = 0.14$ si puede ser menor a 0.17 (Ver Pág. 122)

$$f_{sp} = 19000[1 - 0.5(0.14 + 0)]$$

$$f_{sp} = 17638.59 \text{ Kg/cm}^2$$

6.6.8.2.12.3 Resistencia nominal

$$a = \frac{A_{ps} f_{sp}}{b * f'' c_{losa}} < h_{losa} + \text{Espesor del patin} \quad \text{Ecuación 6.42}$$

La viga trabaja como sección rectangular (Ver. Pág. 122)

$$a = \frac{68 * 1 * 17638.59}{250 * 212.5} \text{ cm} < 15\text{cm} + 15\text{cm}$$

$$a = 22.6 \text{ cm} < 30\text{cm}$$

$$C_1 = b * t_{losa} * f'' c_{losa} \quad \text{Ecuación 6.43}$$

$$C_1 = 250\text{cm} * 15\text{cm} * 212.5 \text{ Kg}$$

$$C_1 = 796875 \text{ Kg}$$

$$f'' c_{viga} = 0.85 * 400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'' c_{viga} = 340 \text{ Kg/cm}^2$$

$$T_1 = C_1 \quad \text{Ecuación 6.47}$$

$$A_{ps1} * f_{sp} = b * t_{losa} * f'' c_{losa} \quad \text{Ecuación 6.48}$$

Igualando 6.47 con 6.48

$$C_1 = A_{ps1} * f_{sp}$$

$$A_{ps1} = \frac{C_1}{f_{sp}}$$

$$A_{ps1} = \frac{796875}{17638.59} \text{ cm}^2$$

$$A_{ps1} = 45.18 \text{ cm}^2$$

$$A_{ps} = A_{ps2} + A_{ps1}$$

$$A_{ps2} = A_{ps} - A_{ps1}$$

$$A_{ps2} = 1 \text{ cm}^2 * 68 - 45.18 \text{ cm}^2$$

$$A_{ps2} = 22.82 \text{ cm}^2$$

$$C_2 = (a - t_{losa}) * b * f'' c_{viga} = A_{ps2} * f_{sp} \quad \text{Ecuación 6.46 a}$$

Despejando a de la ecuación 6.46 a

$$a = t_{losa} + \frac{A_{ps2} f_{sp}}{b * f'' c_{viga}} \quad \text{Ecuación 6.51a}$$

$$a = 15 \text{ cm} + \frac{22.82 * 17638.59}{250 * 340} \text{ cm}$$

$$a = 19.74 \text{ cm}$$

$$M_n = T_1 \left(d_{sp} - \frac{t}{2} \right) + T_2 \left(d_{sp} - t - \left(\frac{a - t}{2} \right) \right) \quad \text{Ecuación 6.34a}$$

De la ecuación 6.46 a

$$C_2 = A_{ps2} * f_{sp}$$

$$C_2 = 22.82 * 17638.59$$

$$C_2 = 402548.83 \text{ Kg}$$

$$T_2 = C_2$$

Ecuación 6. 49

$$M_n = 796875 \left(169.71 - \frac{15}{2} \right) + 402548.83 \left(169.71 - 15 - \left(\frac{19.74 - 15}{2} \right) \right)$$

$$M_n = 796875 (162.21) + 402548.83(152.34)$$

$$M_n = 190581275.8 \text{ Kg} * \text{cm}$$

6.6.8.2.12.5 Resistencia a la Flexión Mayorada

La resistencia a la flexión mayorada M_r se deberá tomar como:

$$M_r = \varphi M_n$$

Ecuación 6. 31

$$M_r = 1.0 * 190581275.8 \text{ Kg} * \text{cm}$$

$$M_r = 190581275.8 \text{ Kg} * \text{cm}$$

$$M_u < M_r$$

$$175141272.5 \text{ Kg} * \text{cm} < 190581275.8 \text{ Kg} * \text{cm} \quad \mathbf{OK}$$

Cálculo del acero lateral (As'')

"Si el peralte de la viga excede de 60cm, se colocará acero lateral igual al 10% del acero principal. La distancia entre estas varillas no debe exceder de 30cm ni de bw. El acero lateral no debe ser menor que el de temperatura, 2.64cm^2 . "

Fuente: Apuntes 10^{mo} semestre de la Asignatura de Diseño de Puentes

Instructor: M. Sc. Ing. Santiago Medina R.

$$As'' = 0.1As \geq 2.64cm^2$$

$$As'' = 0.1 * 68cm^2 \geq 2.64cm^2$$

$$As'' = 6.8cm^2 \geq 2.64cm^2 \text{ OK}$$

$$1 \text{ } \emptyset \text{ } 12mm @ 25cm$$

6.6.8.2.13. Cortante

$$V_{c_{max}} \geq V_c \geq V_{c_{min}}$$

$$1.3 b_w d \sqrt{f'_c} \geq V_c \geq 0.55 b_w d \sqrt{f'_c} \quad \text{Ecuación 6. 47}$$

$b_w = b' = 2 * b'_1$ (Ver. Figura 6.13 Ancho para cortante b' y espesor t para la sección tipo cajón)

$$b_w = 2 * 15cm = 30cm$$

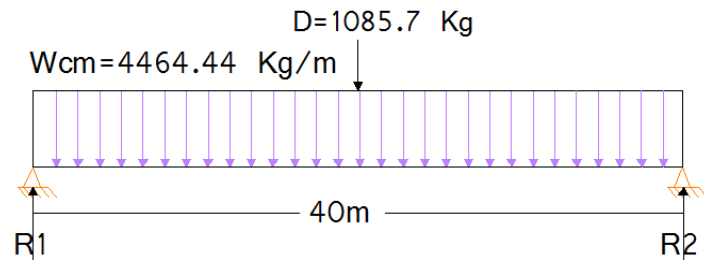
$$1.3 * 30 * 169.71 * \sqrt{400} \geq V_c \geq 0.55 * 30 * 169.71 * \sqrt{400}$$

$$132370.59 \text{ Kg} \geq V_c \geq 56002.94 \text{ Kg}$$

6.6.8.2.13. 1 Cortante Carga Muerta

$$W_{cm} = 2673 \left(\frac{Kg}{m} \right) + 900 \left(\frac{Kg}{m} \right) + 846.44 \left(\frac{Kg}{m} \right)$$

$$W_{cm} = 4461.44 \left(\frac{Kg}{m} \right)$$

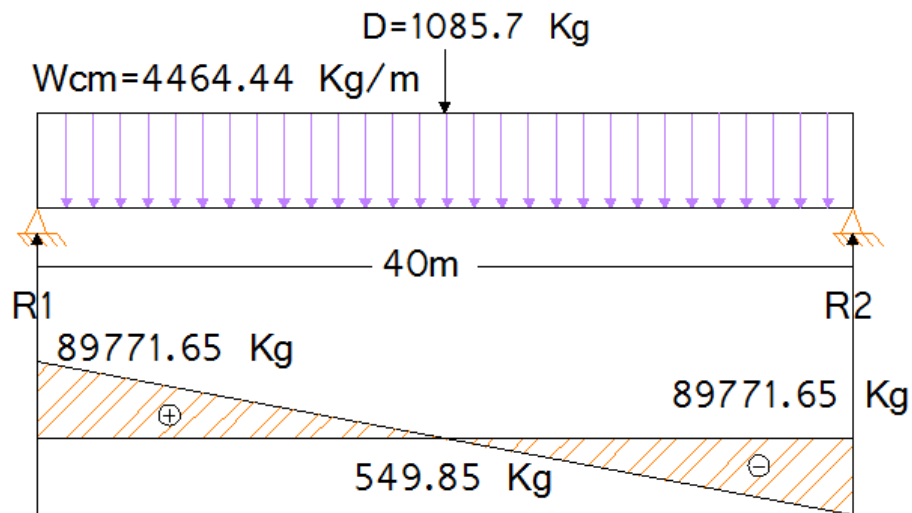


$$R_1 = R_2 = \frac{W * L}{2} + \frac{D}{2}$$

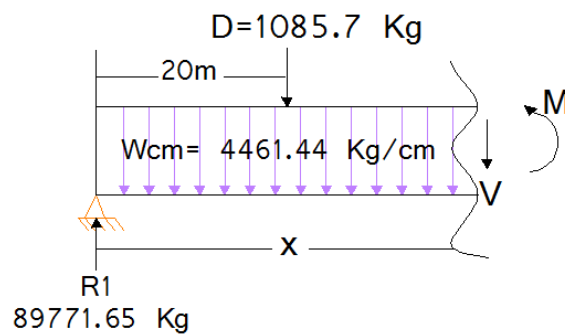
$$R_1 = R_2 = \frac{4461.44 \text{ Kg/m} * 40\text{m}}{2} + \frac{1085.7 \text{ Kg}}{2}$$

$$R_1 = R_2 = 89228.8 \text{ Kg} + 542.85 \text{ Kg}$$

$$V_{CM} = R_1 = R_2 = 89771.65 \text{ Kg}$$



Ecuaciones de corte y momento



Ecuación de Momento por carga muerta

$$M = R1 * x - Wcm * x * \frac{x}{2} - D * (x - 20m)$$

$$M_{CM} = 89771.65 * x - 4461.44 * \frac{x^2}{2} - 1085.7(x - 20m)$$

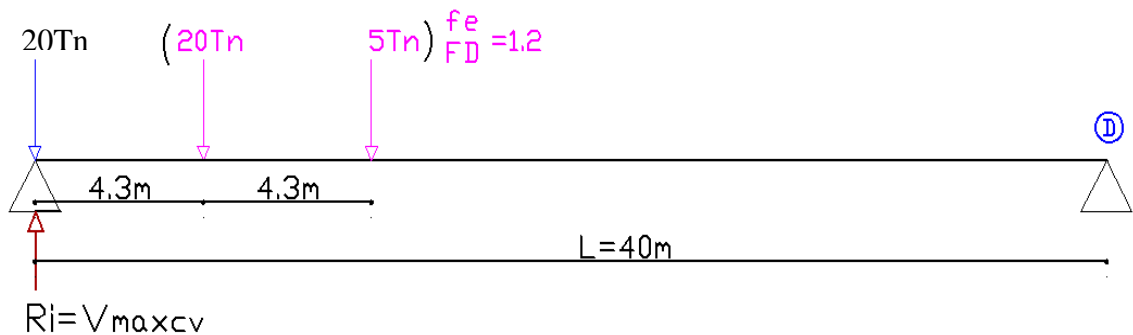
Ecuación de Corte por carga muerta

$$V = R1 - W * x - D$$

$$V_{CM} = 89771.65 - 4461.44 * x - 1085.7$$

6.6.8.2.13. 2 Cortante por Carga Viva

Se ubicará el camión **HS-MOP** en la posición más desfavorable, adicionalmente se aplican los factores de distribución (FD ó fe) a las cargas que no pisa el apoyo.



$$\sum M_D = 0$$

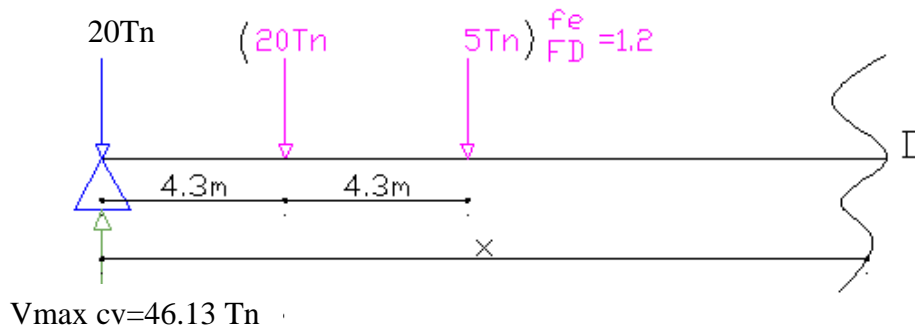
$$-V_{max\ cv}(40m) + 20Tn(40m) + (20(40m - 4.3m) + 5Tn(40m - 8.6m))FD$$

$$-V_{max\ cv}(40m) + 800Tn * m + (714 Tn * m + 157Tn * m)1.2$$

$$V_{max\ cv}(40m) = 800Tn * m + 1045 Tn * m$$

$$V_{max\ cv} = 46.13 Tn$$

$$V_{max\ cv} = 46130 Kg$$



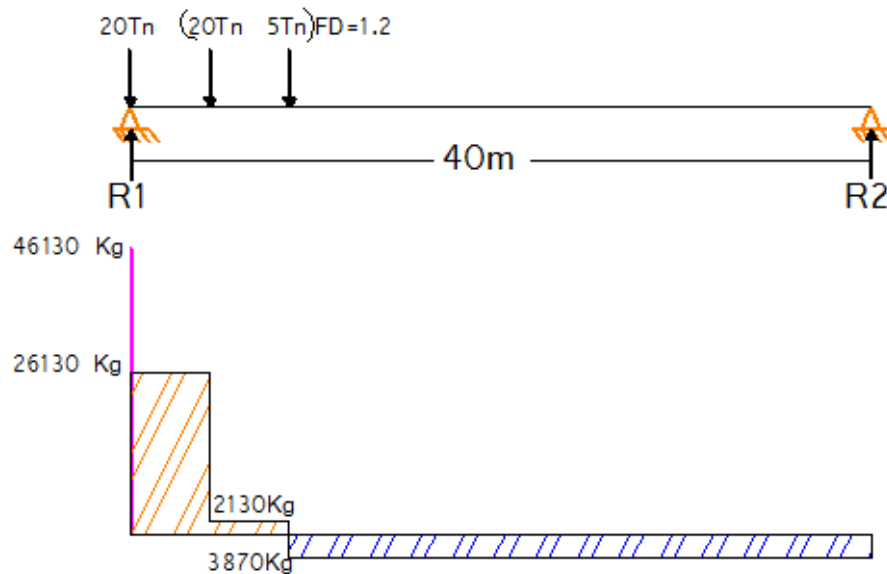
Ecuación de Momento por carga viva

$$M_{cv} = V_{max\ cv} * x - 20 * x - 20(x - 4.3)FD - 5(x - 8.6)FD$$

Ecuación de Corte por carga viva

$$V_{cv} = V_{max\ cv} - 20 - 20FD - 5FD$$

DIAGRAMA DE CORTE DE CARGA VIVA



Para un valor de $x = H = 1.80m$

Momento por carga muerta

$$M_{CM} = 89771.65 * x - 4461.44 * \frac{x^2}{2}$$

$$M_{CM} = 89771.65 * 1.8 - 4461.44 * \frac{1.8^2}{2}$$

$$M_{CM} = 161588.97 \text{ Kg} * m - 7227.53 \text{ Kg} * m$$

$$M_{CM} = 154361.44 \text{ Kg} * m$$

$$M_{CM} = 15436144 \text{ Kg} * cm$$

Momento por carga viva

$$M_{cv} = V_{max \text{ cv}} * x - 20 * x$$

$$M_{cv} = 46130 * 1.8 - (20 * 1000) * 1.8$$

$$M_{cv} = 47034 \text{ Kg} * m$$

$$M_{cv} = 4703400 \text{ Kg} * cm$$

Momento por carga viva por viga

$$M_{cv} = 4703400 \text{ Kg} * cm / 2$$

$$M_{cv} = 2351700 \text{ Kg} * cm$$

Momento por impacto (M_I)

Coeficiente de Impacto

$$I = \frac{15.24}{L + 38} \leq 30\%$$

Fuente: [http://www.anippac.org.mx/capitulo 04](http://www.anippac.org.mx/capitulo%2004), Pág. 64

$$I = \frac{15.24}{40 + 38} \leq 30\%$$

$$I = 0.195 < 0.3$$

$$M_I = 2351700 * 0.195 \text{ Kg} * cm$$

$$M_I = 459486 \text{ Kg} * \text{cm}$$

Momento factorizado (M_U)

$$M_U = 1.25(M_{CM} + 1.75(M_{CV} + M_I)) \quad \text{Ecuación 6.33}$$

$$M_U = 1.25(15436144 + 1.75(2351700 + 459486))$$

$$M_U = 25444649.03 \text{ Kg} * \text{cm}$$

Corte por carga muerta

$$V_{CM} = 89771.65 - 4461.44 * x$$

$$V_{CM} = 89771.65 - 4461.44 * 1.8$$

$$V_{CM} = 81741.06 \text{ Kg}$$

Corte por carga viva

$$V_{cv} = V_{max \text{ CV}} - 20 - 20FD - 5FD$$

$$V_{cv} = V_{max \text{ CV}} - 20$$

$$V_{cv} = 46130 - 20 * 1000$$

$$V_{cv} = 26130 \text{ Kg}$$

Corte por carga viva por viga

$$V_{cv} = 26130 \text{ Kg}/2$$

$$V_{cv} = 13065 \text{ Kg}$$

Corte por impacto (V_I)

$$V_I = 13065 * 0.195 \text{ Kg}$$

$$V_I = 2552.7 \text{ Kg}$$

Corte factorizado (V_u)

$$V_U = 1.25(V_{CM} + 1.75(V_{CV} + V_I)) \quad \text{Ecuación 6.53b}$$

$$V_U = 1.25(81741.06 + 1.75(13065 + 2552.7))$$

$$V_U = 136340.04 \text{ Kg}$$

$$\frac{V_u}{M_u} \leq 1 \quad \text{Ecuación 6.56}$$

$$\frac{136340.04}{25444649.03} \leq 1$$

$$0.0053 < 1 \quad Ok$$

$$V_c = \left(0.16\sqrt{f'_c} + 49 \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \quad \text{Ecuación 6.54}$$

$$V_c = \left(0.16\sqrt{400} + 49 \frac{136340.04 * 169.71}{25444649.03} \right) 30 * 169.71$$

$$V_c = 243141.4 \text{ Kg}$$

$$V_{c_{max}} \geq V_c \geq V_{c_{min}}$$

$$132370.59 \text{ Kg} \geq 243141.4 \geq 56002.94 \text{ Kg}$$

Se tomará el valor máximo:

$$V_{c_{max}} = 132370.59 \text{ Kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u \quad \text{Ecuación 6.52}$$

$$0.9 * 132370.59 \geq V_u$$

$$119133.53 \text{ Kg} \geq 136340.04 \text{ Kg} \text{ No cumple}$$

Se requerirá refuerzo por tensión diagonal.

Si :

$$h \geq 70 \text{ cm} \quad \text{Reducimos un 30\%} \quad \text{Ecuación 6.52}$$

Fuente: [http://www.anippac.org.mx/capitulo 04](http://www.anippac.org.mx/capitulo%2004), Pág. 74

$$180 \text{ cm} \geq 70 \text{ cm} \quad \text{Si cumple} \rightarrow \text{Reducimos un 30\%}$$

$$\phi V_{c_{max}} = V_{c_{max}} * 0.7$$

$$\phi V_{c_{max}} = 132370.59 * 0.7$$

$$\phi V_{c_{max}} = 92659.41 \text{ Kg}$$

Si :

$$h/b \geq 6 \text{ cm} \quad \text{Reducimos un 30\%} \quad \text{Ecuación 6.53}$$

Fuente: [http://www.anippac.org.mx/capitulo 04](http://www.anippac.org.mx/capitulo%2004), Pág. 74

$$180/30 \geq 6 \text{ cm}$$

$$6 \text{ cm} \geq 6 \text{ cm} \quad \text{Si cumple} \rightarrow \text{Reducimos un 30\%}$$

$$\phi V_{c_{max}} = 92659.41 * 0.7$$

$$\phi V_{c_{max}} = 64861.59 \text{ Kg}$$

Espaciamiento del refuerzo

$$s = \frac{\phi A_v f_y d}{V_u - \phi V_{cmax}} \leq \frac{\phi A_v f_y}{3.5b} \quad \text{Ecuación 6.51}$$

$$s = \frac{0.9 * 2 * 0.79 * 4200 * 169.71}{136340.04 - 64861.6} \leq \frac{0.9 * 2 * 0.79 * 4200}{3.5 * 30}$$

$$s = 14.18 \text{ cm} \leq 56.88 \text{ cm}$$

Condiciones que debe satisfacer

$$5 \text{ cm} \leq s \leq 0.75h \leq 60 \text{ cm} \quad \text{Ecuación 6.51}$$

$$5 \text{ cm} \leq s \leq 0.75 * 180 \leq 60 \text{ cm}$$

$$5 \text{ cm} \leq 14.18 \leq 135 \text{ cm} \leq 60 \text{ cm OK}$$

$$E \phi 10 \text{ mm} @ 15 \text{ cm}$$

Para un valor de $x = 5 \text{ m}$

Momento por carga muerta

$$M_{CM} = 89771.65 * x - 4461.44 * \frac{x^2}{2}$$

$$M_{CM} = 89771.65 * 5 - 4461.44 * \frac{5^2}{2}$$

$$M_{CM} = 393090.25 \text{ Kg} * \text{m}$$

$$M_{CM} = 39309025 \text{ Kg} * \text{cm}$$

Momento por carga viva

$$M_{cv} = V_{max \text{ cv}} * x - 20 * x - 20(x - 4.3)FD$$

$$M_{cv} = 46130 * 5 - 20 * 1000 * 5 - 20 * 1000(5 - 4.3)1.2$$

$$M_{cv} = 113850 \text{ Kg} * m$$

$$M_{cv} = 11385000 \text{ Kg} * cm$$

Momento por carga viva por viga

$$M_{cv} = 11385000 \text{ Kg} * cm/2$$

$$M_{cv} = 5692500 \text{ Kg} * cm$$

Momento por impacto (M_I)

$$I = 0.195 < 0.3$$

$$M_I = 5692500 * 0.195 \text{ Kg} * cm$$

$$M_I = 1112226.92 \text{ Kg} * cm$$

Momento factorizado (M_U)

$$M_U = 1.25(M_{CM} + 1.75(M_{CV} + M_I))$$

$$M_U = 1.25(39309025 + 1.75(5692500 + 1112226.92))$$

$$M_U = 64021621.39 \text{ Kg} * cm$$

Corte por carga muerta

$$V_{CM} = 89771.65 - 4461.44 * x$$

$$V_{CM} = 89771.65 - 4461.44 * 5$$

$$V_{CM} = 67464.45 \text{ Kg}$$

Corte por carga viva

$$V_{cv} = V_{max CV} - 20 - 20FD$$

$$V_{cv} = 46130 - 20 * 1000 - 20 * 1000 * 1.2$$

$$V_{cv} = 2130 \text{ Kg}$$

Corte por carga viva por viga

$$V_{cv} = 2130 \text{ Kg}/2$$

$$V_{cv} = 1065 \text{ Kg}$$

Corte por impacto (V_I)

$$V_I = 1065 * 0.195 \text{ Kg}$$

$$V_I = 208.08 \text{ Kg}$$

Corte factorizado (V_u)

$$V_U = 1.25(V_{CM} + 1.75(V_{CV} + V_I))$$

$$V_U = 1.25(67464.45 + 1.75(1065 + 208.08))$$

$$V_U = 87115.44 \text{ Kg}$$

$$\frac{V_u}{M_u} \leq 1 \quad \text{Ecuación 6.56}$$

$$\frac{87115.44}{64021621.39} \leq 1$$

$$0.0014 < 1 \text{ Ok}$$

$$V_c = \left(0.16\sqrt{f'_c} + 49\frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \quad \text{Ecuación 6.54}$$

$$V_c = \left(0.16\sqrt{400} + 49\frac{87115.44 * 169.71}{64021621.39} \right) 30 * 169.71$$

$$V_c = 73899.34Kg$$

$$V_{c_{max}} \geq V_c \geq V_{c_{min}}$$

$$132370.59 Kg \geq 73899.34 \geq 56002.94 Kg$$

Se tomará el valor V_c :

$$V_c = 73899.34Kg$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

Ecuación 6. 52

$$0.9 * 73899.34 \geq V_u$$

$$66509.40 Kg < 87115.44 Kg \text{ No cumple}$$

Se requerirá refuerzo por tensión diagonal.

Si :

$$h \geq 70cm \quad \text{Reducimos un 30\%} \quad \text{Ecuación 6. 52}$$

Fuente: [http://www.anippac.org.mx/capitulo 04](http://www.anippac.org.mx/capitulo%2004), Pág. 74

$$180cm \geq 70cm \quad \text{Si cumple} \rightarrow \text{Reducimos un 30\%}$$

$$\phi V_c = V_c * 0.7$$

$$\phi V_c = 73899.34 * 0.7$$

$$\phi V_c = 5172953.54 Kg$$

Si :

$$h/b \geq 6cm \quad \text{Reducimos un 30\%} \quad \text{Ecuación 6. 53}$$

Fuente: [http://www.anippac.org.mx/capitulo 04](http://www.anippac.org.mx/capitulo%2004), Pág. 74

$$180/30 \geq 6cm$$

$6cm \geq 6cm$ Si cumple \rightarrow Reducimos un 30%

$$\phi V_c = 5172953.54 * 0.7$$

$$\phi V_c = 36210.67 \text{ Kg}$$

Espaciamiento del refuerzo

$$s = \frac{\phi A_v f_y d}{V_u - \phi V_c} \leq \frac{\phi A_v f_y}{3.5b} \quad \text{Ecuación 6.51}$$

$$s = \frac{0.9 * 2 * 0.79 * 4200 * 169.71}{87115.44 - 36210.67} \leq \frac{0.9 * 2 * 0.79 * 4200}{3.5 * 30}$$

$$s = 19.91 \text{ cm} \leq 56.88 \text{ cm}$$

Condiciones que debe satisfacer

$$5cm \leq s \leq 0.75h \leq 60cm \quad \text{Ecuación 6.51}$$

$$5cm \leq s \leq 0.75 * 180 \leq 60cm$$

$$5cm \leq 19.91 \leq 135cm \leq 60cm \text{ OK}$$

$$E \phi 10mm @ 20cm$$

Para un valor de $x = 10 \text{ m}$

Momento por carga muerta

$$M_{CM} = 89771.65 * x - 4461.44 * \frac{x^2}{2}$$

$$M_{CM} = 89771.65 * 10 - 4461.44 * \frac{10^2}{2}$$

$$M_{CM} = 897716.5 \text{ Kg} * m$$

$$M_{CM} = 8977165 \text{ Kg} * cm$$

Momento por carga viva

$$M_{cv} = V_{max \text{ cv}} * x - 20 * x - 20(x - 4.3)FD - 5(x - 8.6)FD$$

$$M_{cv} = 46130 * 10 - 20 * 1000 * 10 - 20 * 1000(10 - 4.3)1.2 - 20 * 1000(10 - 8.6) * 1.2$$

$$M_{cv} = 116100 \text{ Kg} * m$$

$$M_{cv} = 11610000 \text{ Kg} * cm$$

Momento por carga viva por viga

$$M_{cv} = 5805000 \text{ Kg} * cm$$

Momento por impacto (M_I)

$$M_I = 5805000 * 0.195 \text{ Kg} * cm$$

$$M_I = 1134207.69 \text{ Kg} * cm$$

Momento factorizado (M_u)

$$M_U = 1.25(M_{CM} + 1.67(M_{CV} + M_I))$$

$$M_U = 99510079.33 \text{ Kg} * cm$$

Corte por carga muerta

$$V_{CM} = 89771.65 - 4461.44 * x$$

$$V_{CM} = 89771.65 - 4461.44 * 10$$

$$V_{CM} = 45157.25 \text{ Kg}$$

Corte por carga viva

$$V_{cv} = V_{max \text{ cv}} - 20 - 20FD - 5FD$$

$$V_{cv} = 46130 - 20 * 1000 - 20 * 1000 * 1.2 - 5 * 1000 * 1.2$$

$$V_{cv} = -3870 \text{ Kg}$$

Corte por carga viva por viga

$$V_{cv} = -3870 \text{ Kg}/2$$

$$V_{cv} = -1935 \text{ Kg}$$

Corte por impacto (V_I)

$$V_I = -1935 * 0.195 \text{ Kg}$$

$$V_I = -378.07 \text{ Kg}$$

Corte factorizado (V_u)

$$V_U = 1.3(V_{CM} + 1.67(V_{CV} + V_I))$$

$$V_U = 51386.72 \text{ Kg}$$

$$\frac{V_u}{M_u} \leq 1 \quad \text{Ecuación 6.56}$$

$$0.0005 < 1 \quad Ok$$

$$V_c = \left(0.16\sqrt{f'_c} + 49 \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \quad \text{Ecuación 6.54}$$

$$V_c = \left(0.16\sqrt{400} + 49 \frac{51386.72 * 169.71}{99510079.33} \right) 30 * 169.71$$

$$V_c = 38154.02 Kg$$

$$V_{cmax} \geq V_c \geq V_{cmin}$$

$$132370.59 Kg \geq 38154.02 \geq 56002.94 Kg$$

Se tomará el valor V_c :

$$V_{cmin} = 56002.94 Kg$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

Ecuación 6.52

$$0.9 * 56002.94 \geq V_u$$

$$50402.65 Kg < 51386.72 \text{ No cumple}$$

Se requerirá refuerzo por tensión diagonal.

Si :

$$h \geq 70cm \quad \text{Reducimos un 30\%} \quad \text{Ecuación 6.52}$$

Fuente: [http://www.anippac.org.mx/capitulo 04](http://www.anippac.org.mx/capitulo%2004), Pág. 74

$$180cm \geq 70cm \quad \text{Si cumple} \rightarrow \text{Reducimos un 30\%}$$

$$\phi V_{cmin} = V_c * 0.7$$

$$\phi V_{cmin} = 56002.94 * 0.7$$

$$\phi V_{cmin} = 3920205.88 \text{ Kg}$$

Si :

$$h/b \geq 6cm \quad \text{Reducimos un 30\%} \quad \text{Ecuación 6.53}$$

Fuente: [http://www.anippac.org.mx/capitulo 04](http://www.anippac.org.mx/capitulo%2004), Pág. 74

$$180/30 \geq 6cm$$

$$6cm \geq 6cm \quad \text{Si cumple} \rightarrow \text{Reducimos un 30\%}$$

$$\phi V_c = 3920205.88 * 0.7$$

$$\phi V_c = 27441.44 \text{ Kg}$$

Espaciamiento del refuerzo

$$s = \frac{\phi A_v f_y d}{V_u - \phi V_c} \leq \frac{\phi A_v f_y}{3.5b} \quad \text{Ecuación 6.51}$$

$$s = \frac{0.9 * 2 * 0.79 * 4200 * 169.71}{531386.72 - 27441.44} \leq \frac{0.9 * 2 * 0.79 * 4200}{3.5 * 30}$$

$$s = 42.33 \text{ cm} \leq 56.88 \text{ cm}$$

Condiciones que debe satisfacer

$$5cm \leq s \leq 0.75h \leq 60cm \quad \text{Ecuación 6.51}$$

$$5cm \leq s \leq 0.75 * 180 \leq 60cm$$

$$5cm \leq 42.33cm \leq 135cm \leq 60cm \text{ OK}$$

$$E \phi 10mm @ 40cm$$

6.6.8.2.14 Revisión por armadura mínima

$$M_1 = 71460000 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

$$M_2 = \left(2\sqrt{f'_c} + \frac{M_1}{S_{si}} + \frac{P_{final} * e_{ss}}{S_{si}} + \frac{P_{final}}{A} \right) * S_{ci} \quad \text{Ecuación 6. 62b (Ver Pág. 133)}$$

$$M_2 = \left(2\sqrt{400} - \frac{71460000}{412219.74} + \frac{773202.43 * 88.58}{412219.74} + \frac{773202.43}{11137.5} \right) * 471702.22$$

$$M_2 = (40 - 173.35 + 166.18 + 69.42) * 471702.22$$

$$M_2 = 48230045.79 \text{ Kg} * \text{cm}$$

$$M_{cr} = M_{agr} = M_1 + M_2 \quad \text{Ecuación 6. 61 (Ver Pág. 132)}$$

$$M_{cr} = 71460000 + 48230045.79$$

$$M_{cr} = 119690045.8 \text{ Kg} * \text{cm}$$

Mr = Resistencia a la Flexión Mayorada o Resistencia última a la flexión

Mcr = Momento de agrietamiento

$$1.2 M_{cr} > M_r \quad \text{Ecuación 6. 60}$$

$$1.2 M_{cr} = 1.2 * 119690045.8$$

$$1.2 M_{cr} = 1436280055 \text{ Kg} * \text{cm}$$

$$1436280055 \text{ Kg} * \text{cm} \geq 190581275.8 \text{ Kg} * \text{cm} \quad \text{OK}$$

6.6.8.2.15 Revisión de deflexiones

6.6.8.2.15.1 Deflexión permisible

$$\Delta_{perm} = \frac{L}{240} \quad (\text{Ver. Tabla 6.13 Deflexiones máximas permisibles calculadas})$$

$$\Delta_{perm} = \frac{4000}{240}$$

$$\Delta_{perm} = 16.7 \text{ cm}$$

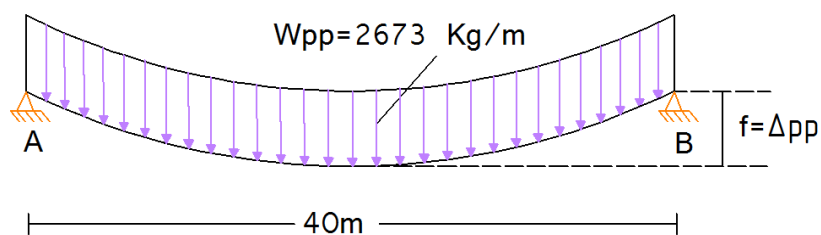
6.6.8.2.15.2 Contraflecha

$$\Delta_{pi} = \Delta_{presf} = \frac{1}{8} * \frac{P_i * e * L^2}{IE_c} \quad \text{Ecuación 6.65}$$

$$\Delta_{presf} = -\frac{1}{8} * \frac{(68 * 0.7 * 19000) * 88.59 * (40 * 100)^2}{288117.07 * 40763952.1}$$

$$\Delta_{presf} = -13.64 \text{ cm}$$

$$\Delta_{pp} = \Delta = \frac{5}{384} \frac{W_{pp} * L^4}{IE} \quad \text{Ecuación 6.66}$$



$$W_{pp} = 26.73 \text{ Kg/cm}$$

$$\Delta_{pp} = \frac{5}{384} * \frac{26.73 * 4000^4}{288117.07 * 40763952.1}$$

$$\Delta_{pp} = 7.6 \text{ cm}$$

$$\Delta_{pf} = -\Delta_{pref} + \Delta_{pp} \quad \text{Ecuación 6. 63}$$

$$\Delta_{pf} = -13.64 + 7.6$$

$$\Delta_{pf} = -6.06 \text{ cm} < 16.7 \text{ cm}$$

$$\Delta_{pf} < \Delta_{perm} \quad \text{OK}$$

6.6.8.2.15.3 Flecha final

$$\Delta_f = -\Delta_{pf} - \frac{\Delta_{pi} + \Delta_{pf}}{2} C_f + (\Delta_{CM} + \Delta_{pp})(1 + C_f) + \Delta_{cv} \quad \text{Ecuación 6. 64}$$

Δ_{cm} = Deflexión inmediata debida a la carga muerta.

$$\Delta_{CM} = \Delta_{LOSA} + \Delta_{asf} + \Delta_{guarn}$$

Donde :

Δ_{losa} = Deflexión producida por el peso de la losa

Δ_{asf} = Deflexión producida por el peso del asfalto

Δ_{guarn} = Deflexión producida por el peso de las barandas y acera

$$\Delta_{losa} = \frac{5}{384} \frac{W_{losa} * L^4}{IE} \quad \text{Ecuación 6. 66a}$$

$$W_{losa} = \frac{900 \text{ Kg}}{m} = 9 \text{ Kg/cm}$$

$$\Delta_{LOSA} = \frac{5}{384} * \frac{9 * 4000^4}{288117.07 * 40763952.1}$$

$$\Delta_{LOSA} = 2.55 \text{ cm}$$

$$W_{asf+guarn} = 550 \text{ Kg/m} + 74.44 \text{ Kg/m} + 264 \text{ Kg/m}$$

$$W_{asf+guarn} = 888.44 \text{ Kg/m}$$

$$W_{asf+guarn} = 8.9 \text{ Kg/cm}$$

$$\Delta_{asf} + \Delta_{guarn} = \frac{5}{384} \frac{W_{asf+guarn} * L^4}{EI_{sc}}$$

$$\Delta_{asf} + \Delta_{guarn} = \frac{5}{384} * \frac{8.9 * 4000^4}{288117.07 * 54532777.8}$$

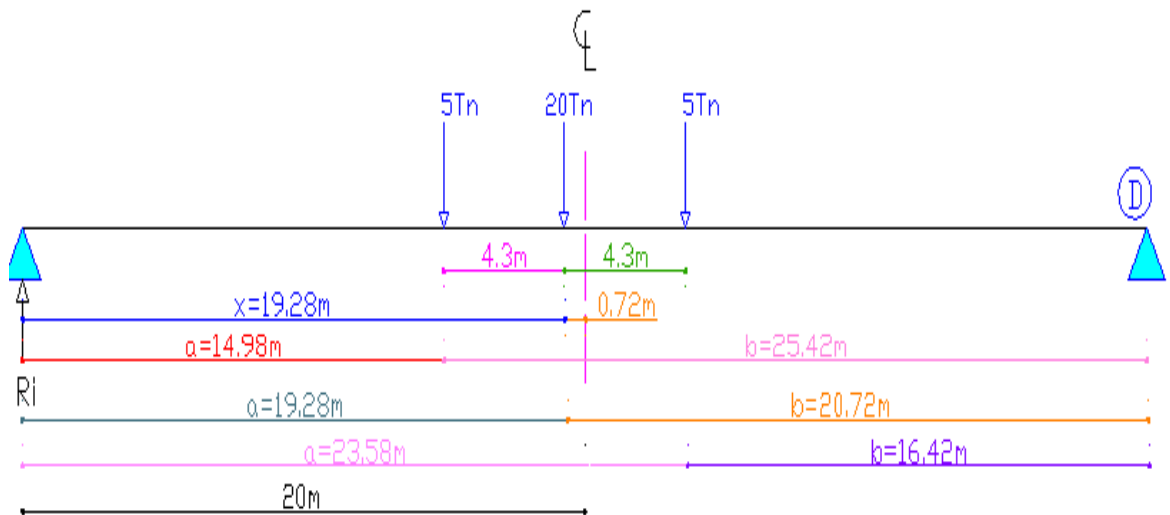
$$\Delta_{asf} + \Delta_{guarn} = 1.88 \text{ cm}$$

$$\Delta_{CM} = 2.55 + 1.88$$

$$\Delta_{CM} = 4.44 \text{ cm}$$

Δ_{cv} = Deflexión inmediata debida a la carga viva sobrepuesta

Esta deflexión se calculará en el punto donde el momento es máximo como se muestra en el siguiente gráfico:



	Delantera	Posterior	Acoplado
P(Kg)	5000	20000	20000
P+I(Kg)	5976,92	23907,69	23907,69
x(cm)	1928	1928	1928
a(cm)	1498	1928	2358
b(cm)	2502	2072	1642
$\Delta_{cv}(cm)$	0,46	2,08	1,96

$$Y_1 = \Delta_{CV} = \frac{P * L^3}{3 * E_c * I} * \frac{a^2 * b^2}{L^4} \quad \text{Ecuación 6. 66b}$$

Fuente: Manual de fórmulas técnicas, 30ª edición, Pág. P ' 5

$$\Delta_{cv} = 2.08 \text{ cm}$$

$$\Delta_f = -6.06 - \frac{13.64 + 6.06}{2} 2.4 + (4.44 + 7.6)(1 + 2.4) + 2.08$$

$$\Delta_f = -6.06 - 23.64 + 40.89 + 2.08$$

$$\Delta_f = 13.27 \text{ cm} < \Delta_{perm}$$

$$\Delta_f = 13.27 \text{ cm} < 16.7 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

6.6.8.2.16 Revisión de Esfuerzo por cortante Horizontal (Δ_h)

La revisión se realizará en $x = h = 1.8\text{m}$

$$\Delta_h = \frac{V_u}{F_R b_v d} \quad \text{Ecuación 6. 70}$$

$$\Delta_h = \frac{136340.04}{0.9 * 250 * 169.71}$$

$$\Delta_h = 3.57 \text{ Kg/cm}^2 \leq 25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_{smin} = \frac{0.34 * b_v s}{f_y}$$

Ecuación 6.65

$$A_{smin} = \frac{0.34 * 250 * 14.18}{42000}$$

$$A_{smin} = 2.53 \text{ cm}^2$$

Fuerza Horizontal (FH) \leq 2.8 FR* bv * LHv

Fuente: <http://www.google.com/imgres?imgurl=http://www.construaprende.com>.

Capítulo3,Pág.10

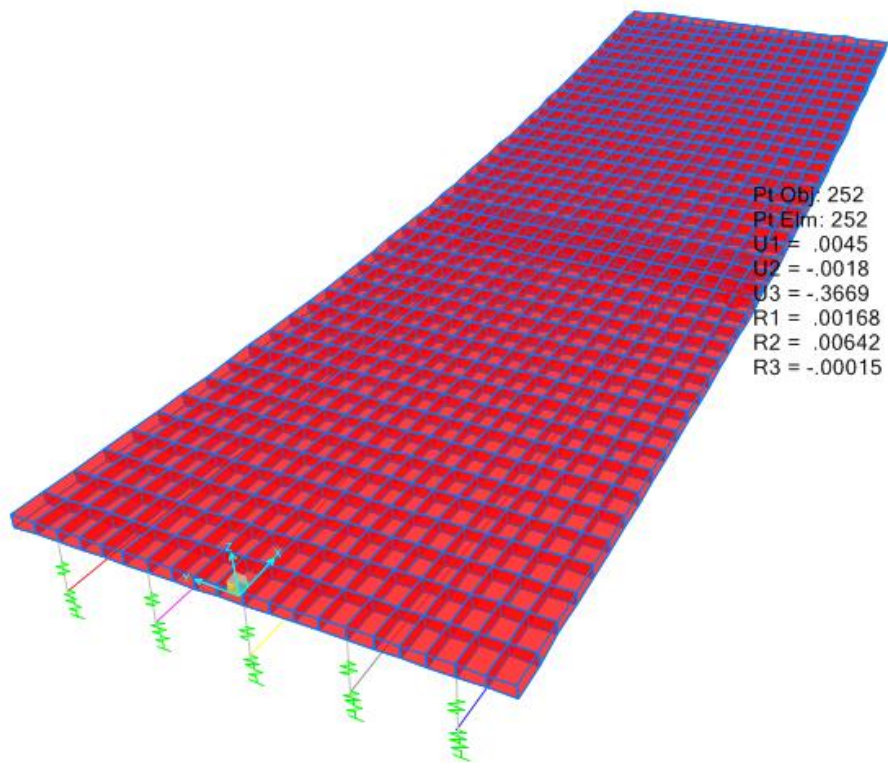
$$FH=1*68*14630$$

$$FH = 994840 \text{ Kg}$$

$$99484. \text{Kg} \leq 2.8 * 0.9 * 250 * 4000/2$$

$$963300 \text{ Kg} < 1260000 \text{ Kg} \quad \mathbf{OK}$$

6.6.9 RESULTADOS DE LA MODELACIÓN



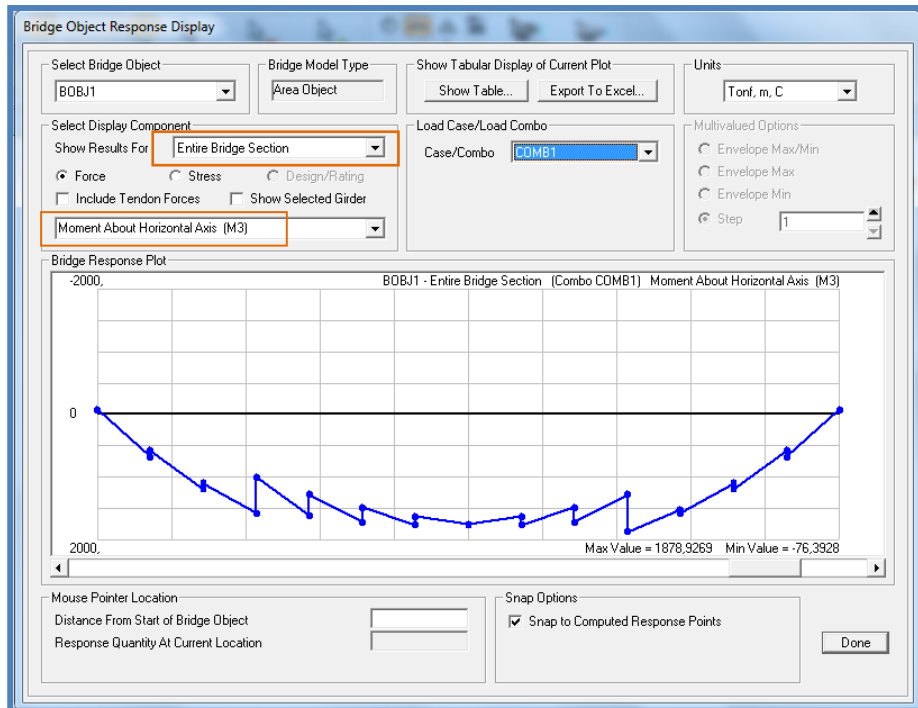
6.6.8.3.1 RESULTADOS DEL ANALISIS

6.6.8.3.2 RESULTADOS DEL DISEÑO

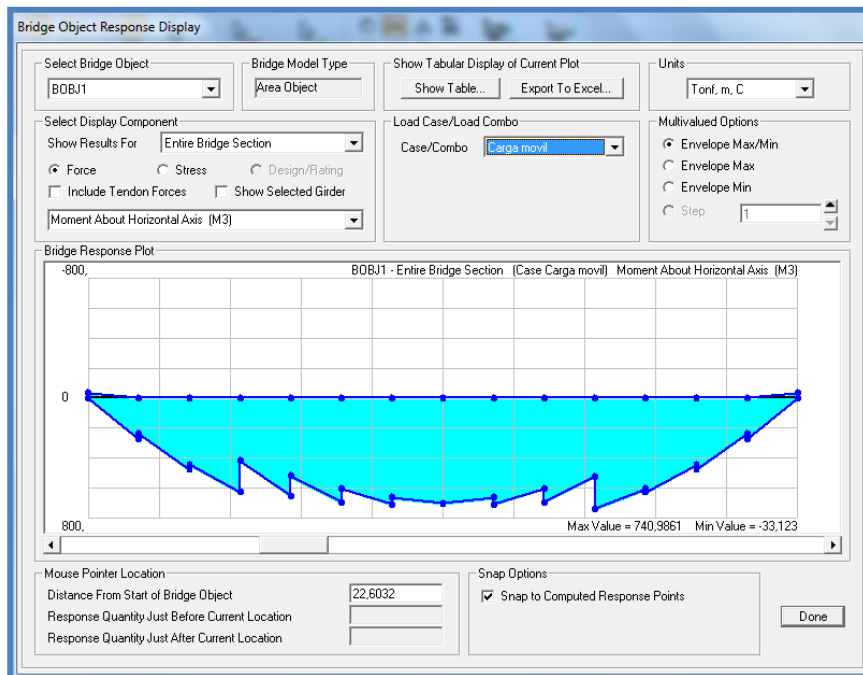
6.6.8.3.1 RESULTADOS DE ANALISIS

- Home > Show Bridge Structure

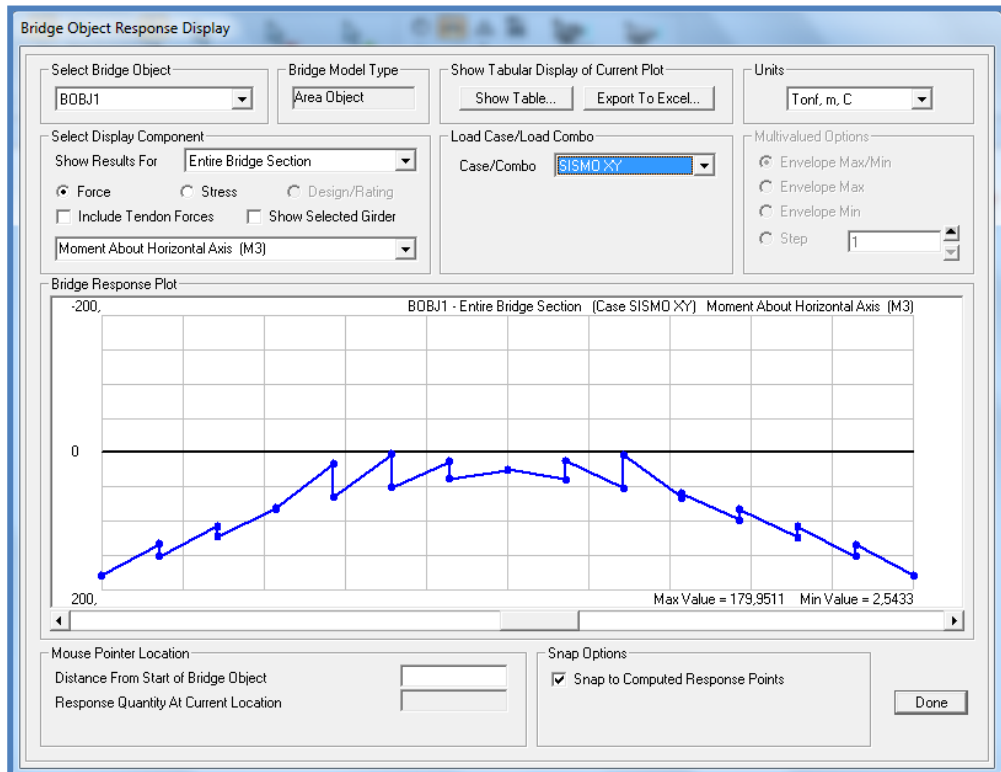
TODO EL PUENTE - M3 - Combinación carga muerta y carga muerta adicional



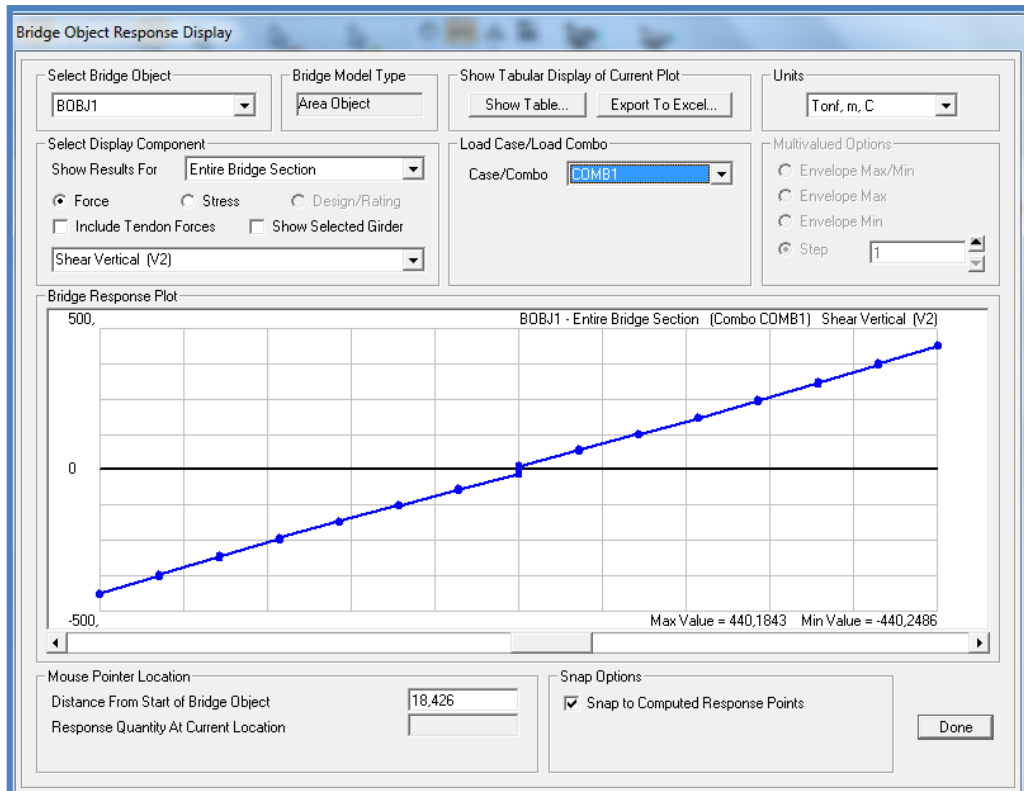
TODO EL PUENTE - M3 - Combinación carga móvil



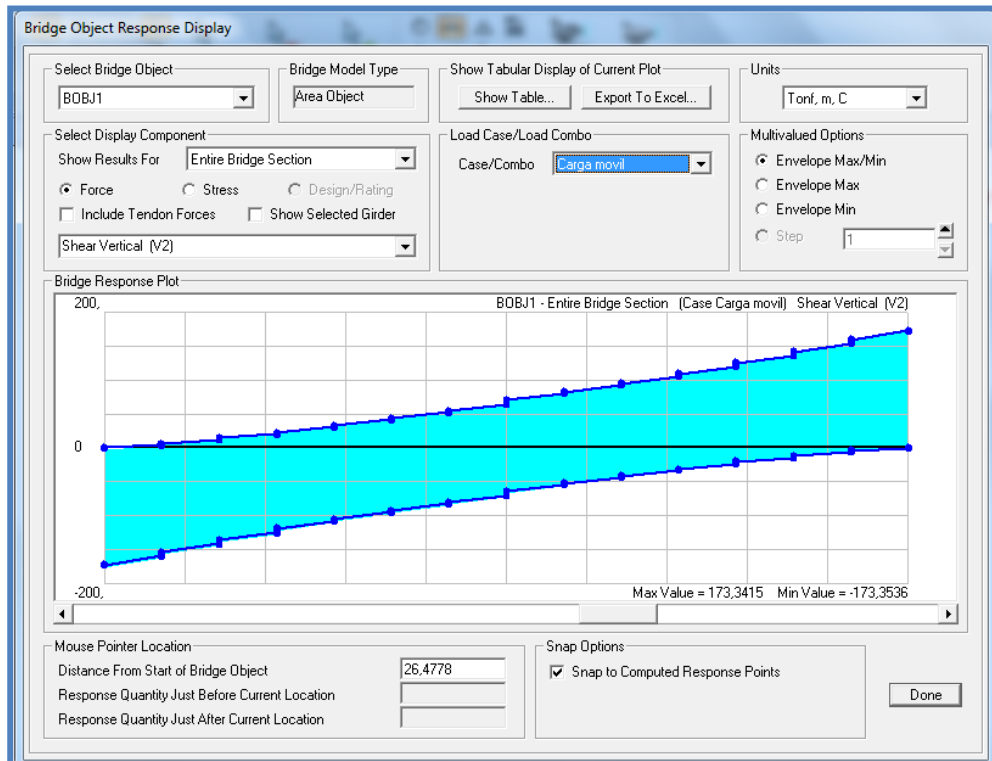
TODO EL PUENTE - M3 - Combinación carga sísmica xy



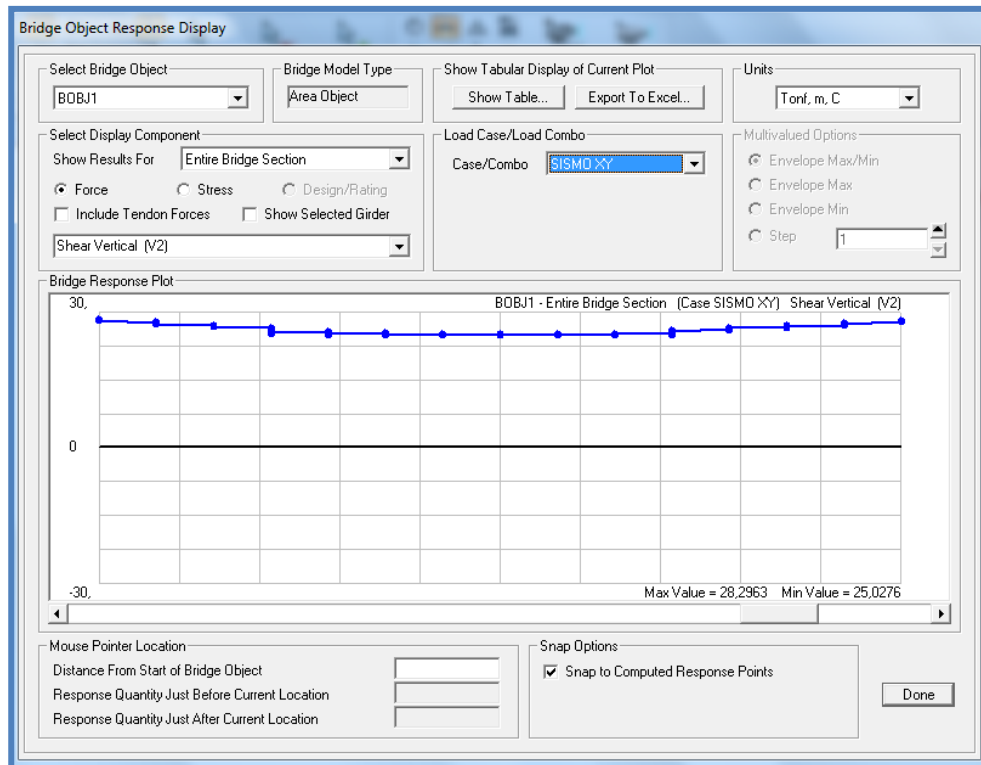
TODO EL PUENTE - V2 - Combinación carga muerta y carga muerta adicional



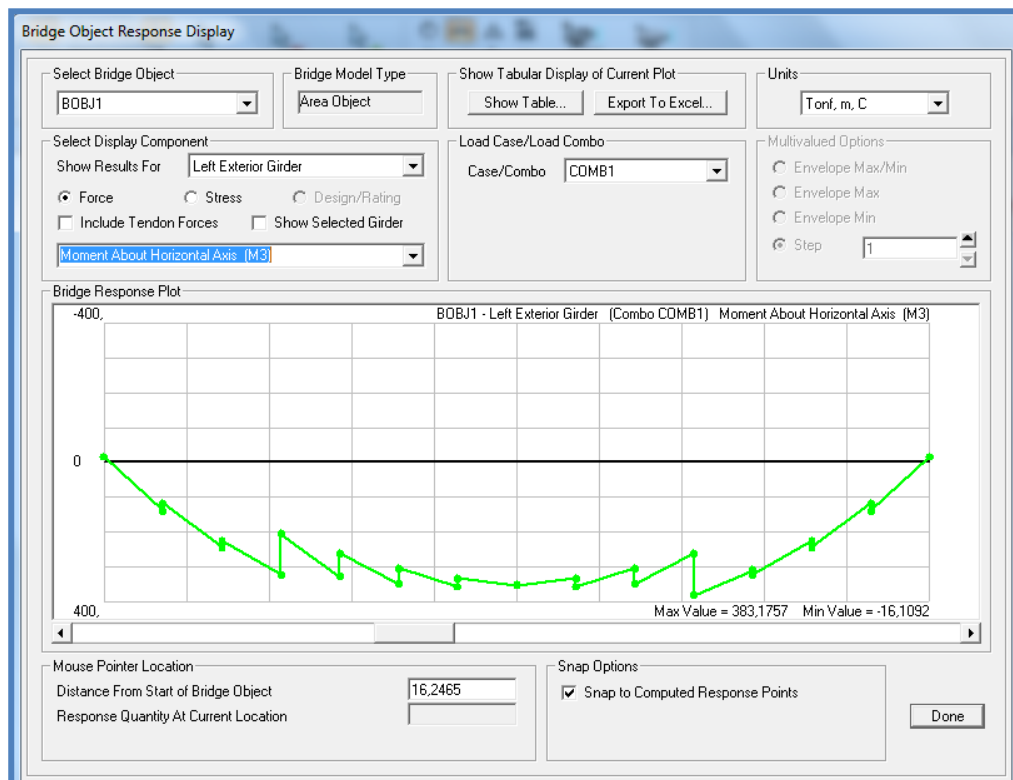
TODO EL PUENTE - V2 - Combinación carga móvil



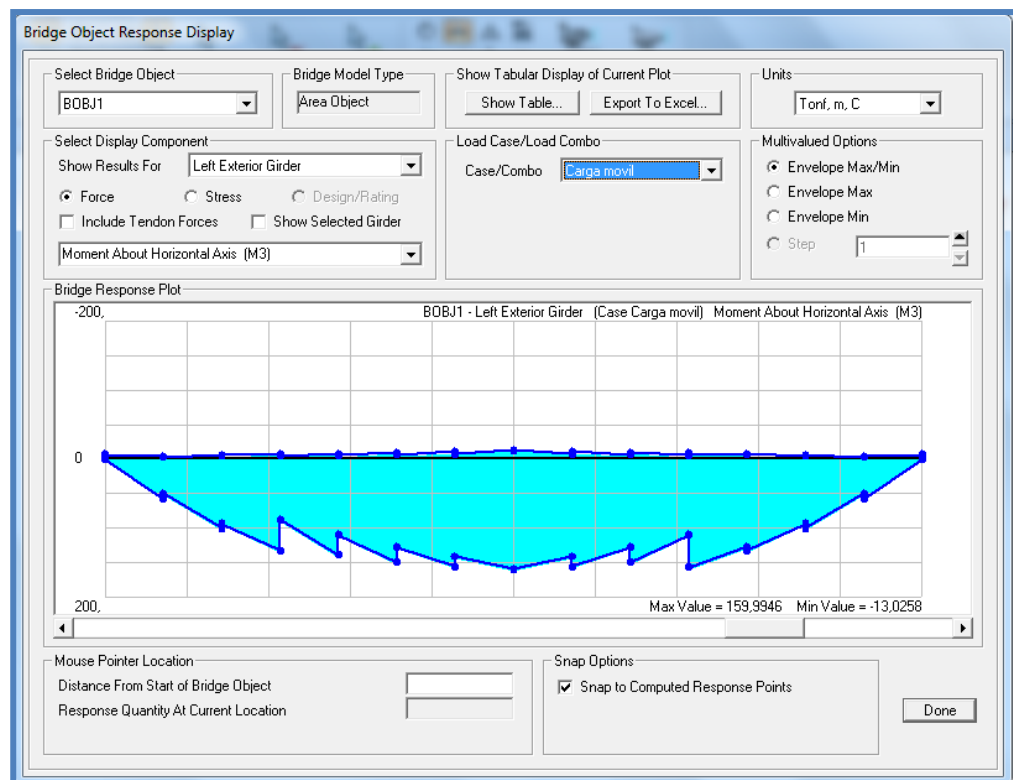
TODO EL PUENTE - V2 - Combinación carga sísmica xy



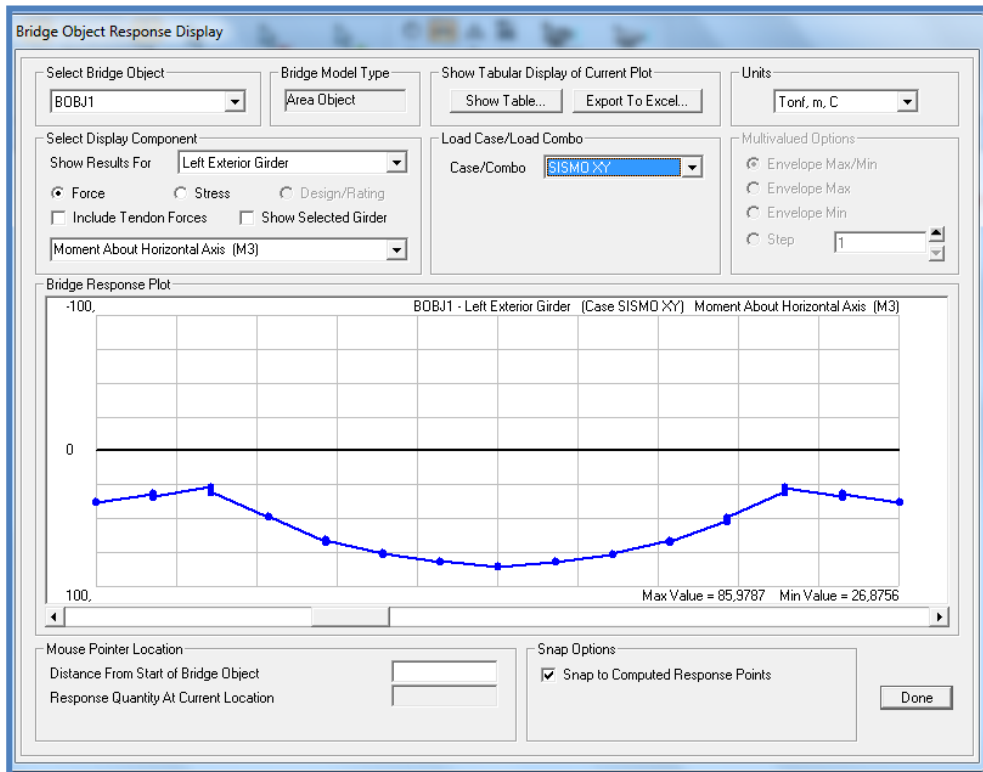
Viga Derecha - M3 - Combinación carga muerta y carga muerta adicional



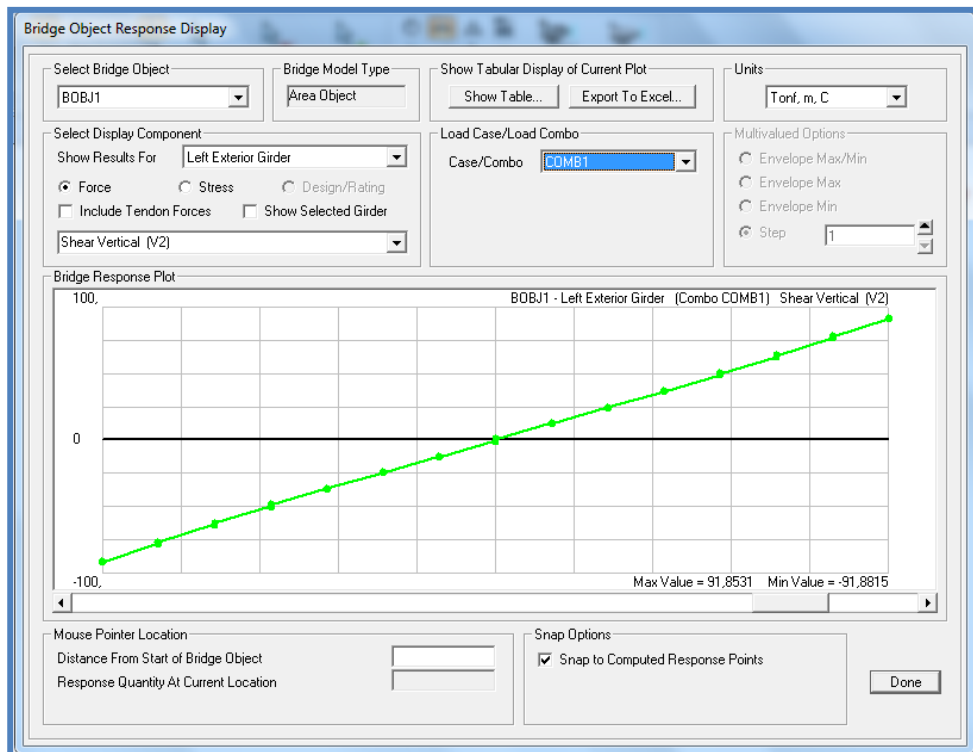
Viga Derecha - M3 - Combinación carga móvil



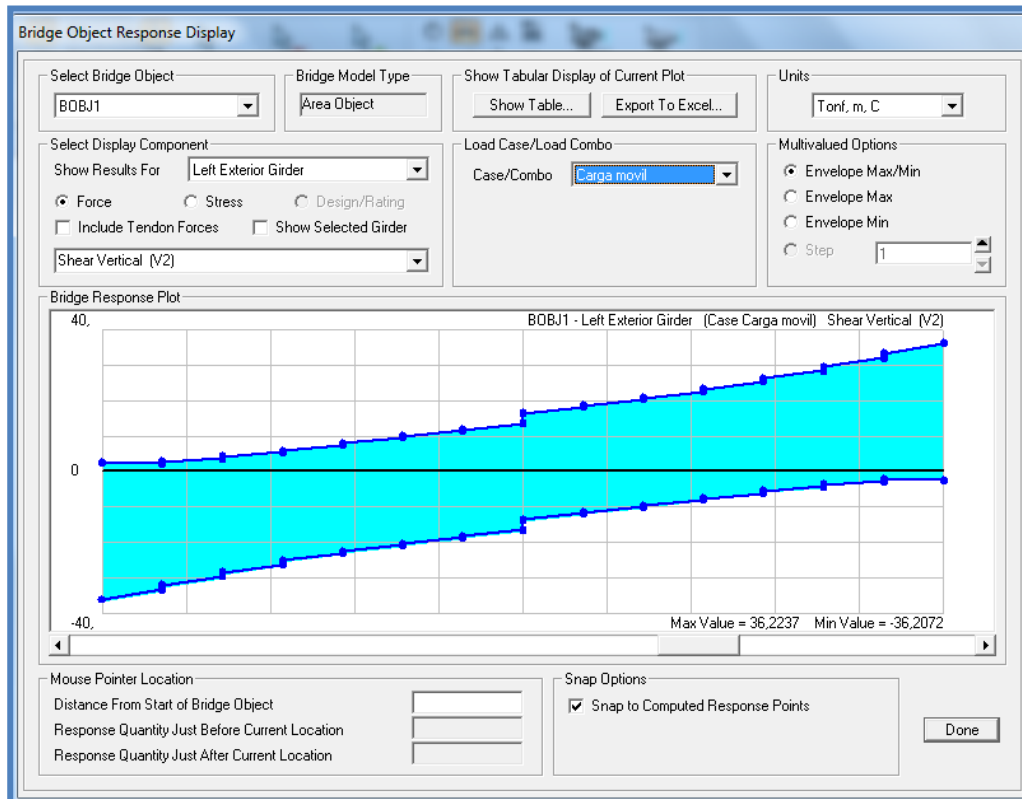
Viga Derecha - M3 - Combinación carga sísmica xy



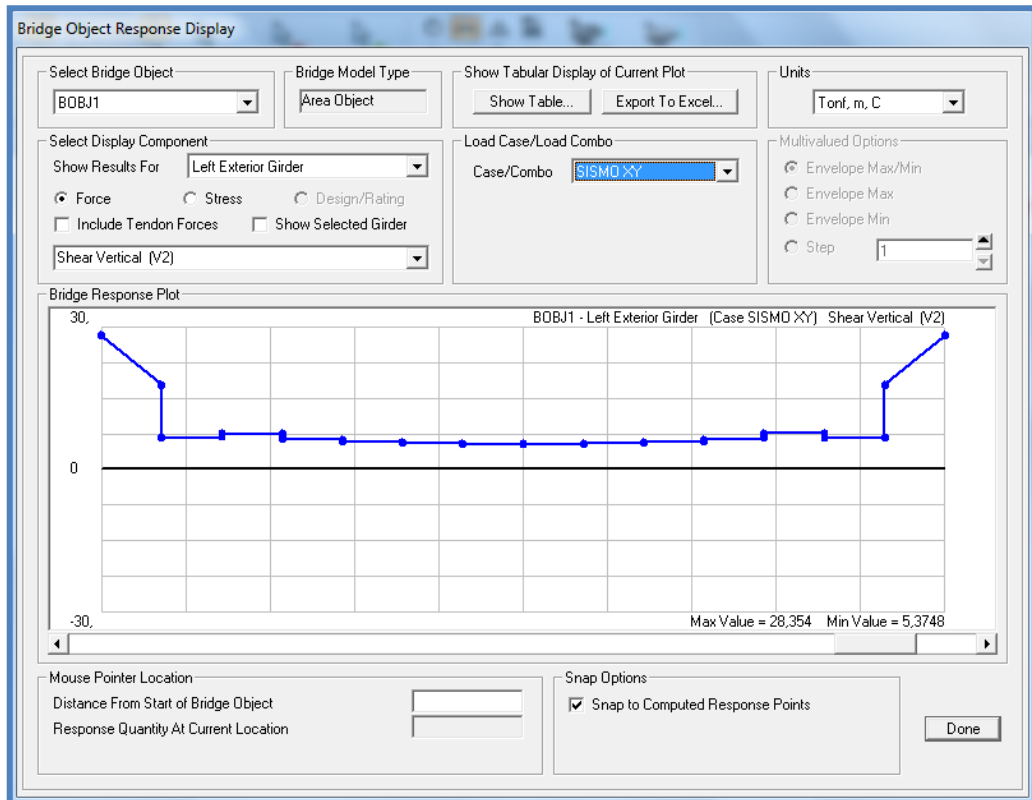
Viga Derecha - V2 - Combinación carga muerta y carga muerta adicional



Viga Derecha - V2 - Combinación carga móvil



Viga Derecha - V2 - Combinación carga sísmica xy



DESPLAZAMIENTOS

- **Show Tables > Join Output > Displacements > Select Load Cases > Ok**
> Ok
- **File > Export Current Table > To Excel**

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
139	Carga movil	LinMoving	Max	0,008987	0,003	0,000	0,006	0,010	0,002
139	Carga movil	LinMoving	Min	-	-	-	-0,006	0,000	-0,002
139	SISMO XY	LinRespSpec	Max	1,493080	1,524	0,004	0,006	0,000	0,005
139	COMB1	Combination		0,024321	0,000	-	0,000	0,028	0,000
191	Carga movil	LinMoving	Max	0,006045	0,006	0,000	0,011	0,007	0,001
191	Carga movil	LinMoving	Min	-	-	-	-0,011	0,000	-0,001
191	SISMO XY	LinRespSpec	Max	1,493017	1,535	0,003	0,013	0,000	0,002
191	COMB1	Combination		0,016122	0,000	-	0,000	0,018	0,000
243	Carga movil	LinMoving	Max	0,002094	0,008	0,000	0,013	0,003	0,001
243	Carga movil	LinMoving	Min	-	-	-	-0,013	0,000	-0,001
243	SISMO XY	LinRespSpec	Max	1,493012	1,542	0,001	0,015	0,000	0,001
243	COMB1	Combination		0,005363	0,000	-	0,000	0,007	0,000
295	Carga movil	LinMoving	Max	0,000029	0,008	0,000	0,013	0,000	0,001
295	Carga movil	LinMoving	Min	-	-	-	-0,013	-0,003	-0,001
295	SISMO XY	LinRespSpec	Max	1,493016	1,542	0,002	0,015	0,000	0,001
295	COMB1	Combination		-	0,000	-	0,000	-0,006	0,000
347	Carga movil	LinMoving	Max	0,000003	0,006	0,000	0,011	0,000	0,001
347	Carga movil	LinMoving	Min	-	-	-	-0,011	-0,006	-0,001
347	SISMO XY	LinRespSpec	Max	1,493023	1,535	0,005	0,013	0,000	0,002
347	COMB1	Combination		-	0,000	-	0,000	-0,017	0,000
399	Carga movil	LinMoving	Max	0,000003	0,003	0,000	0,007	0,000	0,002
399	Carga movil	LinMoving	Min	-	-	-	-0,007	-0,010	-0,002
399	SISMO XY	LinRespSpec	Max	1,493111	1,524	0,005	0,006	0,001	0,005
399	COMB1	Combination		-	0,000	-	0,000	-0,029	0,000
				0,025535		0,193			

REACCIONES

- **Show Tables > Join Output > Reactions > Select Load Cases > Ok > Ok**
- **File > Export Current Table > To Excel**

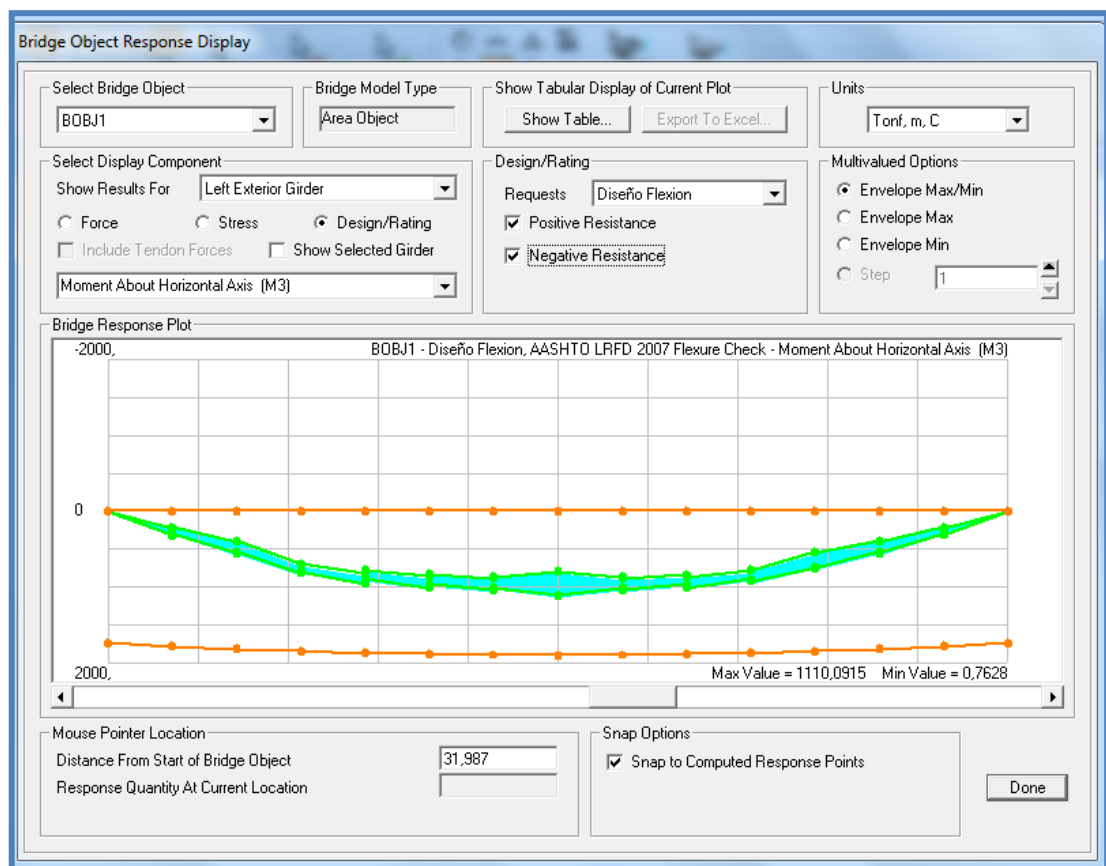
TABLE: Joint Reactions										
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3	
Text	Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m	
1	Carga movil	LinMoving	Max	38,19	0,12	0,418	0	0,0058	0,02393	
1	Carga movil	LinMoving	Min	-4,80	-0,07	-0,030	0	-0,08309	-0,01387	
1	SISMO XY	LinRespSpec	Max	57,42	64,30	66,585	7,874E-16	13,31703	12,85926	
1	COMB1	Combination		93,47	-0,07	1,160	-8,36E-19	-0,23194	-0,01365	
2	Carga movil	LinMoving	Max	42,81	0,09	0,388	0	0,00035	0,01804	
2	Carga movil	LinMoving	Min	-0,56	-0,07	-0,002	0	-0,07684	-0,0132	
2	SISMO XY	LinRespSpec	Max	18,32	65,22	66,571	7,987E-16	13,31419	13,04431	
2	COMB1	Combination		85,09	0,01	1,116	7,152E-20	-0,2232	0,00117	
3	Carga movil	LinMoving	Max	44,56	0,08	0,385	0	0	0,01667	
3	Carga movil	LinMoving	Min	-0,84	-0,08	0,000	0	-0,07612	-0,01667	
3	SISMO XY	LinRespSpec	Max	5,07	65,08	66,562	7,971E-16	13,31237	13,01696	
3	COMB1	Combination		85,85	0,00	1,106	0	-0,22115	5,774E-10	
4	Carga movil	LinMoving	Max	42,81	0,07	0,388	0	0,00035	0,0132	
4	Carga movil	LinMoving	Min	-0,56	-0,09	-0,002	0	-0,07684	-0,01804	
4	SISMO XY	LinRespSpec	Max	18,32	65,22	66,571	7,987E-16	13,31419	13,04431	
4	COMB1	Combination		85,09	-0,01	1,116	-7,152E-20	20	-0,2232	-0,00117
5	Carga movil	LinMoving	Max	38,19	0,07	0,418	0	0,0058	0,01387	
5	Carga movil	LinMoving	Min	-4,80	-0,12	-0,030	0	-0,08309	-0,02393	
5	SISMO XY	LinRespSpec	Max	57,42	64,30	66,585	7,874E-16	13,31703	12,85926	
5	COMB1	Combination		93,47	0,07	1,160	8,36E-19	-0,23194	0,01365	
11	Carga movil	LinMoving	Max	38,21	0,12	0,035	0	0,08412	0,02427	
11	Carga movil	LinMoving	Min	-4,81	-0,07	-0,424	0	-0,00677	-0,01412	
11	SISMO XY	LinRespSpec	Max	57,39	64,29	66,578	7,873E-16	13,31562	12,85835	
11	COMB1	Combination		93,46	-0,07	-1,161	-8,549E-20	19	0,23218	-0,01396
12	Carga movil	LinMoving	Max	42,80	0,09	0,003	0	0,07703	0,01834	
12	Carga movil	LinMoving	Min	-0,55	-0,07	-0,389	0	-0,00043	-0,0136	
12	SISMO XY	LinRespSpec	Max	18,27	65,22	66,563	7,987E-16	13,31268	13,04344	
12	COMB1	Combination		85,07	0,01	-1,115	6,689E-20	0,22308	0,00109	
13	Carga movil	LinMoving	Max	44,60	0,08	0,000	0	0,07642	0,01661	
13	Carga movil	LinMoving	Min	-0,84	-0,08	-0,387	0	0	-0,01661	
13	SISMO XY	LinRespSpec	Max	5,03	65,08	66,554	7,97E-16	13,31081	13,01606	
13	COMB1	Combination		85,83	0,00	-1,105	0	0,22093	10	-5,452E-
14	Carga movil	LinMoving	Max	42,80	0,07	0,003	0	0,07703	0,0136	
14	Carga movil	LinMoving	Min	-0,55	-0,09	-0,389	0	-0,00043	-0,01834	
14	SISMO XY	LinRespSpec	Max	18,27	65,22	66,563	7,987E-16	13,31268	13,04344	
14	COMB1	Combination		85,07	-0,01	-1,115	-6,689E-20	0,22308	-0,00109	

15	Carga movil	LinMoving	Max	38,21	0,07	0,035	0	0,08412	0,01412
15	Carga movil	LinMoving	Min	-4,81	-0,12	-0,424	0	-0,00677	-0,02427
15	SISMO XY	LinRespSpec	Max	57,39	64,29	66,578	7,873E-16	13,31562	12,85835
15	COMB1	Combination		93,46	0,07	-1,161	8,549E-19	0,23218	0,01396

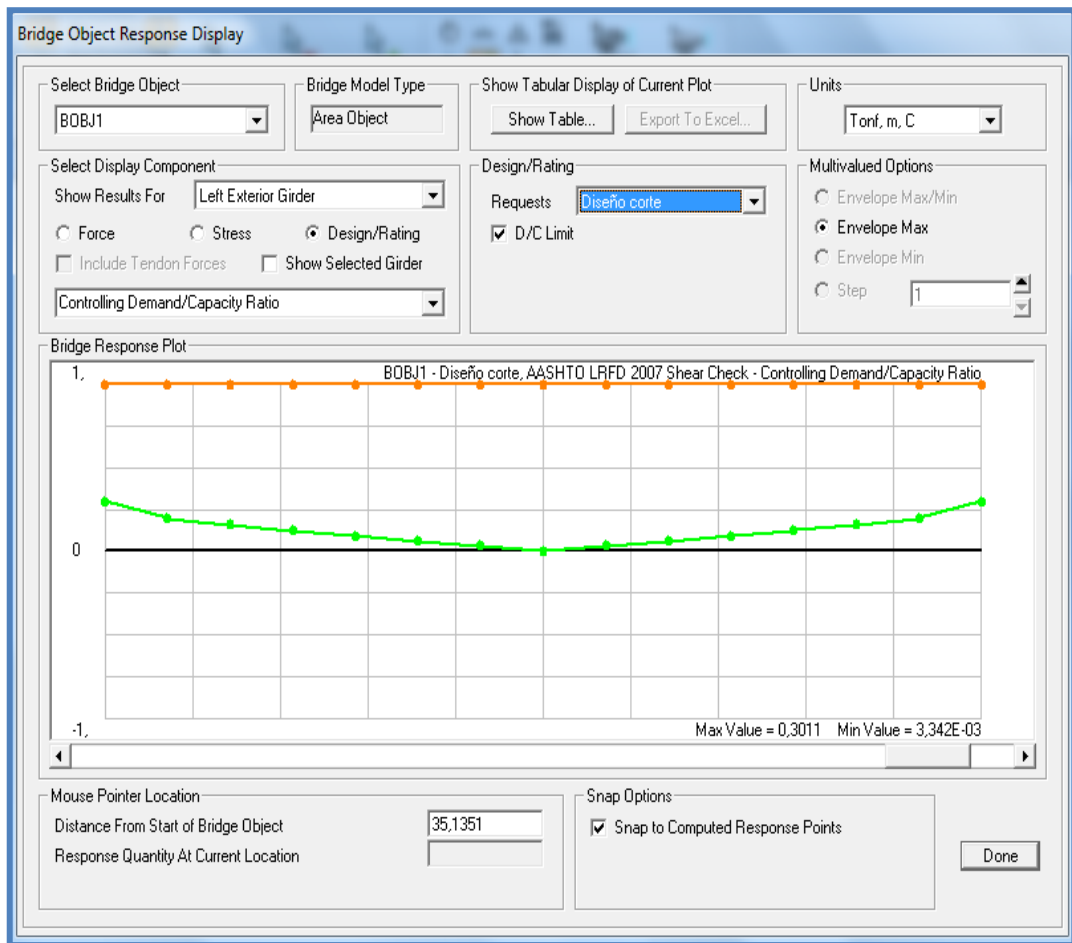
6.6.8.3.2 RESULTADOS DEL DISEÑO

- Home > Show Bridge Superstructure Design Results

6.6.15.2.1 DISEÑO POR FLEXION



6.6.15.2.2 DISEÑO POR CORTE



6.7. – METODOLOGÍA

Para el presente proyecto predomina la investigación cuantitativa ya que la elaboración del manual de análisis y diseño requerirá de la aplicación de normas, se realizará los cálculos correspondientes, se modelará e interpretará los resultados para indicar el comportamiento de un puente de luz mediana.

La modalidad de investigaciones del presente proyecto es:

Bibliográfica.- Se utilizara libros e internet como fuente de consulta para realizar los cálculos correspondientes al análisis y diseño de vigas postensadas.

Histórica.- Se consultará el desempeño que han tenido estas vigas en obras similares en las que ya se han utilizado.

Especial.- Con la ayuda del programa Bridge se realizará la modelación de puente con vigas postensadas.

6.8. – ADMINISTRACIÓN

La Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica con sus profesores serán los encargados de revisar el diseño comparar los resultados y determinar el desempeño estructural del puente con la aplicación de vigas postensadas.

6.9. – PLAN DE MONITOREO Y EVALUACIÓN DE LA PROPUESTA

El diseño podrá ser evaluado anualmente con el fin de dar las mejoras necesarias al mismo, de acuerdo a las actualizaciones de las normas del ASSHTO y el avance tecnológico en el postensado, esto estará a cargo de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, profesores y estudiantes con conocimientos en este tema.

C.- MATERIALES DE REFERENCIA

BIBLIOGRAFIA

- ESPECIFICACIONES ASSHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES POR EL MÉTODO LRDF. (2007).
- ACI_ 318, (1999). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario.USA. Capitulo 18, Capítulo 11.
- Código Ecuatoriano de la Construcción, (1993). Quito. Ecuador.
- KHACHATURIAN, Narbey y GURFINKEL, German (1979). Concreto Presforzado. Editorial Diana. México.
- LACROIX, Roger y FUENTES, Albert (1978). Hormigón pretensado. Editores Técnicos Asociados, S.A., Barcelona. España.
- CABANILLAS, Jorge. DISEÑO DE SUPERESTRUCTURAS EN PUENTES. Computers & Structures INC.
- HERNANDEZ, Mece (2011). INTRODUCCION AL CONCEPTO DEL CSIBridge. Analisis y Diseño de Puentes

INTERNET

- [http://www.anippac.org.mx/capitulo 02.pdf](http://www.anippac.org.mx/capitulo%2002.pdf).
- [http://www.anippac.org.mx/capitulo 04.pdf](http://www.anippac.org.mx/capitulo%2004.pdf).
- http://www.inti.gov.ar/cirsoc/pdf/puentes_hormigon/capitulo02.pdf
“Conceptos básicos de diseño de elementos de concreto presforzado y prefabricado”
- http://www.google.com/imgres?imgurl=http://www.construaprende.com/tesis01/11-Conceptos-basicos/111-definicion-de-preesfuerzo.html&usq=__z4sNfID12QgXGLqbTDIyolO8jnU=&h=255&w=675&sz=8&hl=es&start=4&zoom=1&tbnid=ZOaA0h97APv6tM:&tbnh=52&tbnw=138&prev=/images%3Fq%3Dvigas%2Bpostensadas%26um%3D1%26hl%3

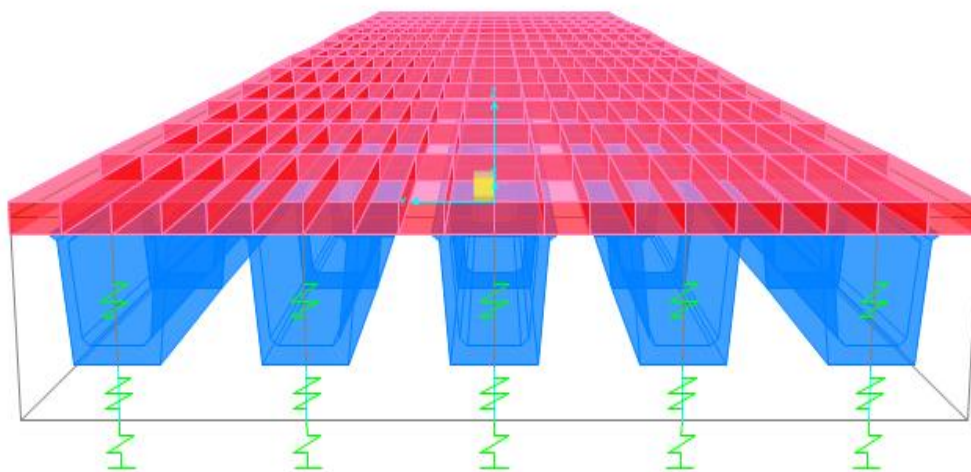
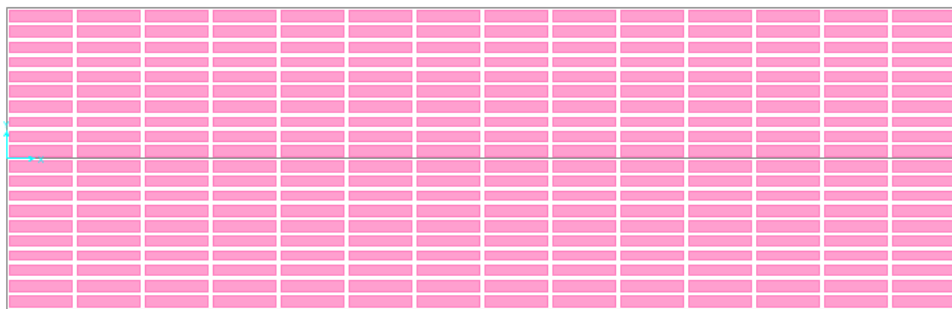
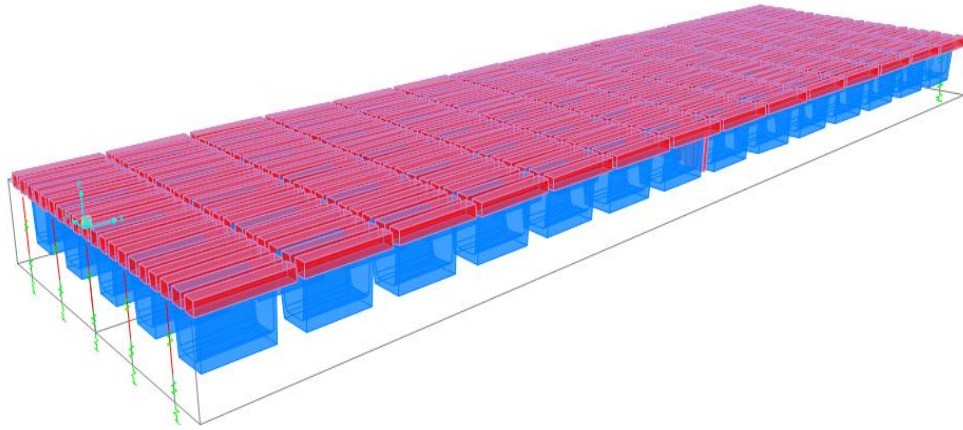
Des%26sa%3DX%26tbs%3Disch:1&um=1&itbs=1(2006)“Definición de preesfuerzo”

- <http://perso.wanadoo.es/tecno21/tipos/pontshormigonpre.htm> “Puentes de hormigón pretensado”
- http://bligoo.com/media/users/4/205424/files/21732/Puente_1.pdf “Puentes”
- <http://www.miliarium.com/monografias/Puentes/TiposPuentes.asp> “clasificación de los puentes”
- <http://www.construmatica.com/construpedia/Hormig%C3%B3n>
- <http://156.35.33.98/DCIF/MMContinuos/descargas/testructuras/Hormigon/1%20Introduccion/Carac%20hormigon.pdf>
- http://www.google.com.ec/search?q=Vigas+postensadas&hl=es&prmd=ivfd&ei=nr7uTLDLIIH-8AaN_smCDA&start=30&sa=N
- http://es.wikipedia.org/wiki/Estructura#En_ingenier.C3.ADA. “Estructura”
- http://www.inti.gov.ar/cirsoc/pdf/puentes_hormigon/capitulo04.pdf “Diseño de puentes con elementos prefabricados y presforzados”

ANEXO A

GUIA DE MODELACIÓN

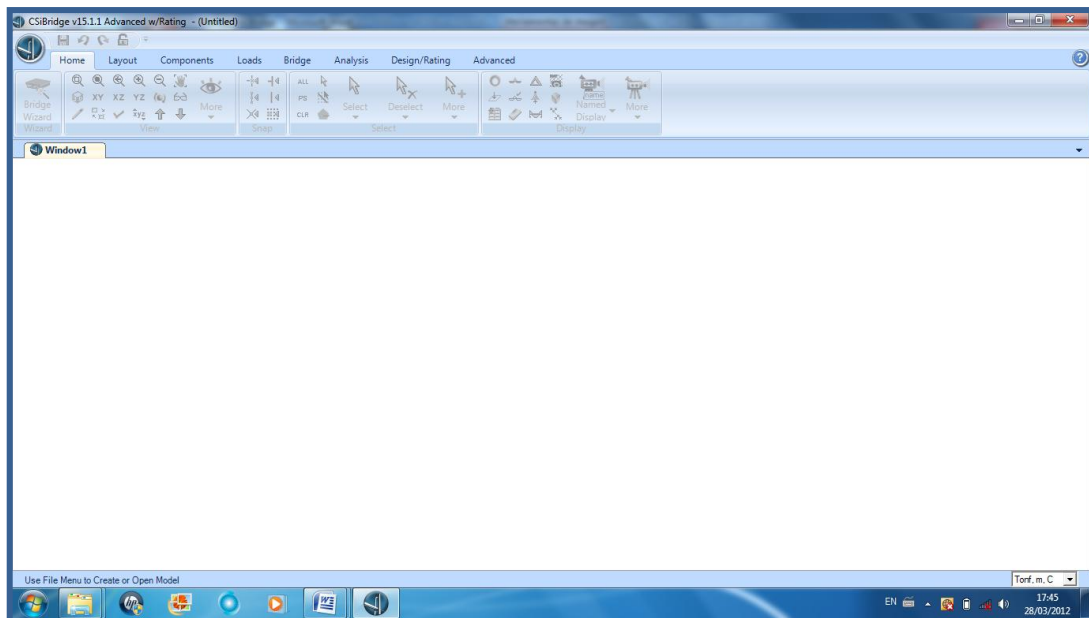
MODELACIÓN DEL PUENTE



Modelación en el CSiBridge

Introducción

"**CSiBridge** es el último software, versátil con herramientas integradas para modelar analizar y diseñar estructuras de puentes, **CSiBridge** puede aplicar la guía ASSHTO STD 2002 o la guía ASSHTO LRDF 2007, que es el código de diseño de puentes que incluye superestructuras prefabricadas por ejemplo vigas de sección cerrada y losa compuesta (Precast Concret Box bridges with a composite slab)" ^{6.27}




Diseño de un puente con CSiBridge

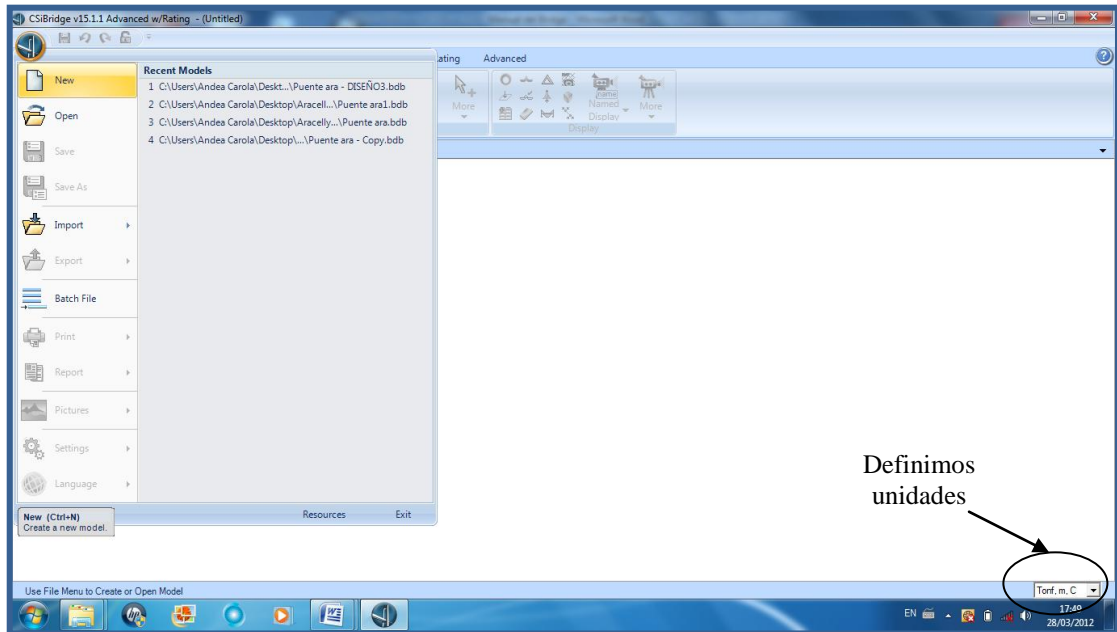
"El diseño de un puente con el CSiBridge se basa en los patrones de carga, casos de carga, combinaciones de carga y solicitaciones de diseño (se mencionará más adelante); el diseño se puede visualizar gráficamente y se imprime con un formato personalizado". ^{6.27}

Guía para la modelación

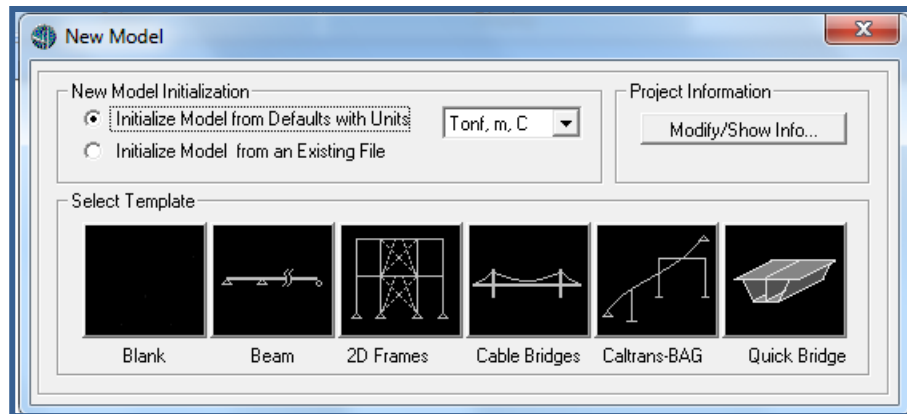
Pantalla de Inicio del programa

^{6.27} Diseño de superestructuras en puentes, Ing. Jorge Cabanillas Rodríguez, CSi

- Definir unidades en la pantalla inicial (Tnf,m,C)
- En el menú "Orb" , Crear un archivo o documento nuevo seleccionando > **New**

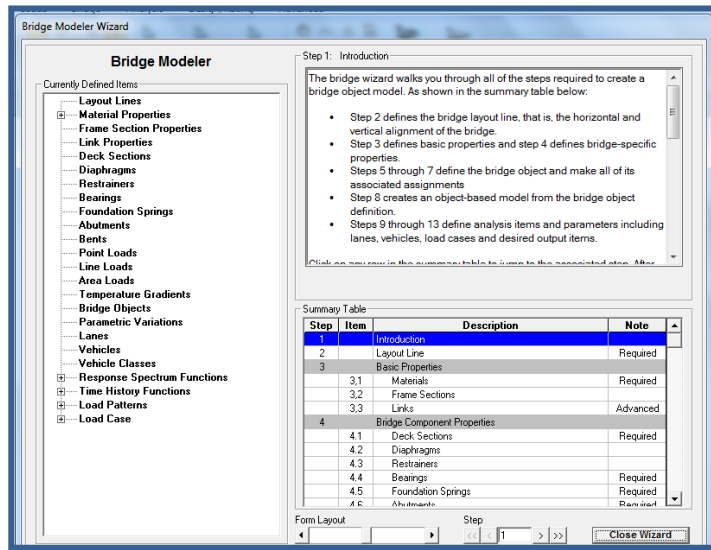


- **New Model > Blank**



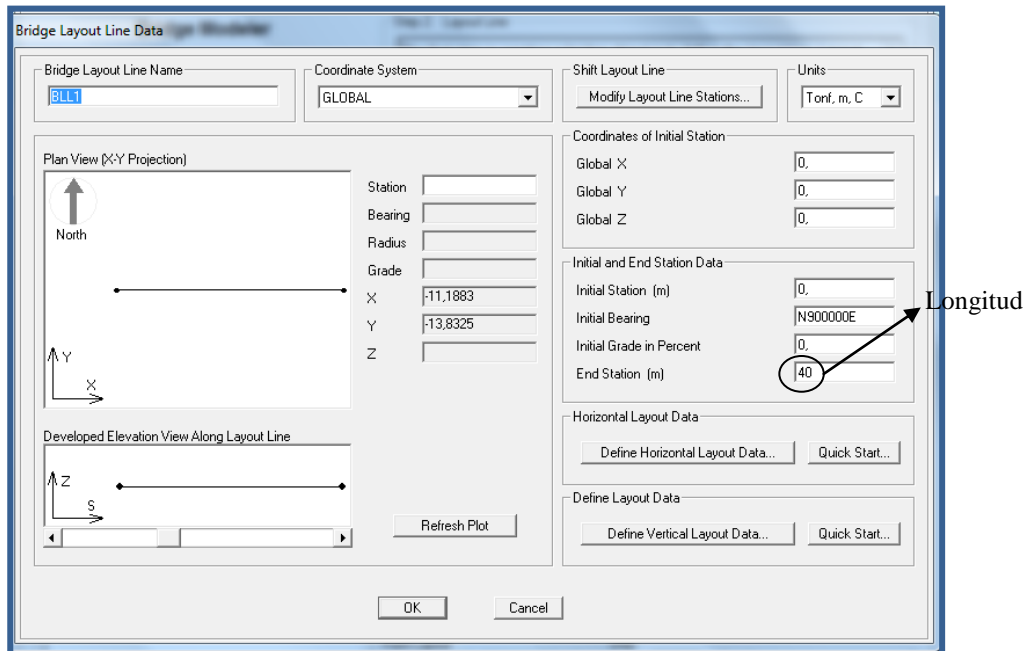
- Ir a **Home > Bridge Wizard** (Opción que guiará al usuario a través de los pasos necesarios para crear un nuevo modelo)

- Ventana **Bridge Modeler**



- Escoger la opción **Layout Line > Add New Line**

Definir la longitud del puente, la alineación, el cual puede ser curvo o recto



De esta manera se crea una nueva línea de diseño

DEFINIR LOS MATERIALES

- **Bridge Modeler > Materials > Add New Material**

Definir la resistencia y módulo de elasticidad del hormigón, de acuerdo con la memoria de cálculo del ejemplo de diseño presentada anteriormente.

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: f'c400

Material Type: Concrete

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 2.4028

Mass per Unit Volume: 0.245

Units: Tonf, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 280000

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 9.900E-06

Shear Modulus, G: 116666.67

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 4000

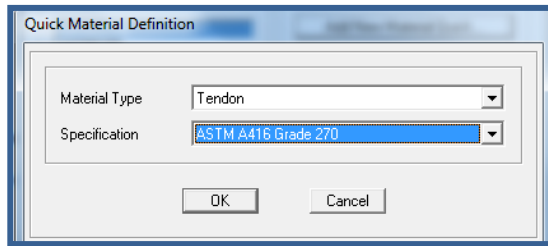
Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor: []

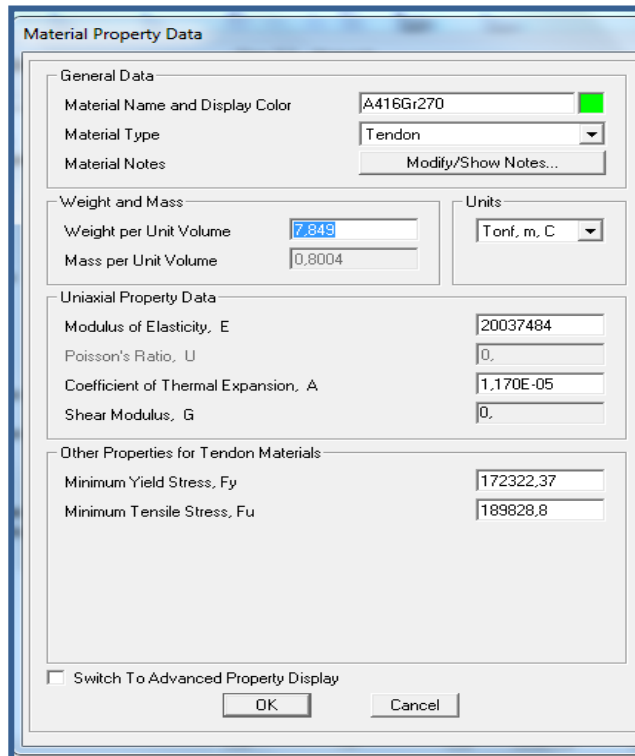
Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

- Para el presfuerzo, Escoger > **Add New Material Quick > Tendon y Specification ASTM A416 Grade 270**

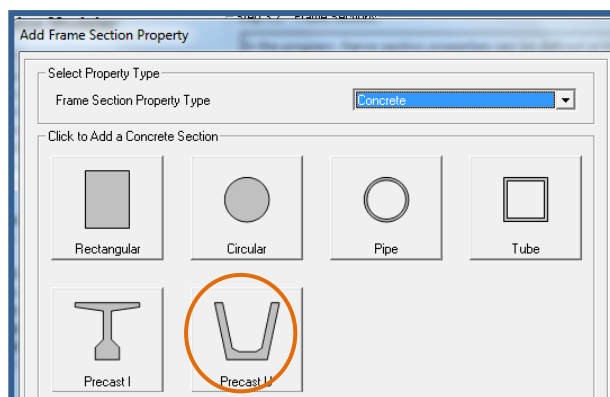


Se despliega una ventana con las propiedades del material



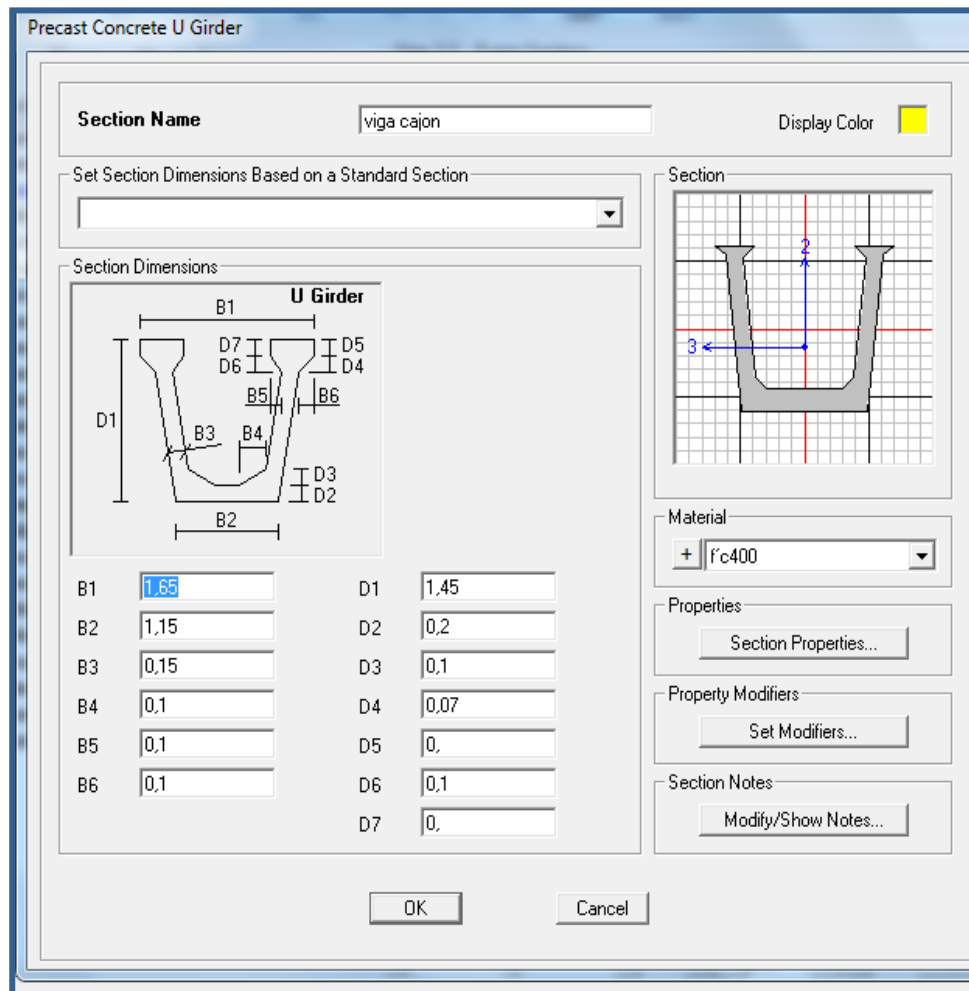
PARA DEFINIR LA SECCIÓN DE LA VIGA

- **Frame Sections > Add New Property > Concrete > Precast U**



Se elige esta sección debido a que es la más aproximada a la sección del ejemplo de diseño.

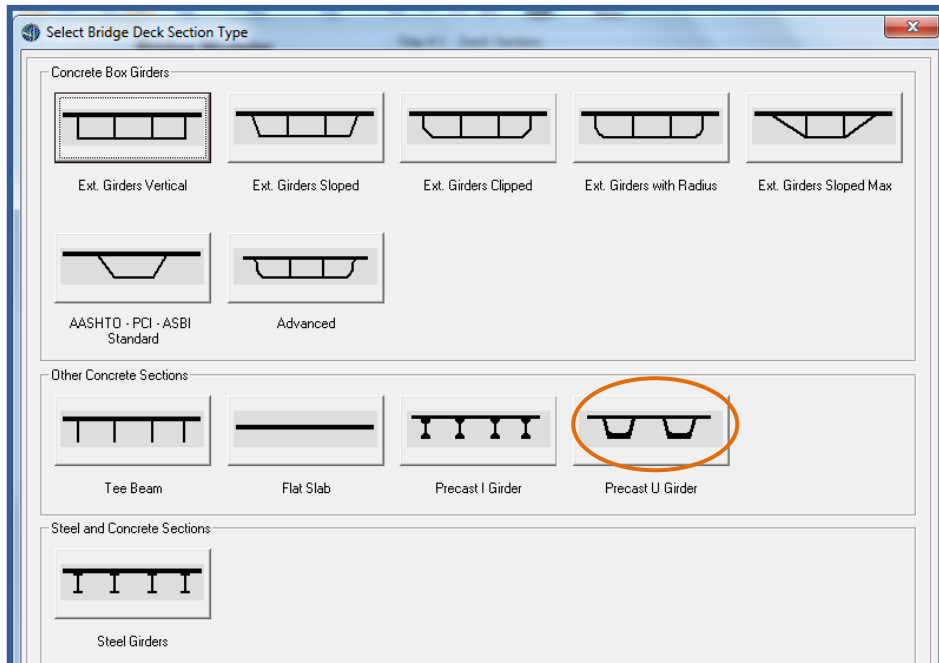
En la ventana **Precast Concrete U Girder** ingresamos las dimensiones correspondientes de la sección, sin tomar en cuenta las aletas de la sección original, para tomarlas en cuenta más tarde con la losa, de esta manera.



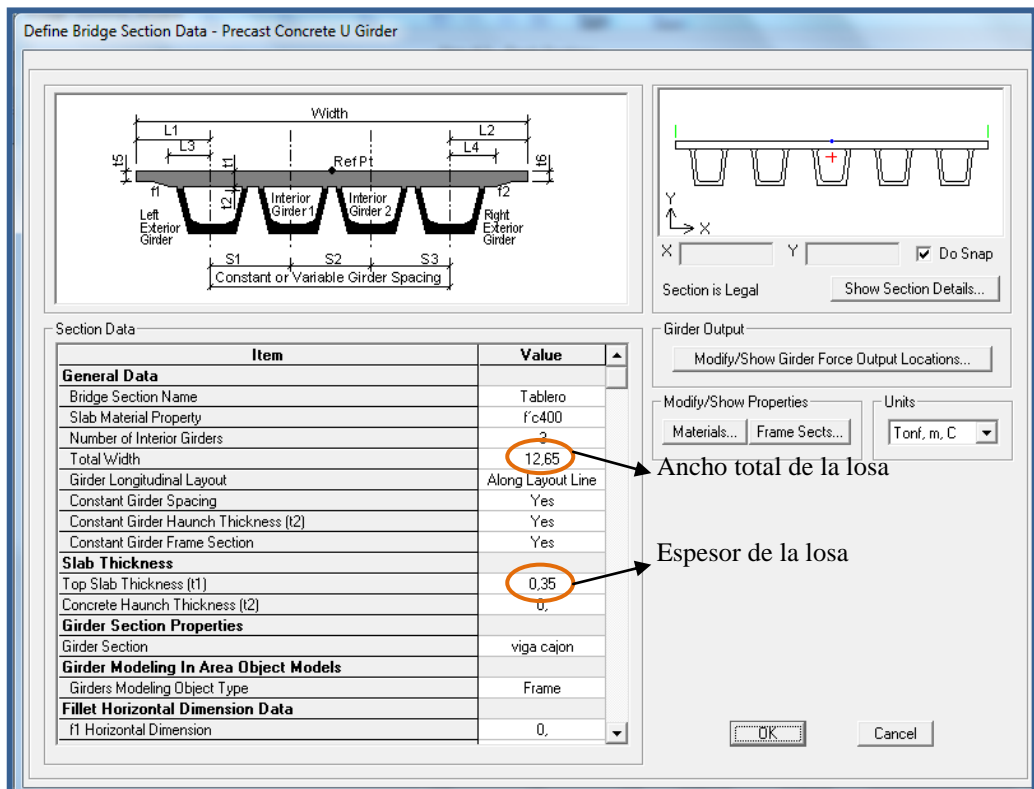
SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA LOSA DEL PUENTE

- **4.1 Deck Sections > Add New Section**

Elegir la sección, en este caso, la sección **Precast U Girder**



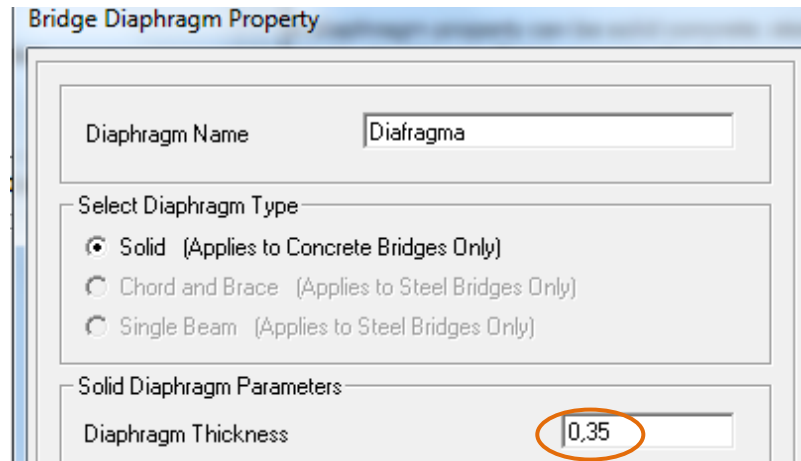
Ingresar especificaciones y dimensiones establecidas, en el caso del dato del espesor de la losa, se tomará en cuenta tanto el espesor de las aletas como el de la losa, ya que anteriormente en la sección de la viga no se tomo en cuenta este espesor.



DIAFRAGMAS

4.2 Diaphragms > Add New Diaphragm

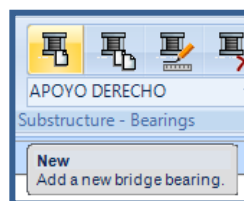
En la estructura se colocará un diafragma en centro del claro. Ingresar el espesor del Diafragma.



APOYOS

Se colocarán estribos al inicio y al final del puente.

En la ventana principal. **Components > New**



En cada apoyo poner la Carga a la Ruptura de los apoyos de Neopreno Estos valores están especificados en el **Anexo C**, para una dureza(shore) de 60 ± 5 la Carga a la Ruptura es 2500 PSI la cual, al ser transformada arroja el valor indicado en la imagen, y colocarlo en la columna de Stiffness para **U2** y **U3**, en **U1** poner **Fixed**.

R1, R2, R3 se consideran libres.

(Los valores de U1, U2, U3 son desplazamientos y R1, R2 y R3 son las restricciones o libertades en los diferentes sentidos de plano x, y ó z.

Bridge Bearing Data

Bridge Bearing Name: APOYO DERECHO Units: Tonf, m, C

Bridge Bearing Is Defined By:

Link/Support Property +

User Definition

User Bearing Properties

DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Normal to Layout Line (U2)	Partial Fixity	44,6449
Translation Along Layout Line (U3)	Partial Fixity	44,6449
Rotation About Vertical (R1)	Free	
Rotation About Normal to Layout Line (R2)	Free	
Rotation About Layout Line (R3)	Free	

ESTRIBOS

En la opción **Abutment** se especifica las condiciones de soporte en los extremos del puente.

Abutments > Add New Bridge Abutment > OK

Bridge Abutment Data

Bridge Abutment Name: BAPT2 Units: Tonf, m, C

Girder Support Condition

Integral

Connect to Girder Bottom Only

Substructure Type

Foundation Spring

Continuous Beam (Continuously Supported)

Section Property: +

Beam Length:

Foundation Spring

Foundation Spring Property: + Fixed

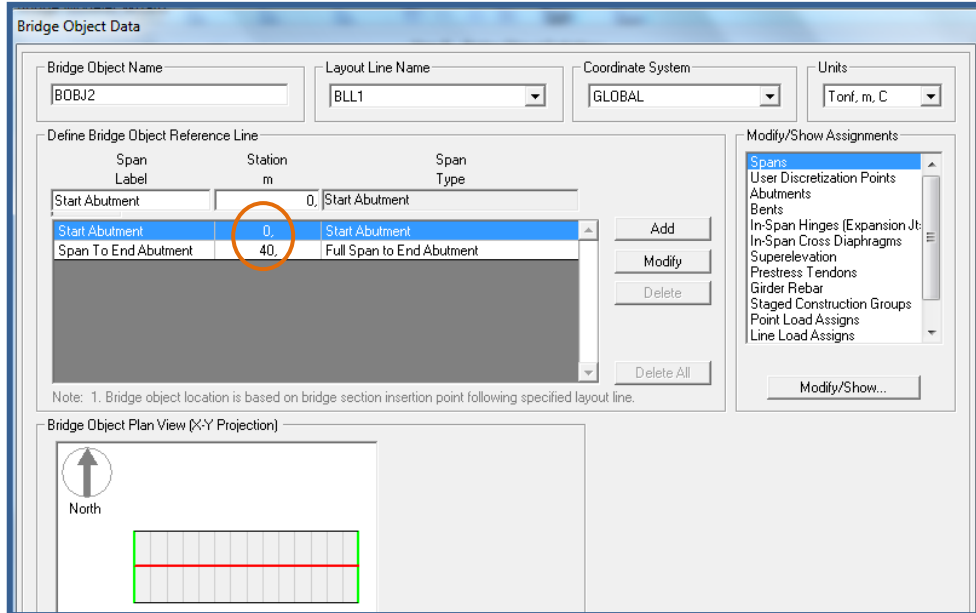
Note: When substructure type is grade beam, foundation spring property represents a line spring.

OK Cancel

Una vez ingresados los elementos del puente, armar el puente.

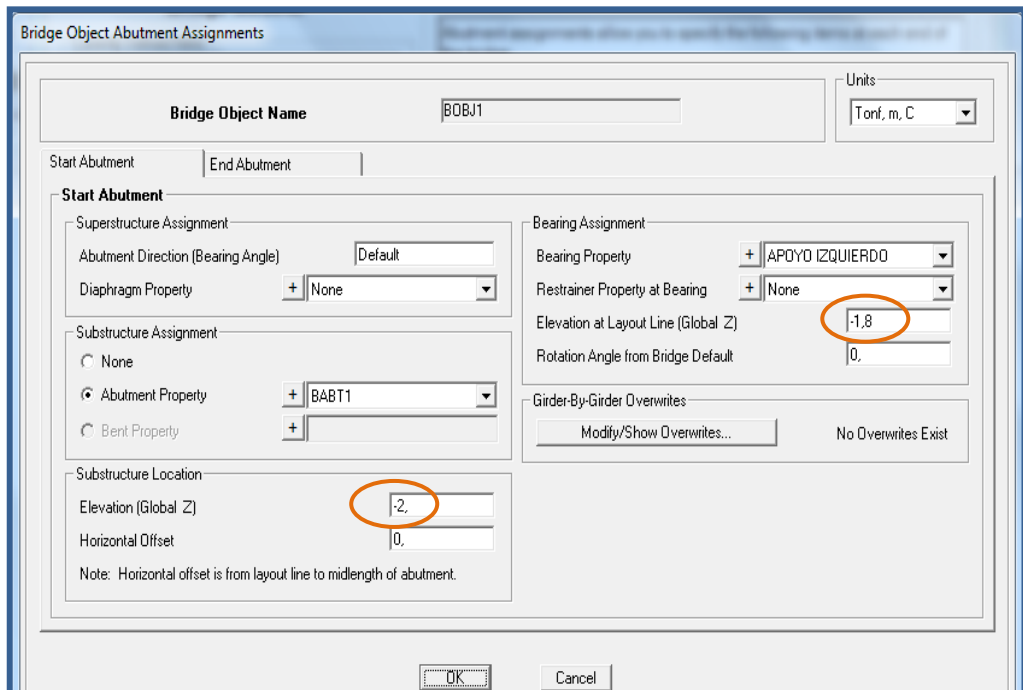
- **Bridge Object Definition > Add New Bridge Object**

Especificar donde inicia y termina el tramo del puente



7.3 Abuments

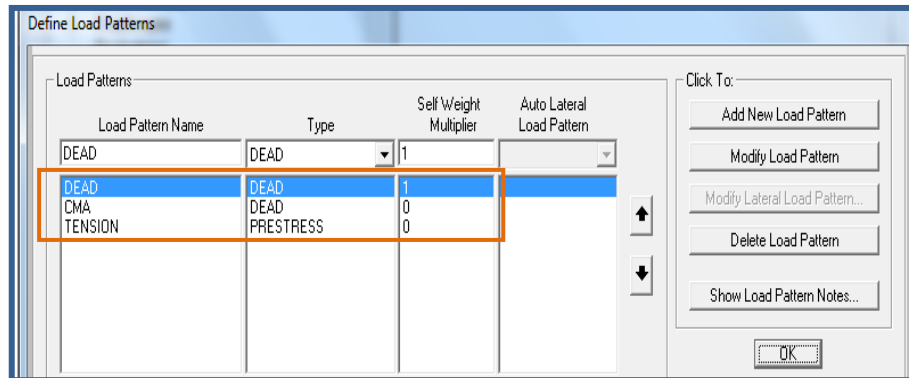
Corregir la altura de la viga y los apoyos, tanto el izquierdo como el derecho



DEFINIR LOS CASOS DE CARGA

En Define Load Patterns

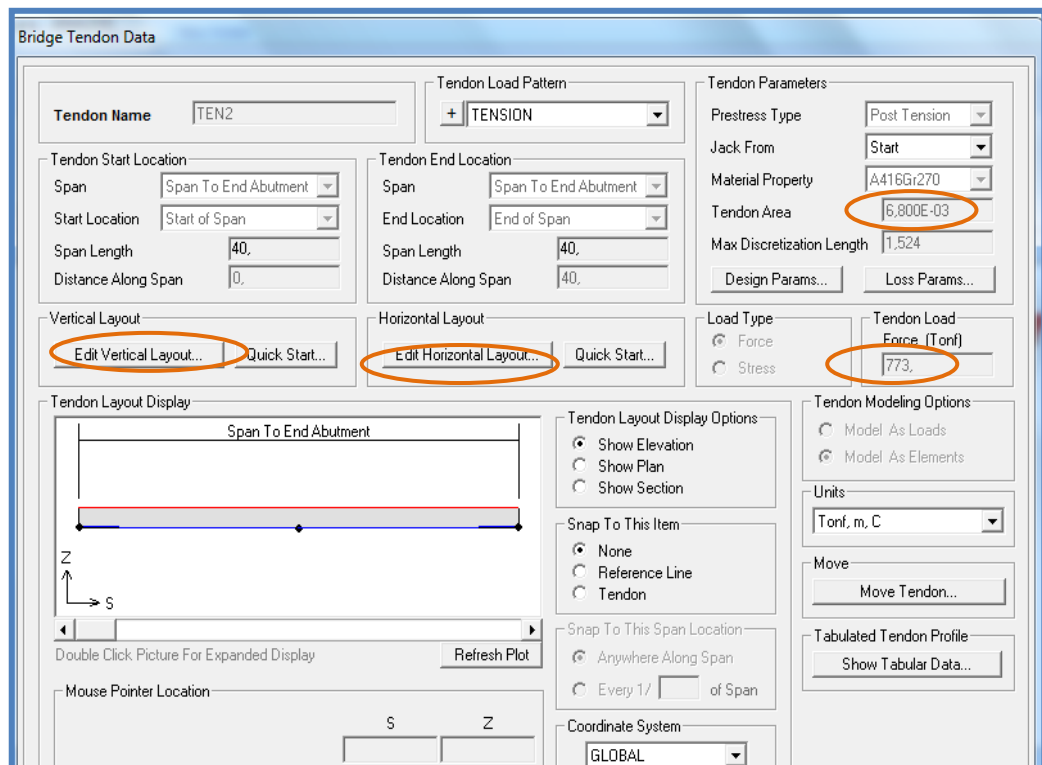
Definir las cargas y sus factores de carga



TENDONES DE PRESFUERZO

- **Prestress Tendons > Add New Tendon**

Ingresar el valor de Presfuerzo final obtenido en cálculo del ejemplo de diseño, el área de presfuerzo correspondiente a los 68 torones, y ubicar la excentricidad calculada en (Edit Vertical Layout y Edit Horizontal Layout)



En el Edit Vertical Layout

Tendon Vertical Layout Data - TEN1

Tendon Layout Data

Point ID	Segment Type From Point (n - 1) to Point(n)	Tendon Dist. m	Vert. Offset m	Slope m / m
3	Parabola End Point and Initial Slope	40.	-1.7	0.
1	Start of Tendon	0.	-1.7	
2	Parabola End Point and Final Slope	20.	-1.85	0.
3	Parabola End Point and Initial Slope	40.	-1.7	0.
4	Linear to End of Tendon	40.	-1.7	

Notes: 1. Tendon distance is measured along the bridge object reference line.
2. Offset is offset of the tendon from bridge object reference line.

Tendon Layout Display

Tendon Layout Display Options

- Elevation Is Shown
- Plan Is Shown
- Section Is Shown

Snap To This Item

- None
- Reference Line
- Tendon

Snap To This Span Location

- Anywhere Along Span
- Every 1/ of Span

Coordinate System

GLOBAL

Units: Tonf, m, C

Move: Move Tendon...

Tabulated Tendon Profile: Show Tabular Data...

OK Cancel

En el Edit Horizontal Layout

Tendon Horizontal Layout Data - TEN1

Tendon Layout Data

Point ID	Segment Type From Point (n - 1) to Point(n)	Tendon Dist. m	Horiz. Offset m	Slope m / m
1		0.	-5.	
1	Start of Tendon	0.	-5.	
2	Linear to End of Tendon	40.	-5.	

Notes: 1. Tendon distance is measured along the bridge object reference line.
2. Offset is offset of the tendon from bridge object reference line.

Tendon Layout Display

Tendon Layout Display Options

- Elevation Is Shown
- Plan Is Shown
- Section Is Shown

Snap To This Item

- None
- Reference Line
- Tendon

Snap To This Span Location

- Anywhere Along Span
- Every 1/ of Span

Coordinate System

GLOBAL

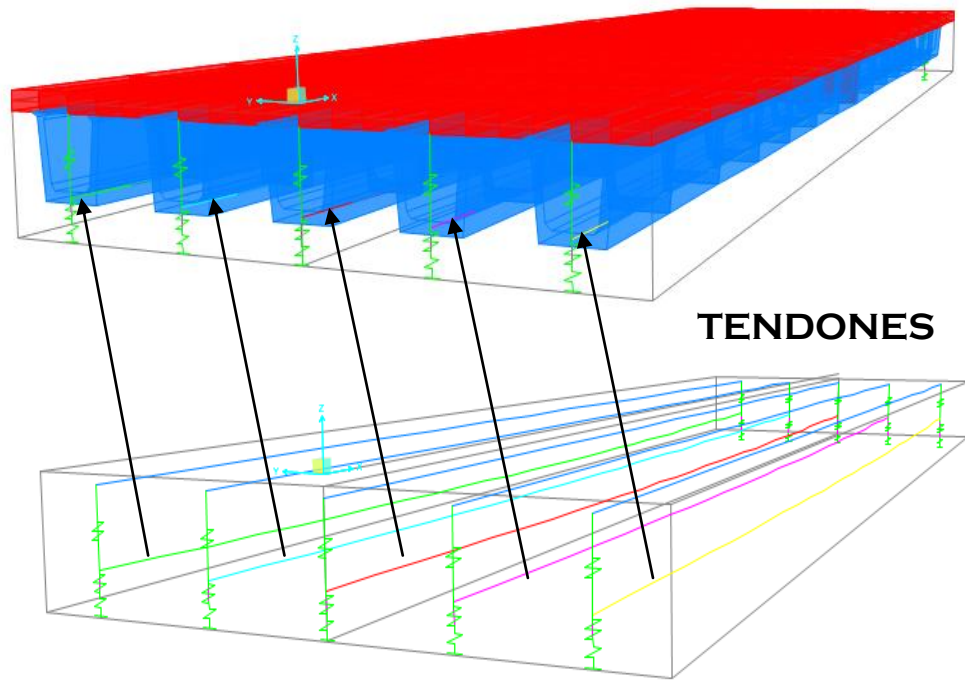
Units: Tonf, m, C

Move: Move Tendon...

Tabulated Tendon Profile: Show Tabular Data...

OK Cancel

Realizar el mismo procedimiento para todas las vigas



DEFINICION DE CARGAS

Para definir las cargas lineales (BARANDAS)

4.9 Line Load Definitions > Add New Line Load

El valor de la carga está en Kg/ml, este ya fue calculado anteriormente

Bridge Line Load Distribution Definition Data	
Load Name	Barandas1
Units	Tonf. m. C
Load Direction	
Load Type	Force
Coordinate System	GLOBAL
Direction	Gravity
Load Value	
Value	0,0744
Load Transverse Location	
Reference Location	Left Edge of Deck
Load Distance from Reference Location	0,

Se debe hacer lo mismo para la otra baranda

Cargas distribuidas (ACERAS y CARPETA ASFALTICA)

4.10 Area Load Definitions > Add New Area Load

El valor de la carga está en Kg/m^2 , este valor ya fue calculado anteriormente.

Para la Acera 1

Bridge Area Load Distribution Definition Data

Load Name	Acera1	Units	Tonf. m. C
Load Direction			
Load Type	Force		
Coordinate System	GLOBAL		
Direction	Gravity		
Load Value			
Left Edge Value	0,296		
Right Edge Value	0,296		
Load Transverse Location			
Left Reference Location	Left Edge of Deck		
Left Load Distance from Left Ref. Location	0.		
Right Reference Location	Right Edge of Deck		
Right Load Distance from Right Ref. Location	11,9		

Para la Acera 2

Bridge Area Load Distribution Definition Data

Load Name	Acera2	Units	Tonf, m, C
Load Direction			
Load Type	Force	Coordinate System	GLOBAL
Direction	Gravity		
Load Value			
Left Edge Value	0,296	Right Edge Value	0,296
Load Transverse Location			
Left Reference Location	Left Edge of Deck	Right Reference Location	Left Edge of Deck
Left Load Distance from Left Ref. Location	11,9	Right Load Distance from Right Ref. Location	12,65

Carpeta asfáltica

Bridge Area Load Distribution Definition Data

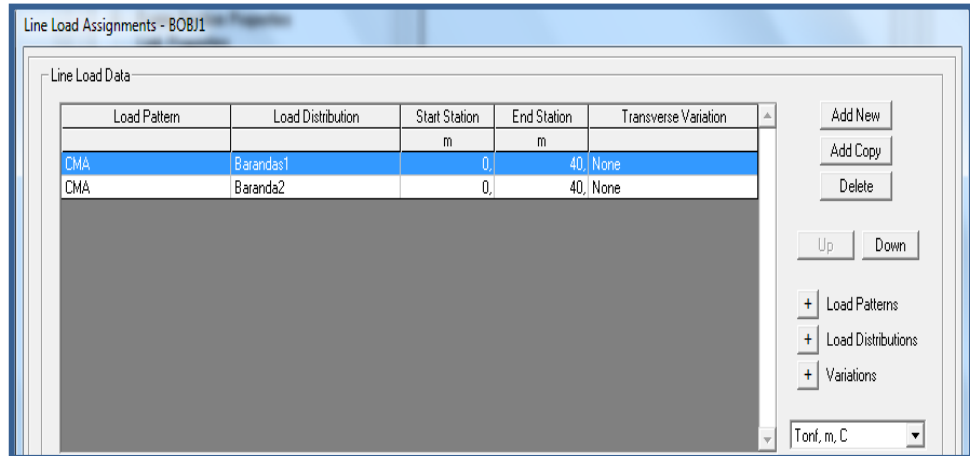
Load Name	Asfalto	Units	Tonf, m, C
Load Direction			
Load Type	Force	Coordinate System	GLOBAL
Direction	Gravity		
Load Value			
Left Edge Value	0,22	Right Edge Value	0,22
Load Transverse Location			
Left Reference Location	Left Edge of Deck	Right Reference Location	Right Edge of Deck
Left Load Distance from Left Ref. Location	0,75	Right Load Distance from Right Ref. Location	0,75
Load Vertical Location			
Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion			

OK Cancel

ASIGNACION DE CARGAS

Para asignar las cargas lineales (BARANDAS)

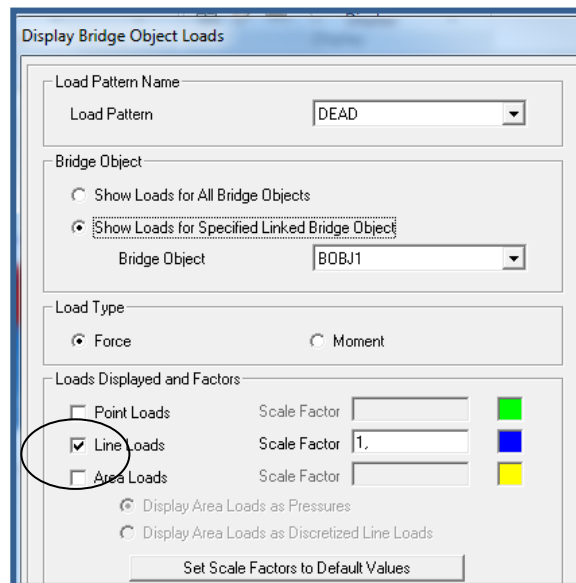
7.12 Line Load (Elegir la baranda) > Load Patterns

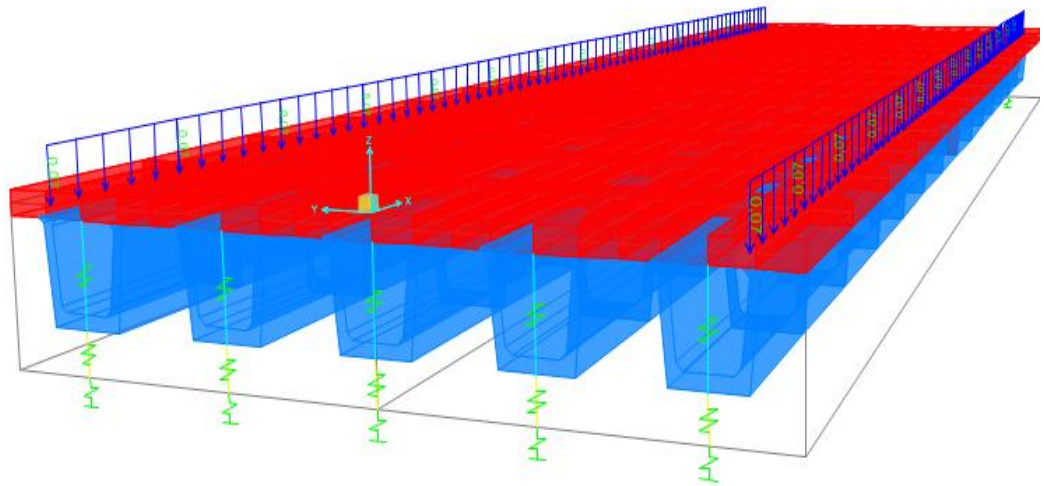


Asignación de cargas distribuidas (aceras y carpeta asfáltica)

7.13 Area Loads (Elegir uno de los elementos) > Load Patterns y repetir el procedimiento anterior.

Para visualizar las cargas, **Home > Show Bridge Loads**





CARRILES

9.1 Lines > Add New Line Define Layout Line...

Bridge Lane Data

Lane Name: LANE1

Coordinate System: GLOBAL

Units: Tonf, m, C

Maximum Lane Load Discretization Lengths:

Along Lane: 3,048

Across Lane: 3,048

Additional Lane Load Discretization Parameters Along Lane:

Discretization Length Not Greater Than 1/4 of Span Length

Discretization Length Not Greater Than 1/10 of Lane Length

Lane Data:

Bridge Layout Line	Station m	Centerline Offset m	Lane Width m
BLL1	0,	0,	3,2
BLL1	0,	0,	3,2
BLL1	40,	0,	3,2

Inicio y fin del carril

Ancho del carril

Plan View (X-Y Projection):

Layout Line: _____

Station: _____

Bearing: _____

Radius: _____

Grade: _____

X: _____

Y: _____

Z: _____

Snap To Layout Line

Snap To Lane

Objects Loaded By Lane:

Program Determined

Group

Lane Edge Type:

Left Edge: Interior

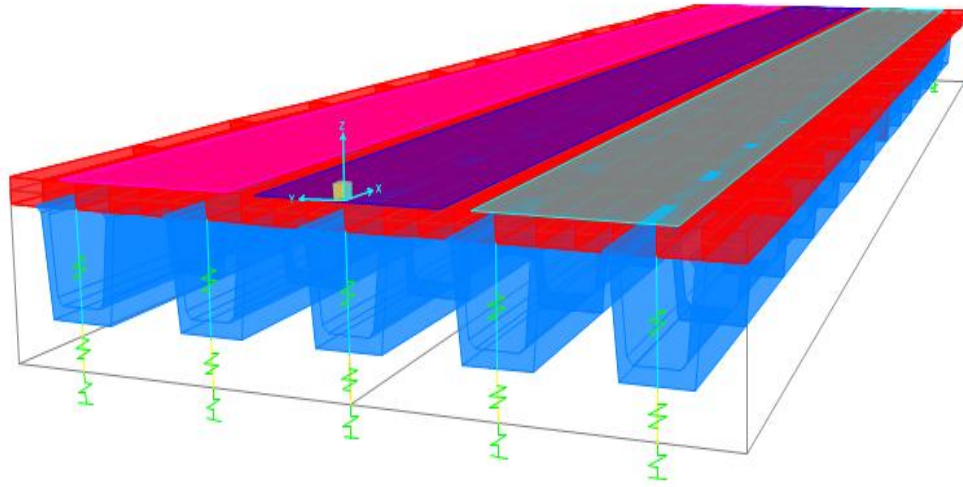
Right Edge: Interior

Display Color: █

OK Cancel

De igual manera se crea los demás carriles

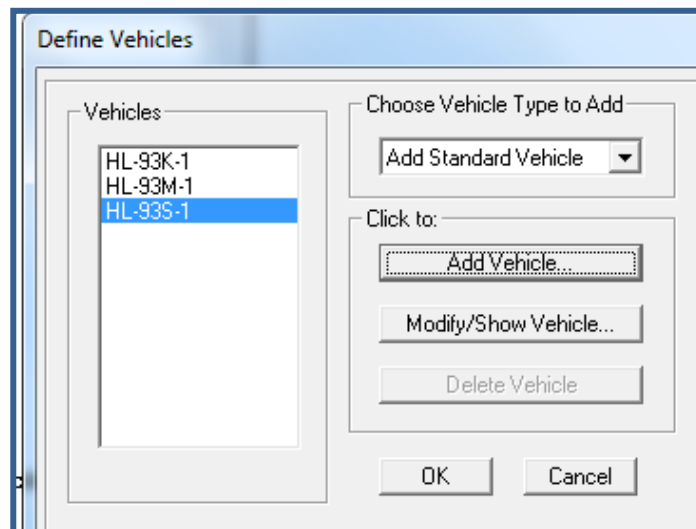
Para visualizar los carriles **Home > More > Show Lanes**



CARGA VEHICULAR

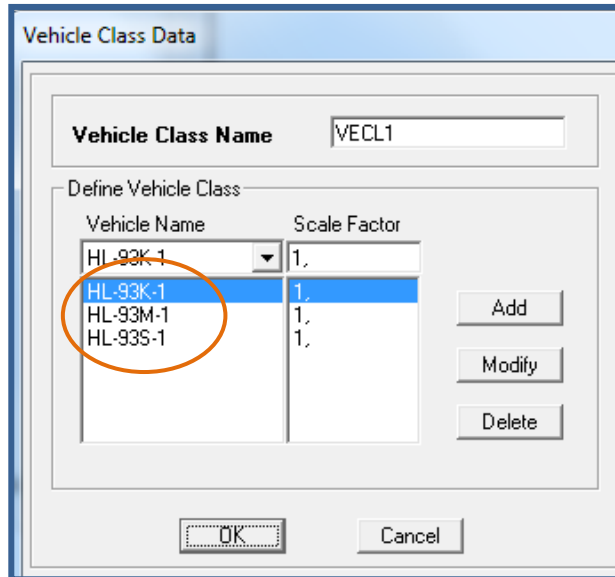
✚ PARA EL ANÁLISIS

- **9.2 Vehicles > Add Vehicle > Add Standard Vehicle**

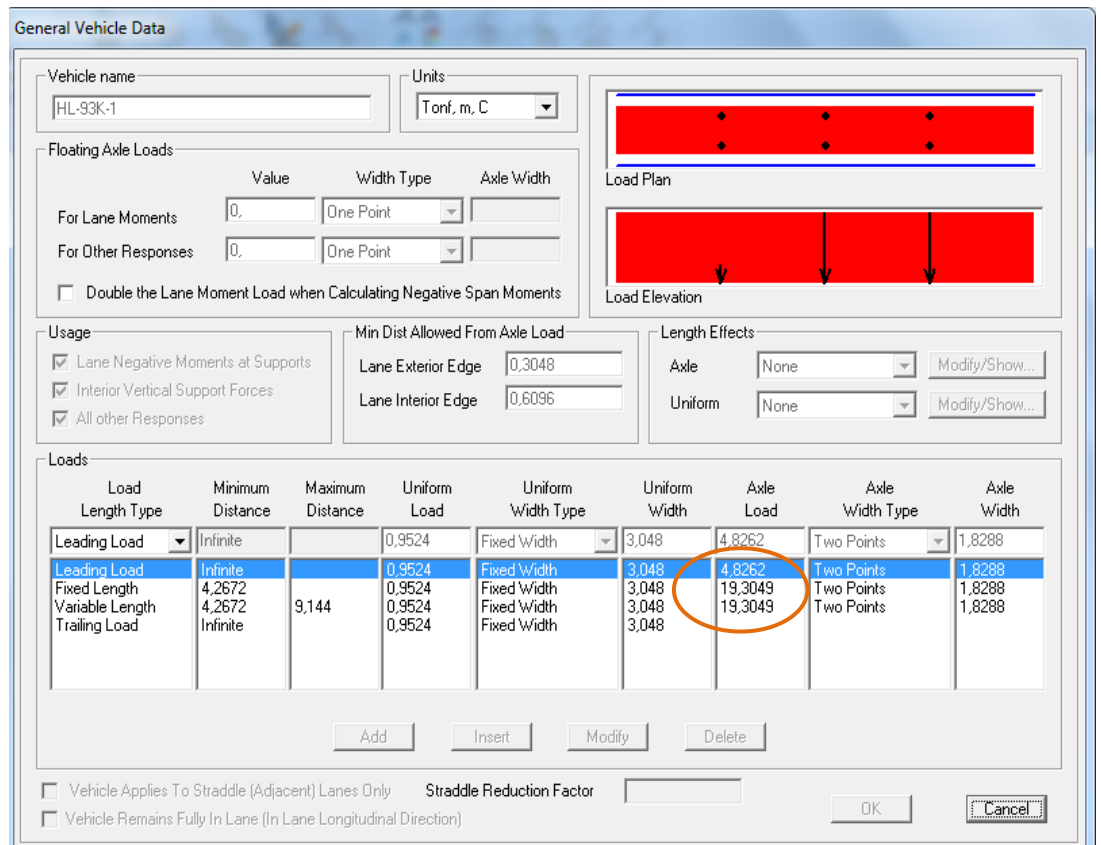


Definir la clase de vehículo para ello ir a la opción

9.3 Vehicle Classes > Add New Classes y elegir los vehículos definidos anteriormente.



El camión HL-93K-1 tiene la siguiente carga:



El camión HL-93M-1 tiene la siguiente carga:

General Vehicle Data

Vehicle name: HL-93M-1 Units: Tonf. m. C

Floating Axle Loads

For Lane Moments: Value: 0, Width Type: One Point, Axle Width:
 For Other Responses: Value: 0, Width Type: One Point, Axle Width:
 Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

Lane Negative Moments at Supports
 Interior Vertical Support Forces
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0,3048
 Lane Interior Edge: 0,6096

Length Effects

Axle: None
 Uniform: None

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0,9524	Fixed Width	3,048	15,0819	Two Points	1,8288
Leading Load	Infinite		0,9524	Fixed Width	3,048	15,0819	Two Points	1,8288
Fixed Length	1,2192		0,9524	Fixed Width	3,048	15,0819	Two Points	1,8288
Trailing Load	Infinite		0,9524	Fixed Width	3,048			

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor:
 Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

El camión HL-93M-1 tiene la siguiente carga:

General Vehicle Data

Vehicle name: HL-93S-1 Units: Tonf. m. C

Floating Axle Loads

For Lane Moments: Value: 0, Width Type: One Point, Axle Width:
 For Other Responses: Value: 0, Width Type: One Point, Axle Width:
 Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

Lane Negative Moments at Supports
 Interior Vertical Support Forces
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0,3048
 Lane Interior Edge: 0,6096

Length Effects

Axle: None
 Uniform: None

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0,8572	Fixed Width	3,048	4,3436	Two Points	1,8288
Leading Load	Infinite		0,8572	Fixed Width	3,048	4,3436	Two Points	1,8288
Fixed Length	4,2672		0,8572	Fixed Width	3,048	17,3744	Two Points	1,8288
Fixed Length	4,2672		0,8572	Fixed Width	3,048	17,3744	Two Points	1,8288
Variable Length	15,24	0. (Infinite)	0,8572	Fixed Width	3,048	4,3436	Two Points	1,8288
Fixed Length	4,2672		0,8572	Fixed Width	3,048	17,3744	Two Points	1,8288
Fixed Length	4,2672		0,8572	Fixed Width	3,048	17,3744	Two Points	1,8288
Trailing Load	Infinite		0,8572	Fixed Width	3,048			

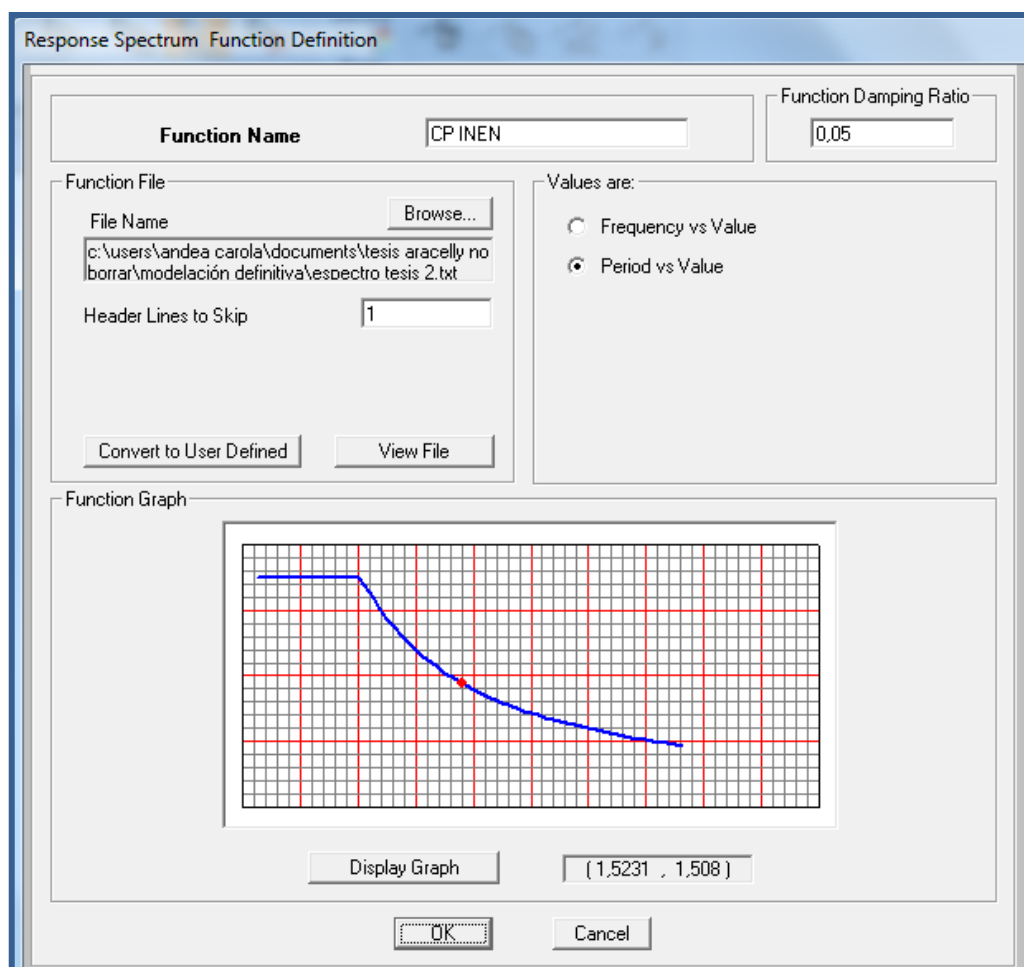
Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor:
 Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

INGRESAR EL ESPECTRO

- **Loads > Type > Response Spectrum > New > From File > OK >**

Browser

Buscar el archivo correspondiente al espectro (*.txt), **ANEXO D y E >**
> Display Graph



DEFINIR LOS CASOS DE ANÁLISIS

Analysis > New > Add New Load Case, Para la carga móvil como se muestra a continuación

Load Case Data - Moving Load

Load Case Name: Notes:

Load Case Type:

Stiffness to Use:
 Zero Initial Conditions - Unstressed State
 Stiffness at End of Nonlinear Case
 Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case

MultiLane Scale Factors:

Number of Lanes Loaded	Reduction Scale Factor
1	1,
2	1,
3	1,

Lanes Loaded for Assignment 1

Assign Number	Vehicle Class	Scale Factor	Min Loaded Lanes	Max Loaded Lanes	Lanes Loaded
1	VECL1	1,	0	3	All

List of Lane Definitions: Selected Lane Definitions: LANE1, LANE2, LANE3

Sismo en x

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: Notes:

Load Case Type:

Modal Combination:
 CQC GMC f1: GMC f2:
 SRSS
 Absolute
 GMC Periodic + Rigid Type:
 NRC 10 Percent
 Double Sum

Directional Combination:
 SRSS
 CQC3
 Absolute
 Scale Factor:

Modal Load Case:
 Use Modes from this Modal Load Case:

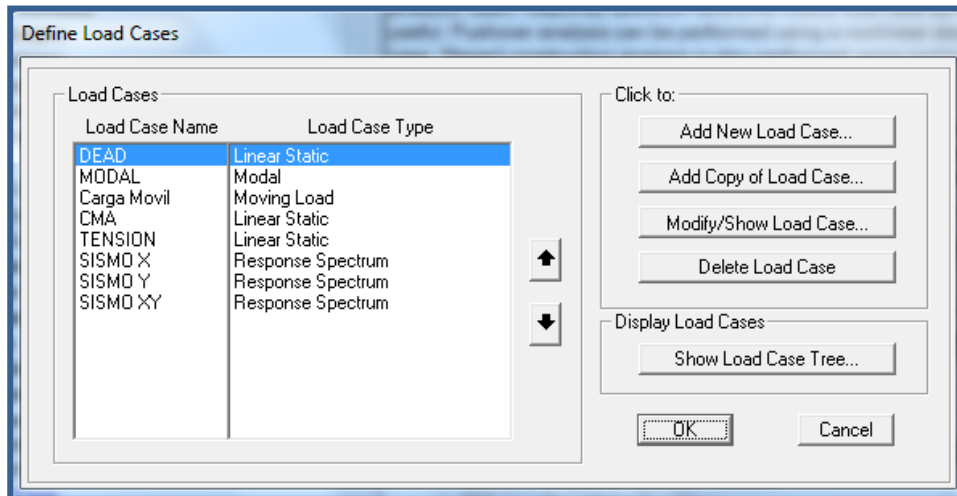
Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	CP INEN	9,81
Accel	U1	CP INEN	9,81

Show Advanced Load Parameters

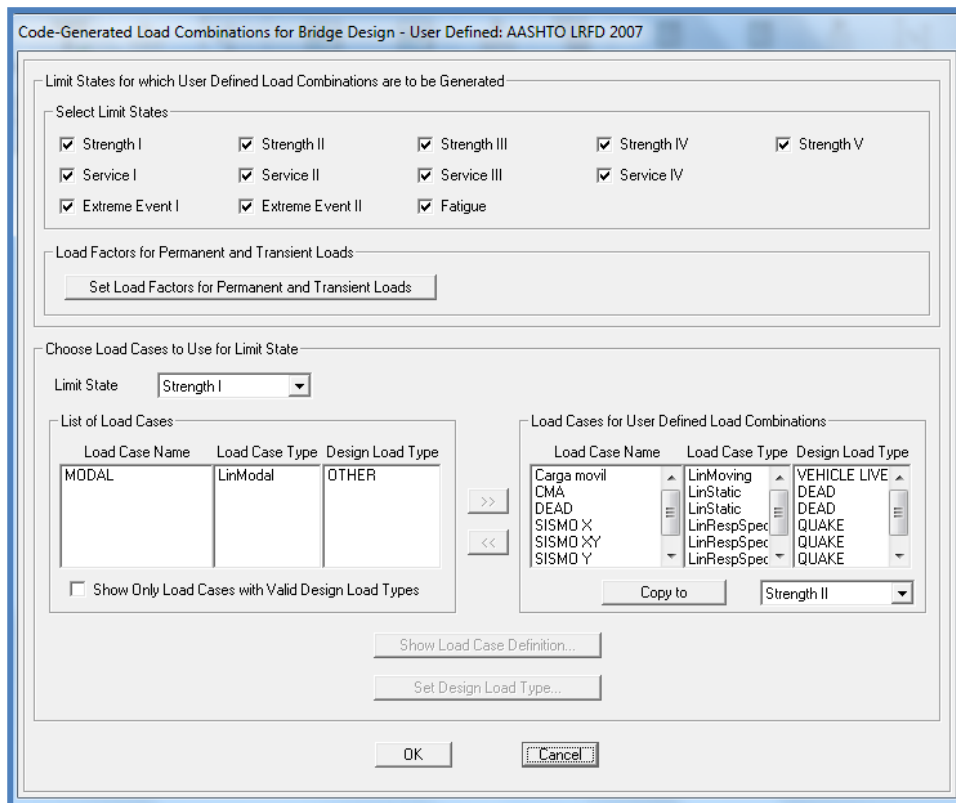
Other Parameters:
 Modal Damping:

De igual manera para los otros casos



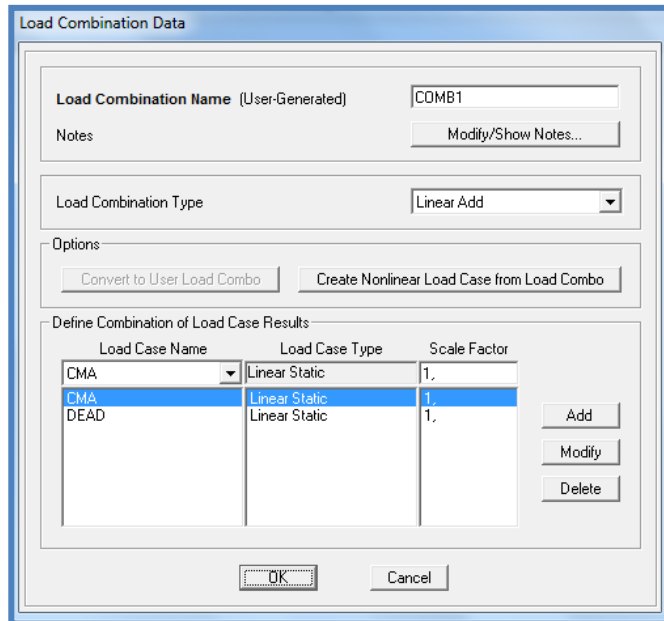
COMBINACIONES DE CARGA

> **Design/Rating** > **Add Defaults** > **Set Load Combination Date**



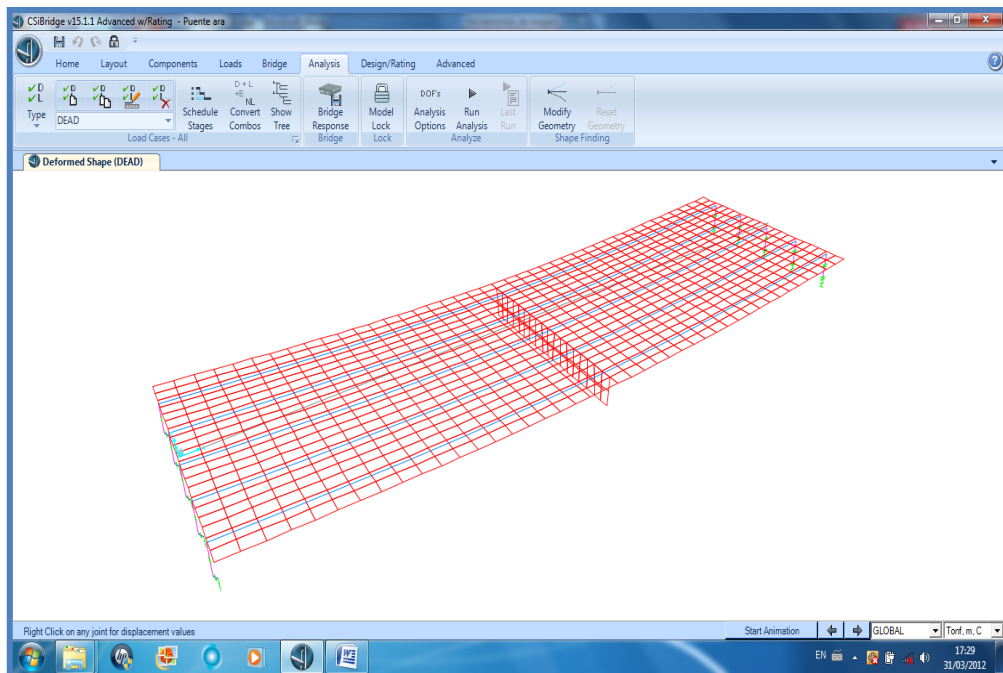
Crear una combinación entre la carga muerta y la carga muerta adicional

- **Design/Rating > New**



ANALIZAR

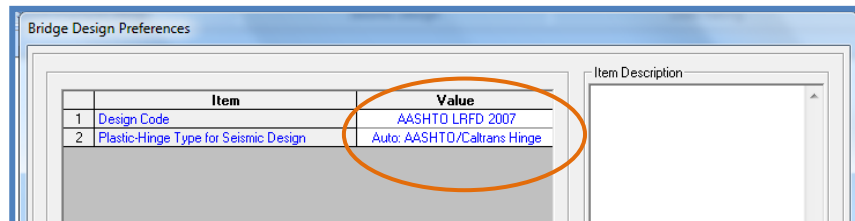
- > **Run Analysis**



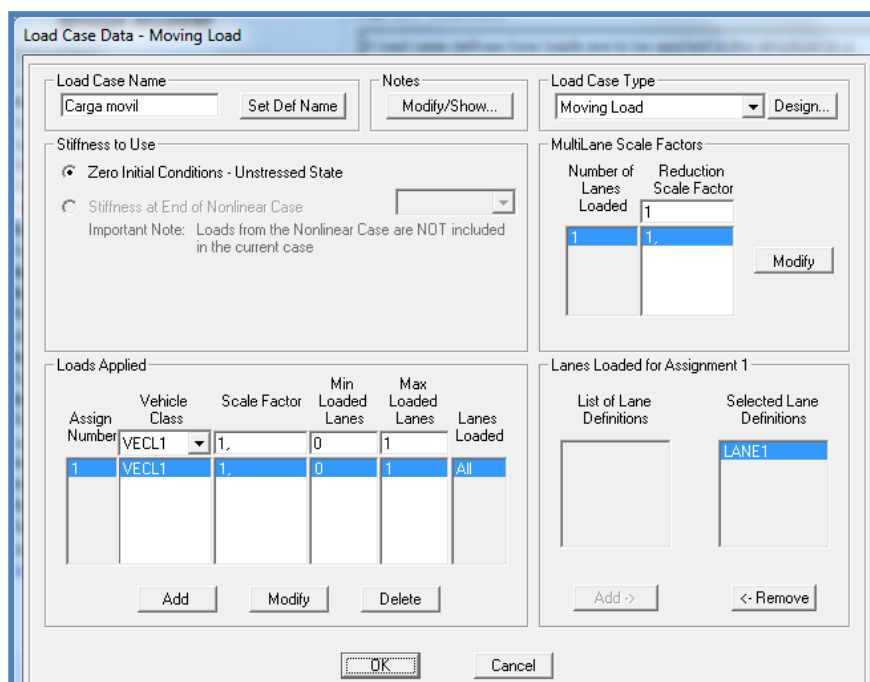
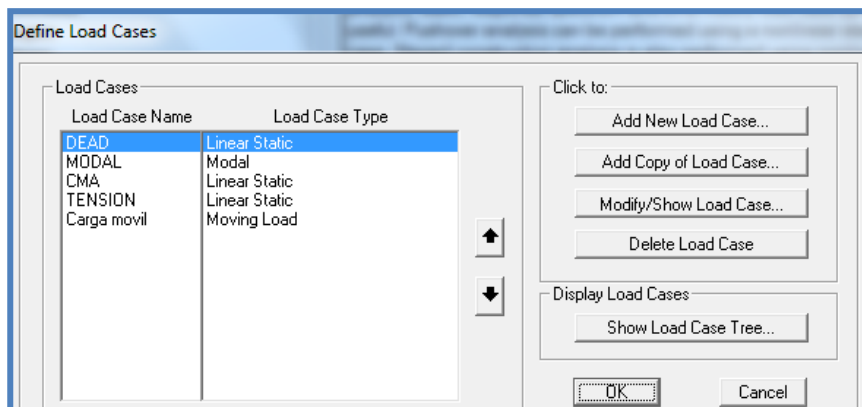
DISEÑO

Elegir el código con el cual se va a diseñar

> **Design/Rating > CODE Preferences > OK**



DEFINIR LOS CASOS DE DISEÑO



CARGA VEHICULAR PARA EL DISEÑO

Elegir la carga vehicular para el diseño

> **Vehicles** > **New**

Añadir el vehículo de carga mostrado a continuación

General Vehicle Data

Vehicle name: HSn-44-1 Units: Tonf, m, C

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0	One Point	
For Other Responses	0	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

Lane Negative Moments at Supports
 Interior Vertical Support Forces
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0,3048
 Lane Interior Edge: 0,6096

Length Effects

Axle: None
 Uniform: None

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0	Fixed Width	3,048	3,6287	Two Points	1,8288
Fixed Length	4,2672		0	Fixed Width	3,048	14,515	Two Points	1,8288
Variable Length	4,2672	9,144	0	Fixed Width	3,048	14,515	Two Points	1,8288

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor: _____
 Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK Cancel

General Vehicle Data

Vehicle name: HSn-44L-1 Units: Tonf, m, C

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	8,1647	Fixed Width Line	3,048
For Other Responses	11,7934	Fixed Width Line	3,048

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

Lane Negative Moments at Supports
 Interior Vertical Support Forces
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0,3048
 Lane Interior Edge: 0,6096

Length Effects

Axle: None
 Uniform: None

Loads

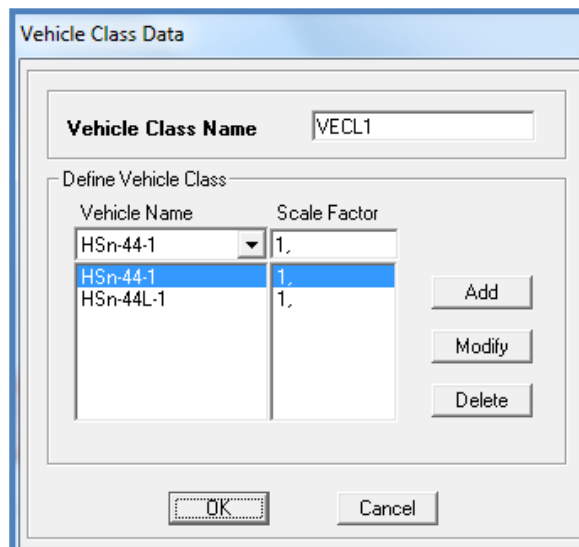
Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Trailing Load	Infinite		0,9524	Fixed Width	3,048			
Trailing Load	Infinite		0,9524	Fixed Width	3,048			

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor: _____
 Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK Cancel

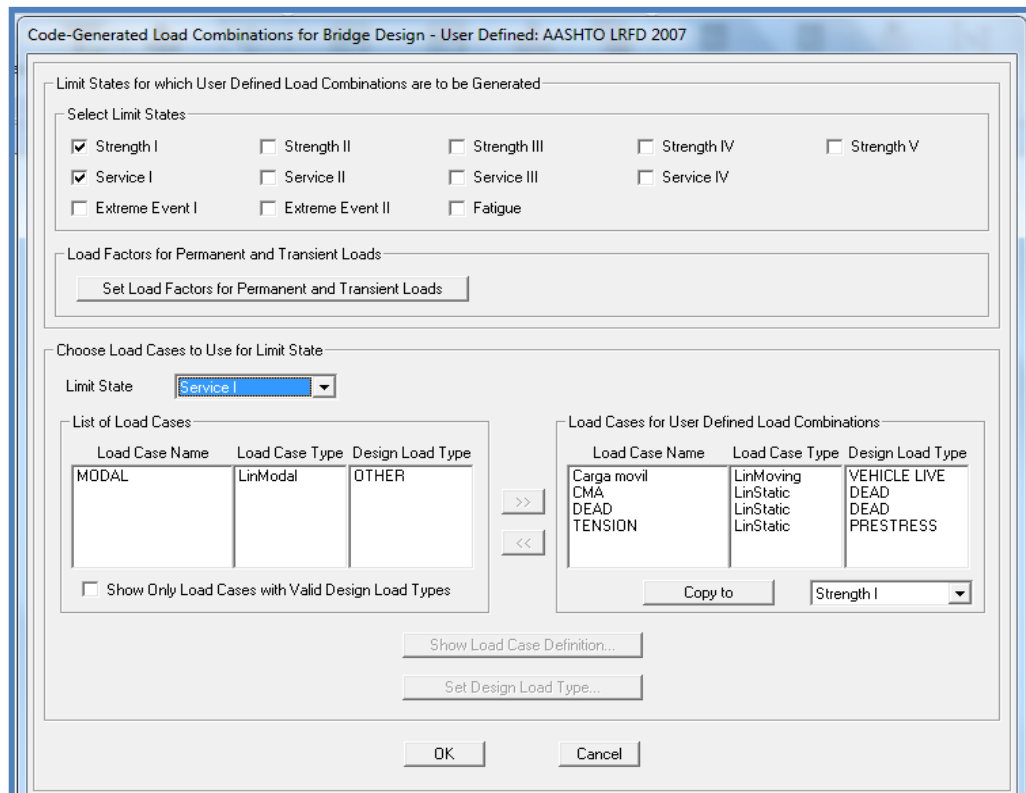
> **Vehicles classes > New**



COMBINACIONES DE CARGA

> **Design/Rating > Add Defaults > Set Load Combination Date >**

Se realizará el diseño por resistencia y servicio



DISEÑO A FLEXIÓN

> **Design/Rating** > **Design Requests** > **Add New Request**

Bridge Design Request - Superstructure - AASHTO LRFD 2007

Name

Notes

Bridge Object

Check Type

Station Ranges

	Location Type	Start Type	Start Station	End Type	End Station	
1.	Both	Bridge Start		Bridge End		<input type="button" value="Add"/>
						<input type="button" value="Delete"/>

Design Request Parameters

Demand Sets

Name	Combo	Parameters	
DSet1	StrlGroup1	Modify/Show	<input type="button" value="Add"/>
			<input type="button" value="Delete"/>

Live Load Distribution (LLD) to Girders

Method

Axle Width Curb to Wheel Distance

Lane Width Diaphragms/Cross-Frames Present

	One Lane	Two Lanes	Three Lanes	More Lanes
Multiple-presence Factor	1,2	1,	0,85	0,65

DISEÑO A CORTE

> Design/Rating > Design Requests > Add New Request

Bridge Design Request - Superstructure - AASHTO LRFD 2007

Name Diseño Corte
Notes

Bridge Object **BOBJ1**
Check Type **Precast Comp Shear**

Station Ranges

	Location Type	Start Type	Start Station	End Type	End Station	
1.	Both	Bridge Start		Bridge End		<input type="button" value="Add"/> <input type="button" value="Delete"/>

Design Request Parameters

Demand Sets

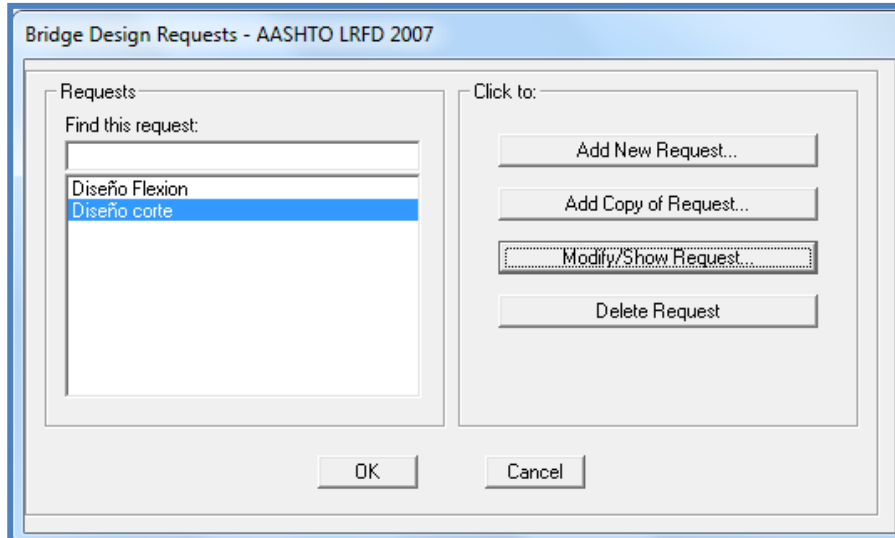
Name	Combo	Parameters	
DSet1	Str-11	Modify/Show	<input type="button" value="Add"/> <input type="button" value="Delete"/>
DSet2	Str-12	Modify/Show	

Live Load Distribution (LLD) to Girders

Method **Use Factors Specified by Design Code**

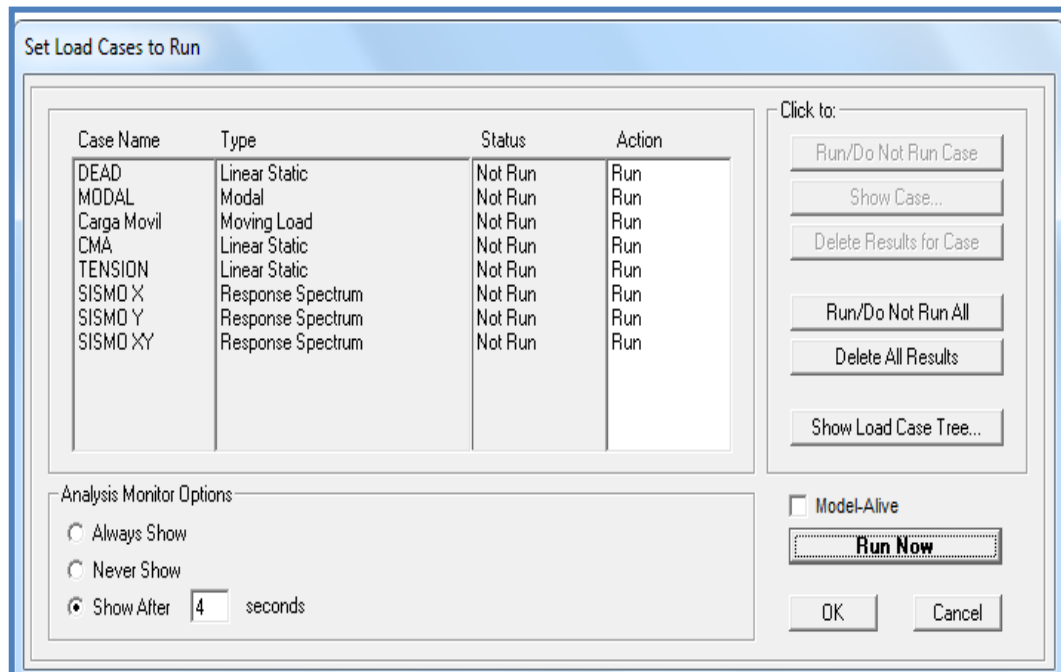
Axle Width Curb to Wheel Distance
Lane Width Diaphragms/Cross-Frames Present **No**

	One Lane	Two Lanes	Three Lanes	More Lanes
Multiple-presence Factor	1,2	1,	0,85	0,65



DISEÑAR

> Run Analysis



- **Design/Rating > Run Super**

Perform Bridge Design - Superstructure

Request Name	Bridge Object	Check Type	Status	Action
Diseño Flexion	BOBJ1	Superstructure	Not Designed	Design
Diseño corte	BOBJ1	Superstructure	Not Designed	Design

Click to:

Design/Do Not Design

Delete Design for Request

Design/Do Not Design All

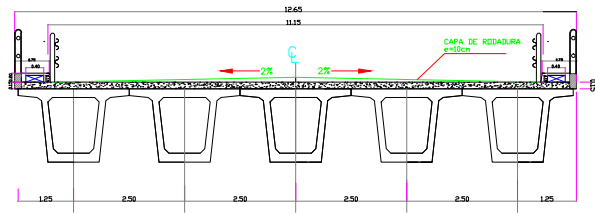
Delete All Designs

Design Now

OK Cancel

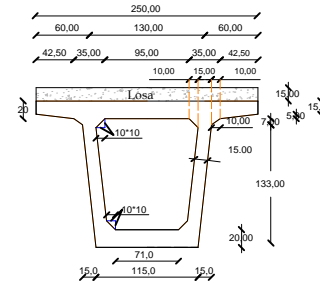
ANEXO B

SECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE



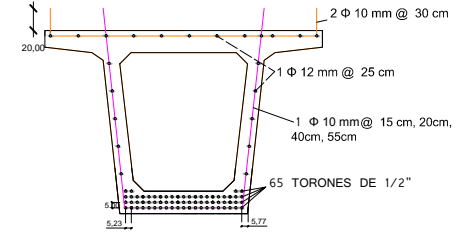
ESCALA 1:50

CORTE TRANSVERSAL DE LA VIGA CAJON



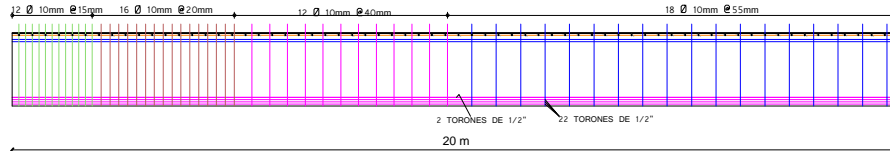
ESCALA 1:50

ARMADO DE LA VIGA CAJON



ESCALA 1:20

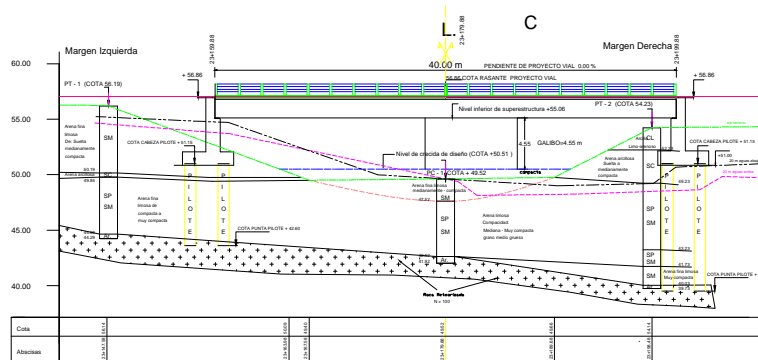
DISTRIBUCION DE ESTRIBOS



ESCALA 1:50

CONCRETO		
Area (m ²)	Longitud (m)	Volumen (m ³)
11.14	40	445.6
PRESFUERZO		
Cable	N° Cable	Longitud del cable (m)
1/2"	68	40

PERFIL LONGITUDINAL DEL EJE DEL PUENTE



ESCALA V : 1:200
H: 1:200

Simbología	
Terreno natural	-----
30 m aguas arriba	-----
20 m aguas abajo	-----
Nivel crecida de diseño	-----
Nivel eje de vía	-----
Perfil de socavación	-----

	UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL	
	TEMA: INCIDENCIA DE LA RESISTENCIA DEL HORMIGON A TRACCION EN VIGAS PARA PUENTES DE LUCCES MEDIANAS	
Hz	CONTIENE: PERFIL LONGITUDINAL, SECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE, CORTE TRANSVERSAL DE LA VIGA, ARMADO DE LA VIGA, DISTRIBUCION DE ESTRIBOS	
	FECHA: MAYO DE 2012	ESCALA: INDICADAS
REALIZADO POR: EGDA. ARACELLY BALLADARES	REVISADO POR: ING. SANTIAGO MEDINA	

ANEXO C

APOYOS DE NEOPRENO

APOYOS ELASTOMÉRICOS PARA Puentes

MEXPRESA

Características del Elastómero		
Concepto	Norma	Requerimientos
Características físicas originales		
Dureza, Medidor, Tipo A	ASTM D2240	60 + 5
Esfuerzo a la tensión, mínimo en PSI	ASTM D412	2500
Elongación a la ruptura, % mínimo	ASTM D412	350
Envejecimiento acelerado en horno		
70 horas a 212° F	ASTM D573	
Dureza, Puntos de cambio, Máx.	ASTM D573	OA + 15
Tensión, cambio en %	ASTM D573	- 15
Elongación a la ruptura, % máximo	ASTM D573	- 40
Prueba de compresión		
22 horas a 212° F, % máximo	ASTM D395 (B)	35
Ozono		
100 PPM en volumen, en el aire con 20% de elongación a 100 + 2° F, 100 hrs. (D 518, Procedimiento A)	ASTM D1149	No fisuras
Prueba a baja temperatura		
Fragilidad a -40° F	ASTM D746 Procedimiento	
Adhesión		
Adhesión creada durante vulcanización Lbs. por pulgada	B ASTM D429 (B)	Sin falla
Compresión deflexión		
800 PSI, Máx. 7% del espesor del Neopreno	ASTM D575	40

Fuente: apoyos-de-neopreno.pdf-Adobe Reader. Pág. 1



➤ APOYOS EN NEOPRENO

FICHA TECNICA

PROPIEDAD	DUREZAS			MÉTODO DE ENSAYO
	50+/-5	60+/-5	70+/-5	
DUREZA(SHORE A)	50+/-5	60+/-5	70+/-5	ICONTEC 467
DENSIDAD (gr/cm ³)	MAX. 1.35	MAX. 1.35	MAX. 1.35	ICONTEC 456
MODULO 300%(psi)	MIN. 1000	MIN. 1200	MIN. 1200	ASTM D 412
CARGA RUPTURA(psi)	MIN. 2800	MIN. 2500	MIN. 2500	ASTM D 412
ELONGACION DE RUPTURA(%)	MIN. 500	MIN. 450	MIN. 350	ASTM D 412
RASGADO(pli)	MIN. 300	MIN. 300	MIN. 300	ICONTEC 445
COMPRESION SET 22 HORAS A 100 o C (%)	MAX. 20	MAX. 20	MAX. 20	ICONTEC 734
CAMBIO EN LAS PROPIEDADES DESPUES DE ENVEJECIMIENTO				
DUREZA:	0 A +15			
ELONGACION:	-20% MÁXIMO			
CARGA DE RUPTURA:	+/- 10%			

Fuente: apoyos-neopreno rebertec.pdf-Adobe Reader

ANEXO D

ESPECTRO DE DISEÑO ELASTICO

Zona Sísmica	III	
Importancia	ESPECIALES	
Perfil de Suelo	S3	
Respuesta Estructural R	3	
Configuración Elevación	0,9	
Configuración Planta	0,9	
ACELERACIONES ESPECTRALES		
Elástico		
T (seg)	C	CSi BRIDGE 1.5
0,1	2,8	0.1 2.8
0,15	2,8	0.15 2.8
0,2	2,8	0.2 2.8
0,25	2,8	0.25 2.8
0,3	2,8	0.3 2.8
0,35	2,8	0.35 2.8
0,4	2,8	0.4 2.8
0,45	2,8	0.45 2.8
0,5	2,8	0.5 2.8
0,55	2,8	0.55 2.8
0,6	2,8	0.6 2.8
0,65	2,8	0.65 2.8
0,7	2,8	0.7 2.8
0,75	2,8	0.75 2.8
0,8	2,8	0.8 2.8
0,85	2,7016	0.85 2.7016
0,9	2,5515	0.9 2.5515
0,95	2,4172	0.95 2.4172
1	2,2963	1 2.2963
1,05	2,187	1.05 2.187
1,1	2,0876	1.1 2.0876
1,15	1,9968	1.15 1.9968
1,2	1,9136	1.2 1.9136
1,25	1,8371	1.25 1.8371
1,3	1,7664	1.3 1.7664
1,35	1,701	1.35 1.701
1,4	1,6402	1.4 1.6402
1,45	1,5837	1.45 1.5837
1,5	1,5309	1.5 1.5309
1,55	1,4815	1.55 1.4815
1,6	1,4352	1.6 1.4352
1,65	1,3917	1.65 1.3917
1,7	1,3508	1.7 1.3508
1,75	1,3122	1.75 1.3122
1,8	1,2757	1.8 1.2757
1,85	1,2412	1.85 1.2412

1,9	1,2086	1.9	1.2086
1,95	1,1776	1.95	1.1776
2	1,1481	2	1.1481
2,05	1,1201	2.05	1.1201
2,1	1,0935	2.1	1.0935
2,15	1,068	2.15	1.068
2,2	1,0438	2.2	1.0438
2,25	1,0206	2.25	1.0206
2,3	0,9984	2.3	0.9984
2,35	0,9771	2.35	0.9771
2,4	0,9568	2.4	0.9568
2,45	0,9373	2.45	0.9373
2,5	0,9185	2.5	0.9185
2,55	0,9005	2.55	0.9005
2,6	0,8832	2.6	0.8832
2,65	0,8665	2.65	0.8665
2,7	0,8505	2.7	0.8505
2,75	0,835	2.75	0.835
2,8	0,8201	2.8	0.8201
2,85	0,8057	2.85	0.8057
2,9	0,7918	2.9	0.7918
2,95	0,7784	2.95	0.7784
3	0,7654	3	0.7654
3,05	0,7529	3.05	0.7529

