

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA

FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS, GEOLOGÍA Y CIVIL

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

**“Diseño del Puente Preesforzado y Aprovechamiento al
Máximo de la Resistencia al Corte: Caso de Estudio Puente
Paseo de la República de 225 mts de Luz de la Vía
Expresa Sur”**

Presentado por: Bach. Deyvin Vilcapoma Mendoza

Dirigido por: MSc. Ing. Norbertt Luis Quispe Auccapuclla

AYACUCHO - PERÚ

2016

DEDICATORIA

Esta tesis está dedicada a mis padres Félix Vilcapoma Rojas y Delia Mendoza Soto y a mi hermana Érica quienes me han apoyado incondicionalmente durante toda mi formación profesional.

Agradecimientos

Al señor Jesús por permitirme un año más de vida y hacerme comprender que solo con él uno puede ser libre.

Al Ing. Norbertt Luis Quispe Auccapuella por su asesoría y recomendaciones en la elaboración de la presente tesis. Gracias por tu ayuda y tu tiempo desinteresado.

A los Ing. Rubén Yachapa Condeña y al Ing. Javier Francisco Taipe Carbajal, jurados de la tesis quienes me aportaron con recomendaciones para elaborar la presente tesis.

A todos los docentes de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga - Facultad de Ingeniería de Minas Geología y Civil, por su contribución durante mi desarrollo académico y profesional.

Al Ing. Max Correa, gerente de ingeniería de Graña y Montero que confió en mi para ser parte del desarrollo del Proyecto de la Vía Expresa Sur. Gracias por tus enseñanzas en la parte gerencia e ingeniería.

Al Ing. Louise Delgado y al Ing. Augusto Aliaga, líderes de disciplina del área de estructuras de Graña y Montero, quienes me transmitieron sus conocimientos en la investigación y el análisis y diseño de puentes. Asimismo, un agradecimiento especial a los ingenieros del área de estructuras como el Ing. Wermer Melgar, Henry Hidalgo y Carlos Vertiz.

Deyvin Vilcapoma Mendoza
deyvin.vilcapoma@gmail.com

UNSCH

Ayacucho, Junio de 2016

Resumen

Esta tesis presenta el diseño del puente preesforzado y las 3 metodologías para la verificación por corte de las vigas tipo AASTHO. Las vigas están diseñadas como pretensadas y postensadas para el tramo 2 del Puente Paseo de la República de la Vía Expresa Sur. Para el diseño se usó las especificaciones AASHTO LRFD 2012 Bridge Design y el Manual de Diseño de Puentes aprobado por el Ministerio de Transportes; la que valora la experiencia y criterio del ingeniero para su correcta aplicación. Concluyendo que al utilizar el Método 2 establecida por la AASHTO LRFD 2012, obtenemos una reducción en el ratio de refuerzo de 17% para la viga pretensada y un 19% para la viga postensada.

PALABRAS CLAVES:

Diseño por Corte, Campo de Compresiones, Viga Preesforzada, Postensado, Pretensado, Refuerzo Transversal, Resistencia Nominal a Corte.

Summary

This thesis presented the Prestressing Bridge Design and 3 methodologies for verification shear of beam type AASHTO. The Beams are designed as Pretensioned and Post-Tensioned for span 2 of the "Puente Paseo de la República" of "Vía Expresa Sur". For design use AASHTO LRFD Bridge Design Specifications and Bridge Manual Design by the Ministry of Transport; Which values the experience and judgment of the engineer for proper application. Concluded that by using the Method 2 established by AASHTO LRFD 2012, obtain a reduction in the ratio of reinforcement 17% for prestressed beam and 19% for post-tensioned beam.

KEY WORDS:

Design of Shear, Field Compression, Prestressing, Post-Tensioning, Pretensioning, Transverse Reinforcement, Nominal Shear Resistance.

Índice

Portada	I
Dedicatoria	I
Agradecimientos	II
Resumen	III
Índice General	IV
Índice de Figuras	IX
Índice de Cuadros	XII
Lista de Siglas y Símbolos	XIV
1. Planteamiento Metodológico.	1
1.1. El Problema.	1
1.1.1. Selección del problema.	1
1.1.2. Antecedentes.	2
1.1.2.1. Desde cuando se tienen referencias atinentes o relacionados de problemas con la resistencia al corte.	2
1.1.2.2. Estudios anteriores.	3
1.1.3. Formulación interrogativa del problema.	3
1.1.4. Justificación.	5
1.1.5. Importancia.	5
1.1.6. Limitaciones.	5
1.2. Objetivos de la Investigación.	6
1.2.1. Objetivo General.	6
1.2.2. Objetivos Específicos.	6
1.3. Hipótesis.	7
1.3.1. Hipótesis General.	7
1.3.2. Hipótesis Secundarias.	7

1.4. Variables.	8
1.4.1. Identificación de variables.	8
1.5. Tipos de Investigación.	9
1.5.1. Tipos de Investigación.	9
1.5.2. Tipos de Análisis.	9
1.6. Diseño de la ejecución del plan como desarrollo de la investigación.	9
1.6.1. El universo de la investigación.	9
1.6.2. Técnicas, instrumentos e informantes o fuentes y variables a las que se aplicará cada instrumento.	10
1.6.3. Población de Informantes y Muestras.	10
1.6.3.1. Población de informantes: Ejecutivos.	10
1.6.3.2. Población de informantes: Gerentes de la empresa Graña y Montero.	10
1.6.4. Forma de tratamiento de los datos.	10
1.6.5. Forma de análisis de las informaciones.	11
2. Marco Referencial.	12
2.1. Marco Teórico.	12
2.1.1. Conceptos.	12
2.1.1.1. Preesfuerzo.	12
2.1.1.2. Pretensado	13
2.1.1.3. Postensado	16
2.1.1.4. Tipos de puentes prefabricados y Longitudes	19
2.1.1.5. Concreto.	20
2.1.1.6. Acero de preesfuerzo.	20
2.1.1.7. Esfuerzos límites el tendón de presforzado.	21
2.1.1.8. Esfuerzos límites para el concreto.	22
2.1.2. Métodos de Diseño por Corte.	23
2.1.2.1. Método de Bielas y Tirantes.	23
2.1.2.2. Método de Modelo por Secciones - MCFT.	23
2.1.2.3. Resistencia Nominal al Corte.	24
2.1.3. Resistencia al corte.	25
2.1.3.1. Resistencia al corte – Método 2: MCFT Apéndice B	26
2.1.3.2. Resistencia al corte – Método 2: MCFT [A5.8.3.4.2]	29
2.1.3.3. Resistencia al corte – Método 1: Método simplificado [A5.8.3.4.1]	30
2.1.3.4. Resistencia al corte – Método 3: Simplificado [A5.8.3.4.3]	30
2.2. Marco Normativo.	32
2.2.1. AASHTO LRFD 2012.	32
2.2.1.1. Filosofía de diseño.	32
2.2.1.2. Tamden de diseño.	33

2.2.1.3. Carril de diseño.	33
2.2.1.4. Cargas y combinaciones de cargas.	34
2.2.1.5. Estado límite de servicio.	34
2.2.1.6. Estado límite de resistencia.	34
2.2.1.7. Estado límite de evento extremo.	34
2.2.1.8. Sismo (EQ).	34
2.2.2. Manual de diseño de Puentes.	35
2.3. Del Entorno del Proyecto.	36
2.3.1. Proyecto EPC.	36
2.3.2. Alcance.	37
2.3.3. Gestión de Proyectos.	37
2.3.4. Ingeniería.	37
2.3.5. Gestión de Materiales.	37
2.3.6. Control de Proyectos.	38
2.3.7. Gerencia de Construcción.	38
2.4. Diseño por estados Límites y Procedimientos.	38
2.4.1. Diseño por estados Límites.	38
2.4.2. Procedimiento de Diseño.	39
3. Desarrollo de la Investigación.	42
3.1. Planteamiento del Puente Preesforzado.	42
3.1.1. Ubicación.	42
3.1.2. Materiales.	42
3.2. Diseño de la Superestructura.	44
3.2.1. Desarrollo general de la sección.	44
3.2.2. Desarrollo de la Sección típica.	44
3.2.3. Factores de Resistencia A5.5.4.2.	46
3.2.4. Modificadores de Carga A1.3.2.1.	46
3.2.5. Combinaciones de carga aplicables A1.3.2.1.	46
3.2.6. Cálculo de efectos de carga viva A1.3.2.1.	47
3.2.7. Cálculo de efectos de otras cargas	52
3.2.8. Diseño con vigas pretensadas	55
3.2.8.1. Verificación en Estado Límite de Servicio	55
3.2.8.2. Verificación en Estado Límite de Resistencia	66
3.2.8.3. Sketch del diseño	83
3.2.9. Diseño con vigas postensadas	83
3.2.9.1. Verificación en Estado Límite de Servicio	83
3.2.9.2. Verificación en Estado Límite de Resistencia	95
3.2.9.3. Sketch del diseño	108

3.2.10. Diseño de Losa de Rodadura de Concreto.	112
3.2.10.1. Propiedades de los materiales.	112
3.2.10.2. Cargas.	112
3.2.10.3. Características del camión.	112
3.2.10.4. Anchos tributarios [A4.6.2.1.3].	112
3.2.10.5. Combinaciones de cargas.	113
3.2.10.6. Diseño por flexión.	114
3.2.10.7. Control de agrietamientos en el concreto [A5.7.3.4].	115
3.2.10.8. Refuerzo de distribución [A9.7.3.2].	115
3.3. Miscelánea.	116
3.3.1. Diseño de viga diafragma.	116
3.3.1.1. Dimensiones y Propiedades.	116
3.3.1.2. Fuerzas Actuantes.	116
3.3.1.3. Combinación De Cargas.	117
3.3.1.4. Armadura de Contracción y Temperatura En Caras Laterales.	118
3.3.2. Diseño de Apoyo Elástico.	119
3.3.2.1. Datos de Ingreso.	119
3.3.2.2. Geometría del Apoyo Elástico.	119
3.3.2.3. Deformación por Corte [A14.7.5.3.4].	120
3.3.2.4. Esfuerzos de Compresión [A14.7.5.3.2].	120
3.3.2.5. Combinación de Compresión y Rotación [A14.7.5.3.5].	121
3.3.2.6. Estabilidad [A14.7.5.3.6].	122
3.3.2.7. Refuerzo [A14.7.5.3.7].	123
3.3.2.8. Resumen Final de Diseño.	123
3.3.3. Diseño de tope sísmico.	124
3.3.3.1. Geometría Y Cargas.	124
3.3.3.2. Diseño Por Flexión.	125
3.3.3.3. Diseño Por Cortante (Como Viga).	125
3.3.3.4. Diseño Por Cortante (Como Ménsula).	126
3.3.4. Diseño De Anclaje Entre Losa Y Estribo.	128
3.3.4.1. Cálculos Previos.	128
3.3.4.2. Varilla Lisa A Colocar En La Unión Entre Losa Y Estribo.	128
3.3.4.3. Resistencia Última Por Cortante.	128
3.3.4.4. Resistencia Última Por Cortante.	130
3.3.5. Diseño de barrera.	130
3.3.5.1. Líneas De Falla Y Datos.	130
3.4. Diseño de Subestructura.	134
3.4.1. Descripción de la Subestructura.	135

3.4.2. Modelo para Análisis Sísmico y Diseño.	135
3.4.2.1. Diseño de Aceleración de Respuesta Espectral (RSA).	135
3.4.3. Modelo Sísmico.	137
3.4.3.1. Modelo Global RSA.	137
3.4.4. Diseño de Pilar.	137
4. Resultados.	144
4.1. Resultados para la viga pretensada.	144
4.1.1. Comparación de la Resistencia del Concreto Vs la longitud de la Viga.	144
4.1.2. Comparación del Espaciamiento Vs Longitud	144
4.1.3. Comparación del factor β VS largo de la viga	144
4.1.4. Comparación de θ Vs Longitud de Viga	146
4.2. Resultados para la viga postensada.	146
4.2.1. Comparación de la Resistencia del Concreto Vs la longitud de la Viga.	147
4.2.2. Comparación del Espaciamiento Vs Longitud	147
4.2.3. Comparación del factor β Vs largo de la viga	147
4.2.4. Comparación de θ Vs Longitud de Viga	149
4.3. Comparación del metrado de refuerzo transversal.	149
4.3.1. Resumen de metrado de refuerzo transversal - Pretensado.	149
4.3.2. Comparación del metrado de refuerzo transversal - Postensado.	149
4.3.3. Resumen de metrado de refuerzo transversal - Postensado sin aporte del Vp.	150
4.4. Comparativo del Presupuesto de Vigas Pretensadas, Postensadas y Vigas Metálicas.	151
4.5. Influencias de Vp respecto a la Resistencia Total Vn	153
4.6. Verificación de la Hipótesis.	153
4.6.1. Verificación de la Hipótesis General.	153
4.6.2. Verificación de las Hipótesis Secundarias.	154
5. Conclusiones y Recomendaciones.	155
5.1. Conclusiones.	155
5.2. Recomendaciones.	156
6. Futuras Líneas de Investigación.	157
6.1. Futuras Líneas de Investigación.	157
Bibliografía	158
A. ANEXOS.	160
A.1. Anexos del Plan de Tesis	160
A.2. Anexos de la Tesis	168
A.2.1. Estudios Básicos de Geotécnia	168

Lista de Figuras

2.1. Pretensado de las vigas con los torones rectos <i>Fuente:</i> [1].	13
2.2. Vigas pretensadas tipo I <i>Fuente:</i> [1].	14
2.3. Distribución de esfuerzos por flexión en el centro de luz-en la transferencia, en el vaciado de la losa y en el estado de servicio. (a) En la transferencia (Sección no compuesta). (b) En el momento de la vaciado de la losa (Sección no compuesta). (c) En el estado de servicio bajo carga muerta y carga viva (Sección compuesta). <i>Fuente:</i> [2].	15
2.4. Perfil típico del pretensado <i>Fuente:</i> [1].	16
2.5. Sujeción de los torones en la cama de prefabricados <i>Fuente:</i> [1].	16
2.6. Revistimiento con mangueras para decementar el torón <i>Fuente:</i> [1].	17
2.7. Viga de concreto reforzado bajo cargas <i>Fuente:</i> [3].	17
2.8. Comparación de vigas de concreto reforzadas y presforzadas <i>Fuente:</i> [3].	18
2.9. : Puente de San Luis Rey Río: Puente tipo cajón multicelular de concreto postensado <i>Fuente:</i> [1].	18
2.10. : Perfil de postensado típico de un puente de dos tramos <i>Fuente:</i> [1].	19
2.11. Torón utilizado en concreto presforzado [4].	21
2.12. Modelo para solucionar con el método de bielas y tirantes [5].	23
2.13. Modelo seccional para una viga según la AASHTO LRFD [5].	24
2.14. Ilustración de los términos de b_v y d_v <i>Fuente:</i> C5.8.2.9-1. [5].	28
2.15. Características del camión de diseño [5].	33
2.16. Factores de combinaciones de carga según AASHTO LRFD [5].	34
2.17. Factores de carga para cargas permanentes [5].	35
2.18. Diagrama de flujo de diseño de vigas presforzadas. [2].	40
2.19. Continuación del diagrama de flujo de diseño de vigas presforzadas. [2].	41
3.1. Ubicación del puente Paseo de la República [6].	43
3.2. Vista en elevación.	44
3.3. Vista en planta.	44
3.4. Vista de la sección transversal.	44
3.5. Viga I tipo AASHTO.	45

3.6. Definición del método la palanca para la viga exterior.	49
3.7. Carga viva en la posición 100.	50
3.8. Carga viva en la posición 101:(a)Truck, (b) Tandem, (c) lane-shear (d)lane-moment.	51
3.9. Carga viva en la posición 105:(a)Truck, (b) Tandem, (c) lane-shear (d)lane-moment.	52
3.10. Propiedades de la sección compuesta.	57
3.11. Distribución de torones (a) en el apoyo (b) en el centro de luz.	58
3.12. Camión de fatiga ubicado en el centro de luz para obtener el momento máximo.	63
3.13. Ubicación de la carga viga en el centro de luz para calcular la deflexión <i>Fuente:</i> Elaboración propia.	64
3.14. Sketch para la viga pretensada. Fuente: Elaboración propia.	84
3.15. Propiedades de la sección compuesta.	86
3.16. Perfil del postensado.	88
3.17. Modelo del deslizamiento del anclaje [2].	90
3.18. Componentes del ángulo alfa. Fuente: Elaboración propia.	100
3.19. Sketch para la viga postensada. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.	111
3.20. Vista de la sección transversal para el diseño de la losa.	112
3.21. Diagrama para momentos positivos (<i>Ton.m</i>).	113
3.22. Diagrama para momentos negativos (<i>Ton.m</i>).	113
3.23. Diagrama para momentos en volado (<i>Ton.m</i>).	113
3.24. Diagrama para momentos positivos (<i>Ton.m</i>).	114
3.25. Diagrama para momentos negativos (<i>Ton.m</i>).	114
3.26. Diagrama para momentos en volado (<i>Ton.m</i>).	114
3.27. Resumen del refuerzo en la losa de concreto armado.	116
3.28. Geometría.	117
3.29. Resumen del refuerzo en la viga diafragma.	119
3.30. Detalle del neopreno.	124
3.31. Geometría.	124
3.32. Diagrama de Fuerzas.	126
3.33. Acero a Flexión.	126
3.34. Detalle del anclaje entre losa y estribo.	130
3.35. Líneas de falla y datos y la barrera.	130
3.36. Continuación de líneas de falla y datos y la barrera.	131
3.37. Dimensiones de la barrera.	131
3.38. Resumen del diseño de la Barrera.	134
3.39. Elevación de la Monocolumna. <i>Fuente:</i> Memoria de cálculo de T.Y.Lin International.	135
3.40. Respuesta Espectral. <i>Fuente:</i> Memoria de cálculo T.Y. Lin International.	136
3.41. Modelo Global del Puente Paseo de la República. <i>Fuente:</i> Memoria de cálculo T.Y. Lin International.	137

3.42. Resumen del diseño del pilar.	143
4.1. Resistencia del concreto según los métodos de la AASHTO LRFD 2012 a lo largo de la viga. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.	145
4.2. Espacimientto a lo largo de la viga según los métodos de la AASHTO LRFD 2012. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.	145
4.3. Factor β según los métodos de la AASHTO LRFD 2012. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.	146
4.4. Ángulo de inclinación de la fisuras θ según los métodos de la AASHTO LRFD 2012. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.	146
4.5. Resistencia del concreto según los métodos de la AASHTO LRFD 2012 a lo largo de la viga. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.	147
4.6. Espacimientto a lo largo de la viga según los métodos de la AASHTO LRFD 2012. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.	148
4.7. Factor β según los métodos de la AASHTO LRFD 2012. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.	148
4.8. Ángulo de inclinación de la fisuras θ según los métodos de la AASHTO LRFD 2012. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.	149
4.9. Comparación del costo del puente con vigas pretensadas, postensadas y con vigas metálicas. <i>Fuente:</i> Elaboración propia.	152
A.1. Anexo 1.	161
A.2. Anexo 2.	162
A.3. Anexo 3.	163
A.4. Anexo 4.	164
A.5. Anexo 5.	165
A.6. Matriz de Consistencia.	166
A.7. Continuación de la Matriz de Consistencia.	167
A.8. Estudio básico de Geotécnia 1.	168
A.9. Estudio básico de Geotécnia 2.	169
A.10. Estudio básico de Geotécnia 3.	170
A.11. Estudio básico de Geotécnia 4.	171
A.12. Estudio básico de Geotécnia 5.	172
A.13. Estudio básico de Geotécnia 6.	173
A.14. Estudio básico de Geotécnia 7.	174
A.15. Plano del la viga pretensada.	175
A.16. Plano del la viga postensada.	176

Lista de Tablas

2.1. Tipos de puentes con vigas prefabricadas y longitudes de tramos.	19
2.2. Límites de tensión para los tendones de presforzado [5].	21
2.3. Límites para la compresión y tensión de tracción temporaria en el concreto antes de las pérdidas – Elementos totalmente pretensados [5].	22
2.4. Límites para la compresión y tensión de compresión en el concreto pretensado después de las pérdidas – Elementos totalmente pretensados.	22
2.5. Valores de θ y β para secciones con refuerzo transversal.	27
3.1. Progresivas de los estribos y pilares del puente Paseo de la República.	43
3.2. Factores de Resistencia	46
3.3. Modificadores de carga	46
3.4. Factor de Presencia Multiple	47
3.5. Asignación de Carga Dinámica	47
3.6. Resumen de momentos y fuerzas cortantes en la viga interior.	54
3.7. Resumen de momentos y fuerzas cortantes en la viga exterior.	54
3.8. Ubicación del cable en el apoyo y en centro tomando como referencia la base de la viga	58
3.9. Resumen de diseño por corte Método 2: [Apéndice B5]	79
3.10. Resumen de diseño por corte Método 2: Procedimiento General	79
3.11. Resumen de diseño por corte Método 1	80
3.12. Resumen de diseño por corte Método 3	80
3.13. Distribución de estribos de forma conservadora para la viga pretensada	80
3.14. Ubicación del cable en el apoyo y en centro tomando como referencia la base de la viga	89
3.15. Esfuerzos en el tendón.	93
3.16. Resumen de diseño por corte Método 2: [Apéndice B5]	109
3.17. Resumen de diseño por corte Método 2: Procedimiento General	109
3.18. Resumen de diseño por corte Método 1	110
3.19. Resumen de diseño por corte Método 3	110
3.20. Distribución de estribos de forma conservadora para la viga postensada	110

3.21. Diseño por flexión de la losa de concreto armado.	114
3.22. Espaciamiento máximo $s_{m\acute{a}x}$ para el control del agrietamiento	115
3.23. Diseño a Flexión	118
3.24. Diseño Por Flexión	127
3.25. Cuadro de barras de acero (ASTM Gr60 A706 - soldable y A615 - no soldable) . .	127
3.26. Acero a flexión elegido	127
3.27. Diseño Por Cortante (Como Viga)	128
3.28. Diseño Por Cortante (Como Viga)	129
3.29. Varilla Lisa A Colocar.	129
3.30. Parámetros de Ingreso para Respuesta Espectral.	136
4.1. Comparación del Metrado de la Viga pretensada	150
4.2. Comparación del Metrado de la Viga postensada	150
4.3. Comparación del Metrado de la Viga postensada sin considerar el aporte del Vp. .	150
4.4. Presupuesto del puente con Vigas Preesforzadas y Metálicas	151
4.5. Resumen de diseño por corte Método 2: [Apéndice B5]	153

Lista de Siglas y Símbolos

<i>EPC</i>	Ingeniería, Procura y Construcción
<i>MCFT</i>	Teoría del Campo de Compresiones Modificado
<i>MML</i>	Municipalidad Metropolitana de Lima
<i>VEPR</i>	Vía Expresa Paseo de la República
<i>PCI</i>	Instituto de Concreto Preesforzado
<i>ASTM</i>	American Standard Testing Material
<i>NCHRP</i>	National Cooperative Highway Research Program
<i>VESUR</i>	Vía Expresa Sur
<i>EHE</i>	Asociación Española de Hormigón Estructural
<i>ACI</i>	Instituto Americano de Concreto
V_n	Resistencia Nominal al Corte
V_c	Resistencia aportada por el concreto
V_s	Resistencia del refuerzo transversal
V_p	Componente de la fuerza de preesforzado en la dirección de corte aplicado



1 Planteamiento Metodológico.

1.1. El Problema.

El problema en que se centra la investigación, es al que denominamos: Limitaciones, empirismos aplicativos, carencias, deficiencias y empirismos normativos del aprovechamiento al máximo de la resistencia al corte en vigas preesforzadas del puente Paseo de la República de la Vía Expresa Sur.

Ver el Anexo A.2, elaborado previamente a esta redacción.

Este problema, que tiene cinco partes o variables antes mencionadas, se encuentra formando parte de la problemática que afecta al costo del proyecto EPC (Ingeniería, procura y construcción): Vía Expresa Sur junto con otros problemas como:

1. Discrepancias teóricas en el diseño por corte con los Ingenieros Estructurales.
2. Restricciones en la entrega de la memoria de cálculo.

Ver el Anexo A.1, elaborado previamente a esta redacción.

1.1.1. Selección del problema.

De entre aquellos que afectan al aprovechamiento al máximo de la resistencia del concreto al corte, hemos seleccionado, priorizado e integrado este problema, teniendo en cuenta los siguientes criterios de priorización – selección.

1. Su solución contribuirá o facilitará la solución de otros problemas.
2. La U.N.S.C.H. considera de interés investigar los diseños por corte.
3. Es de los que se repiten con mayor frecuencia en el diseño de puentes preesforzados.
4. Incrementa los gastos de la empresa al ser un proyecto (EPC).
5. En su solución integral están interesados los responsables de otras áreas de la empresa.

1.1.2. Antecedentes.

1.1.2.1. Desde cuando se tienen referencias atinentes o relacionados de problemas con la resistencia al corte.

1. En el Mundo.

A pesar de que el comportamiento del concreto armado al corte ha sido estudiado durante más de 100 años, el problema de la determinación de la resistencia al corte en vigas de concreto armado permanece abierto a la discusión.

Así, las fuerzas de corte obtenidos por diferentes códigos de diseño actual, para una determinada sección de la viga, pueden variar por factores de más de 2. En contraste, las resistencias a la flexión obtenida por estos mismos códigos son poco probable que puedan variar en más de 10%. Para la flexión, las hipótesis de secciones planas constituyen la base y es universalmente aceptado, es una teoría racional para predecir la fuerza de flexión. Además, los experimentos simples se pueden realizar en vigas de concreto armado sometidos a flexión pura y los claros resultados de tales pruebas se han utilizado para mejorar la teoría. En corte, no hay base para un acuerdo racional de la teoría, y los experimentos pueden no llevarse a cabo en vigas reforzadas de concreto armado sometidas a puro corte [7, p. 614-624].

El mecanismo para resistir el cortante, es asignado de diferentes maneras por cada investigador puesto que cada uno plantea un modelo físico diferente.

Entre los modelos existentes [8] se pueden destacar los siguientes:

- a) Mecánica de la fractura.
- b) Modelo simple de bielas y tirantes.
- c) Modelo de dientes para vigas esbeltas.
- d) Modelo de celosías con tirantes de hormigón.
- e) Teoría del Campo Modificado de Compresiones (MCFT).

2. En el Perú – Región Lima.

La Municipalidad Metropolitana de Lima (MML), como parte de su política de promoción de la inversión privada plantea la concesión de la Vía Expresa Sur en un tramo de 4.91 km. de longitud, comprendido entre el inicio a partir del final de la actual Vía Expresa Paseo de la República (VEPR) en el sector superior de la Quebrada Armendáriz en cercanía del cruce con la Avenida República de Panamá y el final en la Autopista Panamericana Sur a la altura del Km 22.

Mediante Acuerdo de Concejo N° 2388 adoptado en sesión de fecha 26 de diciembre de 2012, se resolvió aprobar la Iniciativa Privada denominada “Vía Expresa Sur” y adjudicar directamente la ejecución y explotación del proyecto a GyM.

Con fecha 08 de Agosto de 2013, fue suscrito el Contrato de Concesión del Proyecto Vía Expresa Sur, entre la Municipalidad Metropolitana de Lima (MML) en su calidad de Concedente y la empresa Concesionaria Vía Expresa Sur S.A., en su calidad de Concesionario, cuyo objeto es el Diseño, Financiamiento, Operación y Explotación del Proyecto Vía Expresa Sur.

Desde entonces Graña y Montero Infraestructura en nombre de Concesionaria Vía Expresa Sur S.A., encargó a GMI la elaboración del Estudio Definitivo de Ingeniería del Proyecto Vía Expresa Sur [9].

Durante el Estudio Definitivo de Ingeniería de la Vía Expresa Sur se investigó para optimizar el costo del proyecto, y generar una ingeniería de valor, tal es así, como por ejemplo: la investigación para el aprovechamiento al máximo de la resistencia al corte en puentes e intercambios viales con vigas preesforzadas.

1.1.2.2. Estudios anteriores.

El Instituto de Concreto Preesforzado PCI (2003) compara el diseño de un tramo simplemente apoyado usando varios métodos de diseño por corte. El propósito del estudio fue determinar la importancia de variar el método de diseño por corte en los costos de vigas prefabricadas [10]. Barker M. (2013) compara el espaciamiento de estribos en una viga T de concreto armado, con los tres métodos de la AASHTO LRFD 2012 [11]. Un reciente estudio por Fonseca R, (2015) diseña un puente prefabricado simplemente apoyado usando el procedimiento general para el diseño por corte Art.2.9.1.3.10.2.b del Manual de Diseño de puentes [12].

El Programa Cooperativo de Investigación en las Carreteras NCHRP en el reporte 549 muestra los cambios incorporados en los Código Canadiense (2004) para el Diseño de Estructuras de Concreto, CSA A23.3-04. Una enorme simplificación en el procedimiento MCFT para el diseño de estructuras de concreto. Utilizando un enfoque es funcionalmente idéntico al Modelo Seccional utilizado por la AASHTO LRFD. Las tablas para evaluar β y θ son reemplazadas por simples expresiones algebraicas [13].

1.1.3. Formulación interrogativa del problema.

Este problema puede ser formulado interrogativamente, en sus cinco partes, y según las prioridades del Anexo A.2, mediante las siguientes preguntas.

Preguntas sobre la primera parte del problema (Limitaciones)

1. ¿Cuáles son los objetivos originales de la verificación por corte en vigas preesforzadas del proyecto de la Vía Expresa Sur?
2. ¿Qué se ha hecho hasta la actualidad para lograr estos objetivos?
3. ¿Existen topes externos que limitan el logro de estos objetivos?
4. ¿Si existen **limitaciones**, cuáles son y a qué afectan?
5. ¿Cuáles son las causas de esas **limitaciones**?

Pregunta sobre la segunda parte del problema (Empirismos Aplicativos)

1. ¿Cuáles son los planteamientos teóricos directamente relacionados con este tipo de diseño, que deberían conocer los ingenieros de diseño?
2. ¿Los encargados del diseño conocen y aplican bien todos esos Planteamientos teóricos?
3. ¿Existen algunos que los desconocen o aplican mal?
4. ¿Si adolecen de **empirismos aplicativos** cuáles son, y a quiénes y en qué porcentaje les afecta?
5. ¿Cuáles son las causas de **empirismos aplicativos**?

Pregunta sobre la tercera parte del problema (Carencias)

1. ¿Cuáles son los objetivos originales de la verificación por corte en vigas preesforzadas del proyecto de la Vía Expresa Sur?
2. ¿El equipo encargado del diseño cuenta con todos los elementos, recursos, facilidades y conocimientos necesarios para lograr esos objetivos?
3. ¿Existen algunos de ellos con los que no cuenta?
4. ¿Si existen **carencias**, cuáles son o respecto a qué se dan o a qué afectan?
5. ¿Cuáles son los motivos precisos de esas carencias?

Pregunta sobre la cuarta parte del problema (Deficiencias)

1. ¿Cuáles son los objetivos originales de la verificación por corte en vigas preesforzadas del proyecto de la Vía Expresa Sur?
2. ¿Qué se ha hecho hasta la actualidad para lograr estos objetivos?
3. ¿Las actividades desarrolladas tienen fallas o errores?
4. ¿Si existen **deficiencias**, cuáles son?
5. ¿Cuáles son las razones o causas de esas deficiencias?

Pregunta sobre la quinta parte del problema (Empirismos Normativos)

1. ¿Cuáles son los planteamientos teóricos directamente relaciones con este tipo de proyecto que deberían conocer los ingenieros dedicados al diseño?
2. ¿Los ingenieros de diseño utilizan las normas actualizadas y aplican bien los planteamientos teóricos?
3. ¿Existen algunos o desconocen o aplican mal?
4. ¿Si existen **empirismos normativos**, cuáles son?
5. ¿Cuáles son las causas de empirismos normativos?

1.1.4. Justificación.

1. Esta investigación es **necesaria** para los ingenieros dedicados al diseño, **porque** sus aportes pueden contribuir a mejorarlas.
2. Es también **necesaria** para nuevos proyectos EPC, **porque** sus aportes pueden contribuir a que beneficien más.
3. Es **conveniente** para todo el país, **porque** contribuiría a optimizar los materiales tales como el acero en proyectos medianos a grandes.
4. Es, asimismo, **conveniente** para la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga, **dado que tiene** como parte de sus fines, la investigación científica y la extensión universitaria en beneficio del país.

1.1.5. Importancia.

Es importante porque concede aporte de solución a los problemas planteado en ítem 1.1.3 y para que el ingeniero encargado de la verificación por corte optimice y economice el costo de las vigas preesforzadas de puentes, intercambios viales y viaductos.

1.1.6. Limitaciones.

Limitaciones: Topes externos

1. Se limita al puente Paseo de la República del proyecto de la Vía Expresa Sur (VESUR).
2. Se limita al distrito de Barranco, Surco y San Juan de Miraflores.

Restricciones: Topes internos

1. Se restringe a investigar, analizar y proponer.
2. El tiempo de dedicación de los investigadores es parcial y limitado.

1.2. **Objetivos de la Investigación.**

1.2.1. **Objetivo General.**

Diseñar el puente preesforzado y **analizar la verificación por resistencia al corte del Puente Paseo de la República de 225 mts del proyecto VESUR**; con respecto a un **Marco Referencial** que integre: Planteamientos Teóricos atingentes a la verificación por corte, vigas preesforzadas, normas que rigen el diseño de puentes y condiciones del entorno-ámbito del proyecto; **mediante un análisis predominantemente cuantitativo pero con calificaciones e interpretaciones cuantitativas**, con el propósito de **identificar las causas de las partes principales del problema**; de tal manera que tengamos base para proponer recomendaciones que contribuyan a mejorar y optimizar la verificación de resistencia al corte.

1.2.2. **Objetivos Específicos.**

Para alcanzar el objetivo general enunciado en el numeral anterior, secuencial y concatenadamente, se deben lograr los siguientes propósitos específicos:

1. Ubicar, seleccionar y presentar resumidamente los **Planteamientos teóricos** directamente relaciones con este tipo de proyectos (Estado del arte), tales como (\sim B1) **Conceptos Básicos de Preesforzado**, (\sim B2) **Métodos para calcular la resistencia al corte** y (\sim B3) **Aporte del preesforzado a la resistencia al corte**; La Norma y Manual que debe cumplir, tales como: (\sim B4) **AASHTO LRFD 2012** y (\sim B5) **Manual de diseño de puentes del MTC**, respectivamente; las condiciones del Entorno-ámbito del proyecto, tales como (\sim B6) **Proyecto EPC** y (\sim B7) **Beneficios potenciales**; todo lo cual será integrado como **Marco Referencial**, necesario y suficiente, que usemos “a manera de modelo” como patrón comparativo para el análisis de la verificación por corte en vigas preesforzadas del proyecto VESUR.
2. Diseñar el puente preesforzado y describir el procedimiento de la verificación por corte del Puente Paseo de la República de 225 mts del proyecto VESUR, en sus partes o variables, tales como: (\sim A1) **Responsables**, (\sim A2) **actividades del proyecto** y (\sim A3) **Recursos**.
3. Comparar **cuantitativa y cualitativamente** los resultados, con el apoyo de programas computarizados, tales como los aplicativos de MS Office y Mindjet, cada parte o variable de la verificación por corte, con respecto a cada parte o variable del Marco Referencial que se considere atingente, **que se obtendrá con el logro del objetivo “a”**.
4. Identificar las causas, relaciones causales o motivos, de cada parte o variable del problema; es decir de: **las limitaciones, empirismos aplicativos, carencias, deficiencias y empirismos normativos**.

5. Proponer **recomendaciones** que contribuyan a mejorar las decisiones y acciones de la verificación por corte en vigas preesforzadas del proyecto VESUR, de tal manera que se sea cómo se podrían superar las limitaciones, corregir los empirismos aplicativos, cubrir las carencias, reducir las deficiencias y empirismos aplicativos.

1.3. Hipótesis.

1.3.1. Hipótesis General.

La verificación por corte del Puente Preesforzado Paseo de la República de 225 mts de Luz de la VESUR adolece de limitaciones, empirismos aplicativos, carencias, deficiencias y empirismos normativos, que afectan el aprovechamiento al máximo de la resistencia al corte de las vigas preesforzadas del proyecto VESUR; porque no se ajusta adecuadamente a las normas que la rigen, como la AASHTO LRFD 2012 y el Manual de Diseño de Puentes; o por desconocer o aplicar mal algunos Planteamientos Teóricos atinentes a este tipo de proyectos o por no entender el entorno regional; como el tipo de proyecto EPC y el beneficio potencial.

1.3.2. Hipótesis Secundarias.

1. Por no haber considerado el tipo de **proyecto EPC** ($\sim B6$), o no se hayan adecuado a las condiciones del entorno para obtener los **beneficios potenciales** ($\sim B7$), no se apliquen las normas como la **AASHTO LRFD 2012** ($\sim B4$); explica y está relacionado casualmente con las **limitaciones** ($\sim X1$), que afectan negativamente a las **actividades del proyecto** (A2) para el logro de los objetivos de la verificación por corte de las vigas preesforzadas del proyecto VESUR.

Orden de la subhipótesis

$\sim B_n, \sim X_n, A_n$.

2. Los **responsables** (A1) de la verificación por corte, adolecen de **empirismos aplicativos** ($\sim X2$); porque no conocen o aplican mal algunos **conceptos** ($\sim B1$), además de no considerar el aporte del preesforzado ($\sim B3$), directamente relacionado con la verificación por corte.

Orden de la subhipótesis

$A_n, \sim X_n, \sim B_n$.

3. Por no conocer los **métodos para calcular la resistencia al corte** ($\sim B2$) y por no haber cumplido con las especificaciones del **AASHTO LRFD 2012** ($\sim B4$); explican y están relacionados directamente con las **carencias** ($\sim X3$) de los **recursos** (A3), que permiten el aprovechamiento al máximo de la resistencia al corte.

Orden de la subhipótesis

$\sim B_n, \sim X_n, A_n$.

4. Los **responsables** (A1) de la verificación por corte tienen **deficiencias** ($\sim X_4$), debido a que no se utiliza los **conceptos** ($\sim B_1$) en cada parte de la viga o no se adecuan a las normas como la **AASHTO LRFD 2012** ($\sim B_4$) y el **manual de diseño de puentes** ($\sim B_5$).

Orden de la subhipótesis

$A_n, \sim X_n, \sim B_n$.

5. Los **responsables** (A1) de la verificación por corte adolecen de **empirismos normativos** ($\sim X_5$), porque no usan las especificaciones **AASHTO LRFD 2012** ($\sim B_4$) y el **manual de diseño de puentes** ($\sim B_5$).

Orden de la subhipótesis

$A_n, \sim X_n, \sim B_n$.

Ver el Anexo A.3.

1.4. Variables.

1.4.1. Identificación de variables.

$\sim B$: Variables del Marco Referencial (Variables Independientes = Causas Mayoritarias)

Teóricas

$\sim B_1$ = Conceptos

$\sim B_2$ = Métodos para calcular la resistencia al corte

$\sim B_3$ = Aporte del preesfuerzo

Normativas

$\sim B_4$ = AASHTO LRFD 2012

$\sim B_5$ = Manual de diseño de puentes

Del entorno del proyecto

$\sim B_6$ = Proyecto EPC

$\sim B_7$ = Beneficios potenciales

A: Variables de la Realidad (Variables Intervinientes = Causas Minoritarias)

A_1 = Responsables

A_2 = Actividades

A_3 = Recursos

$\sim X$: Variables del problema (Variables Dependientes = Efectos o Consecuencias)

$\sim X_1$ = Limitaciones

- ~ X₂ = Empirismos aplicativos
- ~ X₃ = Carencias
- ~ X₄ = Deficiencias
- ~ X₅ = Empirismos normativos

1.5. Tipos de Investigación.

1.5.1. Tipos de Investigación.

Esta investigación es aplicada o fáctica, explicativa y causal.

1. **Es aplicada.**- También llamada fáctica por el objeto de investigación es una parte de la realidad concreta que se da en el tiempo y en el espacio: la verificación por corte de las vigas preesforzadas del proyecto VESUR; a la que se aplican como referentes, que forman parte del Marco Referencial: los planteamientos teóricos directamente relacionados.
2. **Es explicativa.**- Porque trasciende o supera los niveles exploratorios y descriptivos que usa para llegar al nivel explicativo, ya que, además de responder a la pregunta ¿Cómo es la realidad? Descripción, trata de responder la pregunta ¿por qué es así la realidad que se investiga?
3. **Es causal.**- Porque mediante el cruce de las variables del problema, la realidad y el marco referencial, plantea subhipótesis y, luego, la hipótesis global integradora, que buscan encontrar las causas de las partes del problema.

1.5.2. Tipos de Análisis.

Es mixto, predominantemente cuantitativo, pero con calificaciones o interpretaciones cualitativas.

1.6. Diseño de la ejecución del plan como desarrollo de la investigación.

1.6.1. El universo de la investigación.

El universo de esta investigación entraña o comprende a la sumatoria de todos los datos de los dominios de todas las variables que se cruzan en todas las subhipótesis que se deben contrastar y que ya se identificaron en el numeral 1.4.1.

1.6.2. **Técnicas, instrumentos e informantes o fuentes y variables a las que se aplicará cada instrumento.**

Dados los cruces de todas las subhipótesis, sabemos que para poder contrastarlas se requerirá aplicar o recurrir a los siguientes:

1. **La Técnica de Análisis Documental**; utilizando como **instrumentos** de recolección de datos de fuentes documentales **fichas textuales y de resumen**; recurriendo como **fuentes** a libros especializados, documentos oficiales e internet; que aplicaremos para obtener datos de los dominios de las variables: Conceptos, métodos para calcular la resistencia al corte, aporte del preesforzado, AASHTO LRFD 2012, Manual de diseño de puentes, Proyecto EPC y beneficios potenciales.

Ver anexos: Anexo A.5, con su complemento el Anexo A.4, y su concatenación con el Anexo A.3.

2. **La técnica de la Entrevista**; utilizando como **instrumento para recopilación de datos de campo** una “Guía de entrevistas”; recurriendo a informantes responsables y a los representantes de la comunidad; que aplicaremos para obtener los datos de los dominios de las variables: **Responsables, actividades y recursos.**

Ver anexos: Anexo A.5, con su complemento el Anexo A.4, y su concatenación con el Anexo A.3.

1.6.3. **Población de Informantes y Muestras.**

1.6.3.1. **Población de informantes: Ejecutivos.**

La población de informantes responsables es muy pequeña ya que comprende a los ejecutivos de la Municipalidad Metropolitana de Lima y a los ejecutivos de la Concesionaria Vía Expresa Sur, y como se tratará de entrevistas a todos los informantes no se formula muestra.

1.6.3.2. **Población de informantes: Gerentes de la empresa Graña y Montero.**

La situación es similar; se trata de entrevistar a los significativos gerentes de ingeniería y construcción de la empresa Graña y Montero, pero en un número que duplique al de responsables; y por ello, tampoco para esta población habrá de hacerse o determinarse muestra.

1.6.4. **Forma de tratamiento de los datos.**

Los **datos** obtenidos mediante la aplicación de técnicas e instrumentos antes mencionados; serán incorporados a programas computarizados tales como los aplicativos de MS Office, Latex y Mindjet; y con precisiones porcentuales y prelações u ordenamientos de mayor a menor, los promedios serán presentados como informaciones en forma de gráficos, cuadros o resúmenes.

1.6.5. Forma de análisis de las informaciones.

Respecto a las informaciones presentadas como gráficos, cuadros o resúmenes, se formularán apreciaciones objetivas.

Las apreciaciones directamente relacionadas con una determinada subhipótesis se usarán como premisas para contrastar esa subhipótesis, procediéndose igual con cada una de ellas.

El resultado de la contrastación de cada subhipótesis, dará base para formular una conclusión parcial.

Así tendremos (5) variables del problema, (5) subhipótesis y (5) conclusiones parciales. Los resultados de las contrastaciones de la subhipótesis, a su vez, se usarán como premisas para contrastar la Hipótesis Global.

El resultado de la contrastación de la hipótesis global nos dará base para formular la Conclusión General.

Cada resultado de una contrastación que puede ser: a) prueba total, b) disprueba total y c) prueba y disprueba parciales, serán considerados al formular las conclusiones parciales o generales.

Las Conclusiones fundamentarán las recomendaciones de esta investigación.



2 Marco Referencial.

2.1. Marco Teórico.

2.1.1. Conceptos.

2.1.1.1. Preesfuerzo.

Presforzar es generar internamente en una estructura unas fuerzas con las cuales se pretende balancear o equilibrar, parcial o totalmente, las cargas a las que es sometida, y por ende compensar sus efectos. Estas fuerzas se pueden generar antes, durante o después de la aparición de las cargas sobre la estructura.

Las fuerzas de presforzado son fuerzas activas, es decir, que actúan sobre la estructura independientemente de la aparición de otras cargas. Por esta razón, la concepción, el cálculo de esta estructura requiere de estudios juiciosos, pues con solo las fuerzas de presforzado se podrían ocasionar daños y hasta el colapso de la estructura [14].

Podemos clasificar el presfuerzo según el momento de tensionamiento de los tendones o torones con respecto al vaciado del concreto. Entonces puede ser:

- Pretensado
- Postensado

Los miembros de concreto pretensado presforzado se producen restirando o tensando los tendones entre anclajes externos antes de vaciar el concreto. Al endurecerse el concreto fresco, se adhiere al acero. Cuando el concreto alcanza la resistencia requerida se retira la fuerza presforzante aplicada por gatos, y esa misma fuerza es transmitida por adherencia del acero al concreto. En el caso de los miembros de concreto postensado presforzados, se esfuerzan los tendones después de que ha endurecido el concreto y de que se ha alcanzado suficiente resistencia, aplicando la acción de los gatos contra el miembro de concreto mismo [15].

2.1.1.2. Pretensado

En este método, los cables o alambres, colocados en el encofrado son traccionados en los anclajes y posteriormente se vacía el concreto alrededor de los cables. Cuando el concreto ha adquirido la resistencia necesaria, se liberan los cables de sus anclajes y por adherencia, se transfiere al concreto la fuerza previamente introducida a los cables.

Este método se utiliza ampliamente en las plantas de prefabricado, ya que varios elementos pueden ser construídos con los mismos cables [16] ver figura 2.1.

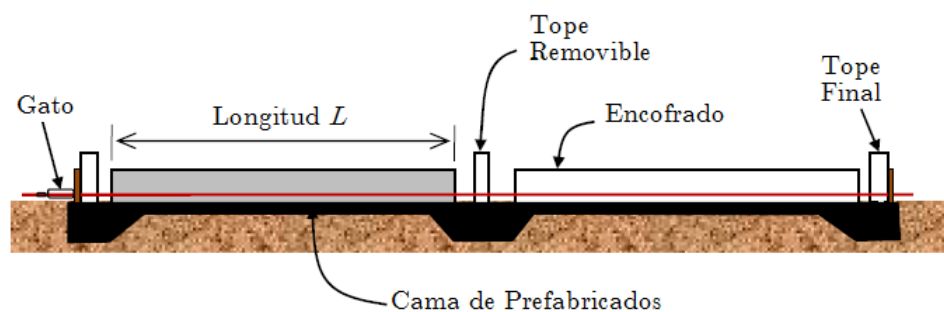


Figura 2.1: Pretensado de las vigas con los torones rectos *Fuente:* [1].

1. Secciones típicas.

En el Perú, las vigas prefabricadas más comúnmente utilizados son las secciones estándar AASHTO, como se muestra en el Apéndice B del Manual de diseño de puente PCI (2011). Varias empresas como TITANDOL y PREANSA tienen su propio estándar de productos de la viga. Los prefabricados de fabricación local deben ser consultados sobre la disponibilidad de vigas antes de comenzar el diseño. Las secciones transversales típicas de vigas prefabricadas utilizadas para puentes comunes se muestran a continuación:

- Viga tipo I
- Vigas Doble T
- Vigas tipo U
- Vigas tipo cajón

Entre estas vigas, la viga tipo I es la más utilizada comúnmente, porque su tipo de estructura ha demostrado ser una excelente opción para una rápida construcción y ampliación de las estructuras existentes. Sin requerimientos de falsos puentes. La construcción de prefabricados de vigas por lo general toma mucho menos tiempo que los puentes hechos In situ. Una vez vaciado la losa de concreto armado, la sección transversal se convierte en sección compuesta, minimizando las deflexiones. En la figura 2.2 se muestra la viga tipo I.



Figura 2.2: Vigas pretensadas tipo I *Fuente:* [1].

2. Características principales del prefabricado.

En los estados límites de servicio, las tensiones en el concreto de la viga cambian en varias etapas de carga. En general, hay tres etapas principales que deben tenerse en cuenta en el diseño. La figura 2.3 ilustra las distribuciones de esfuerzos del concreto a flexión en la transferencia, cuando se hace el vaciado de la losa, y cuando está en estado de servicio.

3. Perfil de los torones de preesforzado.

El corazón de la filosofía de diseño del concreto pretensado es el posicionamiento de los cables de pretensado dentro de la viga prefabricada: el centro de gravedad de los torones (cgs) es alejada del centro de gravedad de la sección del concreto (cgc) para maximizar la excentricidad, que es definido como la distancia entre el cgs y cgc para una sección. La excentricidad produce una distribución de esfuerzos a flexión que beneficia a lo largo de longitud de la viga para contrarrestar la tensión por flexión debido a las cargas muertas. La excentricidad más grande se proporciona en los lugares donde se espera que la tensión debe ser la más grande.

Un diseño eficiente de las vigas prefabricadas requiere de la variación de excentricidad de los torones a lo largo de la longitud del miembro y/o limitar la fuerza en del torón en la transferencia. Las vigas prefabricadas son usadas como un tramo simple, hecho continuo con el vaciado de la losa para la carga viva, o empalmados. Éstos prefabricados son transportados e inicialmente instalados como segmentos simplemente apoyados. Para una viga simplemente apoyada con torones rectos, la excentricidad entre el cgs y el cgc ayudan a reducir la tensión posible fisura miento en el centro de luz para el estado de servicio. Sin embargo, los esfuerzos de tracción se pueden desarrollar cerca a los extremos de la viga, donde las tensiones de flexión debido al peso propio son mínimos. Excesivas tensiones de compresión pueden ser desarrolladas de manera similar. La ubicación más crítica cerca de los extremos está en la longitud de transferencia, es decir, la distancia desde el extremo de

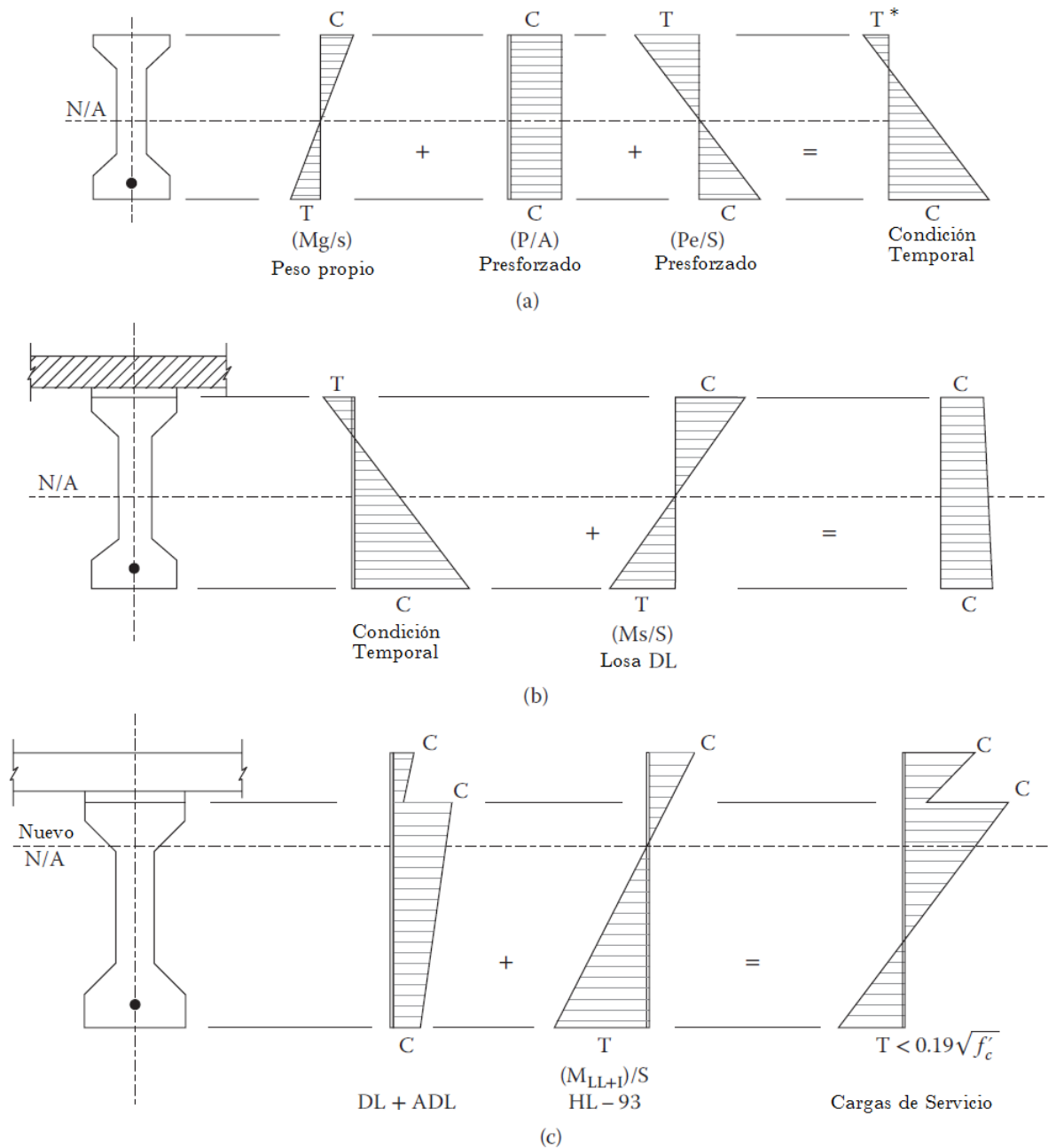


Figura 2.3: Distribución de esfuerzos por flexión en el centro de luz-en la transferencia, en el vaciado de la losa y en el estado de servicio. (a) En la transferencia (Sección no compuesta). (b) En el momento de la vaciado de la losa (Sección no compuesta). (c) En el estado de servicio bajo carga muerta y carga viva (Sección compuesta). Fuente: [2].

la viga hasta donde toda la fuerza del torón es desarrollado [2].

Para reducir el esfuerzo de tracción y compresión en los extremos de las vigas, el diseñador considera normalmente dos opciones: (1) Reducir la excentricidad en los extremos inclinando los torones (Figuras 2.4 y 2.5) o (2) blindando (o desuniendo con mangueras) los torones del miembro en los extremos para reducir la fuerza de pretensado (Figura 2.6)). Ambos se usan

comúnmente, a menudo a preferencia del fabricante, quienes pueden ser consultados cuando se escogen estas alternativas [2].

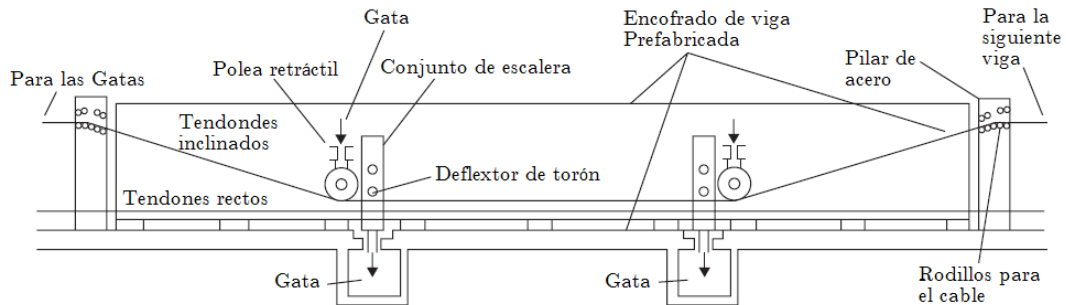


Figura 2.4: Perfil típico del pretensado *Fuente:* [1].



Figura 2.5: Sujeción de los torones en la cama de prefabricados *Fuente:* [1].

2.1.1.3. Postensado

En este método la fuerza de tracción es aplicada a los torones o cables cuando el concreto tiene la resistencia requerida. Los cables son colocados en conductos o vainas y después de cortados los cables, estos conductos son inyectados con pasta de cemento. Este método tiene la ventaja de que los cables pueden ser curvos [16].

1. Beneficios del Postensado.

La resistencia a la tracción del concreto es sólo alrededor del 10% de su resistencia a la compresión. Como resultado, el concreto es más propenso a agrietarse cuando se carga. El acero de refuerzo puede ser embebido en el concreto para que pueda resistir los esfuerzos de tracción que el concreto no puede resistir. El refuerzo es seleccionado asumiendo que la zona en tensión del concreto no está cargada y que los esfuerzos de tensión solo son resistidos por las barras de refuerzo. El resultado de los miembros de concreto reforzado es que pueden agrietarse, pero pueden soportar con eficacia las cargas de diseño (Figura 2.7). Aunque se



Figura 2.6: Revestimiento con mangueras para decementar el torón *Fuente:* [1].

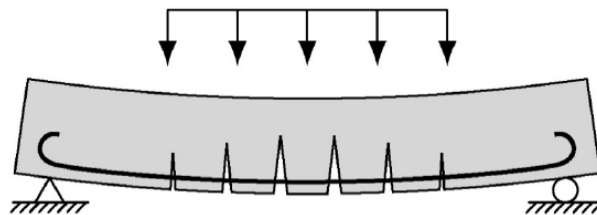


Figura 2.7: Viga de concreto reforzado bajo cargas *Fuente:* [3].

producen grietas en el concreto armado, las grietas son normalmente muy pequeñas y bien distribuidas. Las grietas en el concreto armado pueden reducir la durabilidad a largo plazo. La introducción de un medio de compresión previa en las zonas de tracción del concreto, reduce o elimina la formación fisuras para producir puentes de concreto más durables [3].

2. Característica principal del preesforzado.

La función de postensado es colocar la estructura de concreto bajo compresión en aquellas regiones donde la carga provoca un esfuerzo de tracción. La tensión causada por las cargas aplicadas primero tendrá que cancelar la compresión inducida por la tensión previa antes de que se pueda fisurar el concreto. La figura 2.8 (a) muestra una viga de concreto de un tramo simplemente apoyado y una viga en voladizo bajo la carga aplicada. La figura 2.8 (b) muestra las mismas vigas sin la carga con fuerzas aplicadas en los tendones de postensado. Al colocar el postensado en la parte baja de la viga simplemente apoyada y en la parte superior de la viga en voladizo, la compresión es inducida en las zonas de tensión; creando contraflechas. La figura 2.8 (c) muestra las dos vigas postensadas y las cargas aplicadas. Las cargas causan una deflexión en la viga simplemente apoyado y en la viga en voladizo, creando tensiones de tracción en parte inferior de la viga y en la parte superior del voladizo. El diseñador equilibra los efectos de carga y postensa de tal manera que la tensión de la carga se compensa por la compresión inducida por el postensado. La tensión es eliminada bajo la combinación de los dos y se previenen las fisuras. Como resultado, la durabilidad del concreto se incrementa y son más eficientes [3].

3. Secciones típicas.

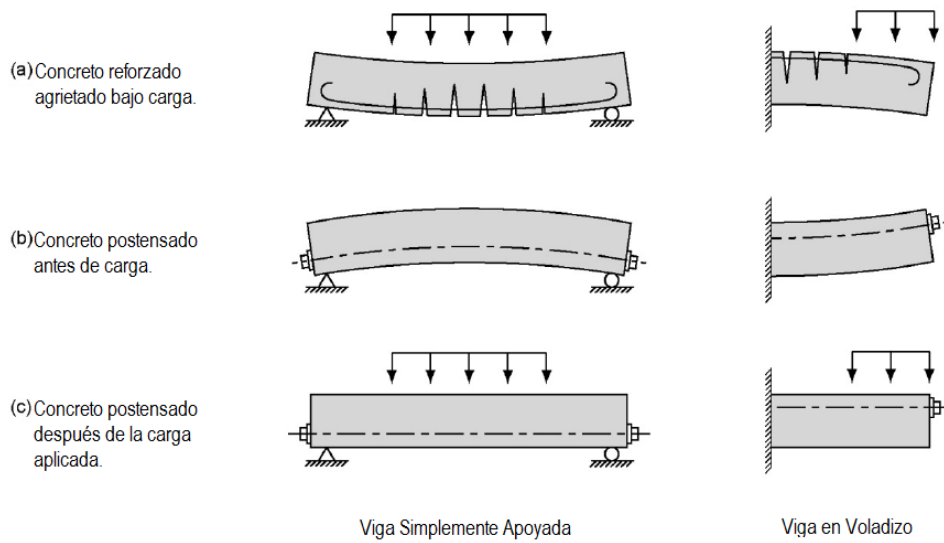


Figura 2.8: Comparación de vigas de concreto reforzadas y presforzadas *Fuente:* [3].

En el Perú, las vigas postensadas comúnmente utilizadas son las de tipo cajón multicelulares. La alta resistencia a la torsión de la viga tipo cajón hace que sea especialmente adecuado para la alineación horizontal curvada (Figura 2.9), tales como los necesarios para las rampas de autopistas o viaductos. Otras secciones transversales típicas de vigas postensadas utilizadas para puentes comunes se muestran a continuación:

- Viga tipo I
- Vigas tipo U



Figura 2.9: : Puente de San Luis Rey Río: Puente tipo cajón multicelular de concreto postensado *Fuente:* [1].

4. Perfil de los tendones del postensado.

Para inducir el fuerza de compresión a lo largo de todos los lugares de la viga del puente,

la ruta de cable de postensado debe ser parabólica a lo largo de la longitud de la viga. Una viga típica continua es sometida a momentos negativos cerca de los apoyos fijos, y momentos positivos cerca de la mitad del tramo. La excentricidad determina el nivel de esfuerzo de compresión en un lugar determinado en la sección transversal. Con el fin de cumplir con los criterios de la cara en tracción la ubicación de la trayectoria de cable de postensado será alto (por encima del eje neutro) en apoyos fijos, bajo (por debajo del eje neutro) en el centro del tramo, y en el centroide de la sección en los apoyos extremos del puente (Figura 2.10). La forma de la trayectoria del cable es aproximadamente el mismo que el signo opuesto al diagrama de momento flector debido a la carga muerta [1].

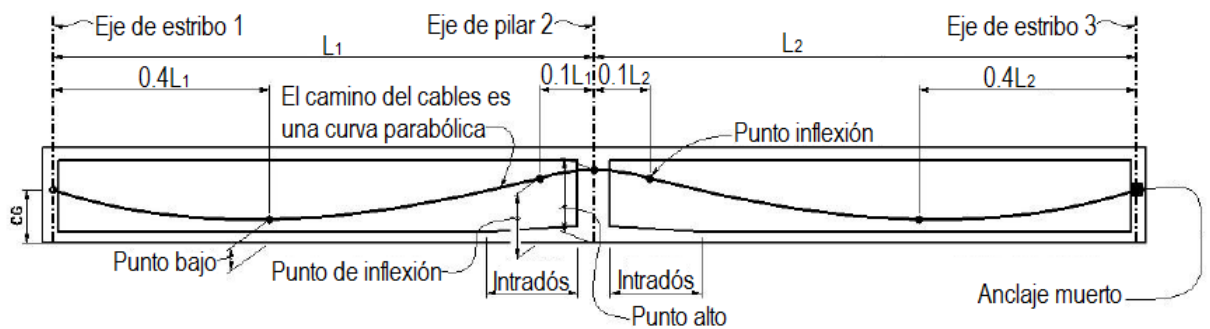


Figura 2.10: : Perfil de postensado típico de un puente de dos tramos *Fuente:* [1].

2.1.1.4. Tipos de puentes prefabricados y Longitudes

Hay tres tipos de puentes prefabricados 1) Prefabricados con vigas pretensadas 2) Vigas postensadas continuas y 3) Vigas prefabricadas segmentales. La tabla 2.1 Resume las longitudes típicas para estos puentes [1].

Tabla 2.1: Tipos de puentes con vigas prefabricadas y longitudes de tramos.

Tipo de Puente	Longitud posible del tramo (m)	Longitud de preferencia del tramo (m)
Prefabricado con vigas pretensadas	9m a 61m	9m a 55m
Vigas postensadas continuas	30m a 100m	36m a 75m
Prefabricado con vigas segmentales	60m a 135m	75m a 120m

Fuente: [1].

El uso de prefabricados de concreto es una mejor alternativa práctica, rápida y económica, en la construcción de viaductos [17].

2.1.1.5. Concreto.

El concreto que se usa para presforzar se caracteriza por tener mayor calidad y resistencia con respecto al utilizado en construcciones ordinarias. Los valores comunes de $f'c$ oscilan entre 350 y 500 kg/cm², siendo el valor estándar 350 kg/cm². Se requiere esta resistencia para poder hacer la transferencia del presfuerzo cuando el concreto haya alcanzado una resistencia de 280 kg/cm². La gran calidad y resistencia generalmente conduce a costos totales menores ya que permite la reducción de las dimensiones de la sección de los miembros utilizados.

Con ello, se logran ahorros significativos en peso propio, y grandes claros resultan técnica y económicamente posibles. Las deflexiones y el agrietamiento del concreto pueden controlarse y hasta evitarse mediante el presfuerzo.

Es posible el uso de aditivos y agregados especialmente en elementos arquitectónicos [4].

2.1.1.6. Acero de preesfuerzo.

El acero de presfuerzo es el material que va a provocar de manera activa momentos y esfuerzos que contrarresten a los causados por las cargas. Existen tres formas comunes de emplear el acero de presfuerzo: alambres, torón y varillas de acero de aleación [4].

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. 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 las propiedades mecánicas prescritas. Los alambres se fabrican en diámetros de 3, 4, 5, 6, 7, 9.4 y 10 mm y las resistencias varían desde 16,000 hasta 19,000 kg/cm². Los alambres de 5, 6 y 7 mm pueden tener acabado liso, dentado y tridentado [4].
2. **Torón.-** El torón se fabrica con siete alambres firmemente torcidos (Figura 2.11) cuyas características se mencionaron en el párrafo anterior; sin embargo, las propiedades mecánicas comparadas con las de los alambres mejoran notablemente, sobre todo la adherencia. El paso de la espiral o hélice de torcido es de 12 a 16 veces el diámetro nominal del cable. La resistencia a la ruptura, f_{sr} , es de 19,900 kg/cm² para el grado 270K (270,000 lb/pulg²), que es el más utilizado actualmente. Los torones pueden obtenerse entre un rango de tamaños que va desde 3/8" hasta 0.6 pulgadas de diámetro, siendo los más comunes los de 3/8" y de 1/2" con áreas nominales de 54.8 y 98.7 mm², respectivamente [4].
3. **Varillas de acero de aleación.-** La alta resistencia en varillas de acero se obtiene mediante la introducción de algunos minerales de ligazón durante su fabricación. Adicionalmente se

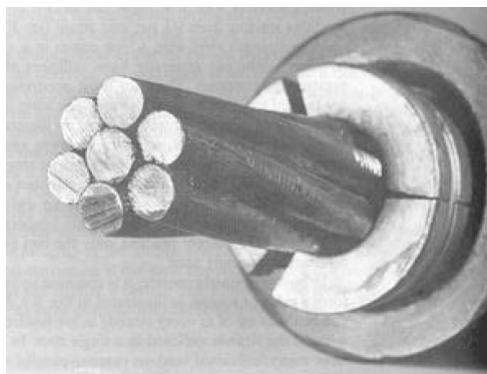


Figura 2.11: Torón utilizado en concreto presforzado [4].

efectúa trabajo en frío en las varillas para incrementar aún más su resistencia. Después de estirarlas en frío se les libera de esfuerzos para obtener las propiedades requeridas. Las varillas de acero de aleación se producen en diámetros que varían de 1/2" hasta 13/8" [4].

2.1.1.7. Esfuerzos límites el tendón de presforzado.

El propósito de los límites de tensión en los tendones de pretensado es mitigar la fractura del tendón, para evitar una deformación inelástica en el tendón, y para permitir las pérdidas de presforzado. La tabla 2.2 de la AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2012, en adelante denominado como "AASHTO LRFD" muestra los límites de tensión para tendones de pretensado y postensado.

Tabla 2.2: Límites de tensión para los tendones de presforzado [5].

Condicion	Tipo de tendon		
	Cables aliviados de tensiones y barras lisas de alta resistencia	Cables de baja relajacion	Barras de alta resistencia conformadas
	Pretensado		
Inmediatamente antes de la transferencia	0.70fpu	0.75fpu	–
En estado límite de servicio después de todas las pérdidas	0.80fpy	0.80fpy	0.80fpy
	Postensado		
Antes del acuñaamiento, se puede permitir fs a corto plazo	0.90fpy	0.90fpy	0.90fpy
En anclajes y acoplamientos inmediatamente después del acuñaamiento de los anclajes	0.70fpu	0.70fpu	0.70fpu
En el extremo de la zona de pérdida por asentamiento inmediatamente después del acuñaamiento del anclaje	0.70fpu	0.74fpu	0.70fpu
En estado límite de servicio después de las pérdidas	0.80fpy	0.80fpy	0.80fpy

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012, Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes, Washington DC, Tabla 5.9.3-1

2.1.1.8. Esfuerzos límites para el concreto.

El propósito de los esfuerzos límite es para asegurar que no hay una sobrecarga en el momento del tensado y después de la transferencia, y para evitar el agrietamiento (Totalmente preesforzado) o para controlar las fisuras (parcialmente preesforzado) en el estado límite de servicio. Las Tablas 2.3 y 2.4 de la AASHTO LRFD muestran los esfuerzos límites para el concreto.

Tabla 2.3: Límites para la compresión y tensión de tracción temporaria en el concreto antes de las pérdidas – Elementos totalmente pretensados [5].

Tipo de esfuerzo	Area y Condición	Esfuerzo (Ksi)
Compresión	Tensión de compresión en los elementos de concreto pretensado y postensado	$0.60f'_{ci}$
Tensión	En la zona de tracción precomprimida sin armadura adherente	N/A
	En áreas fuera de la zona de tracción precomprimida y sin armadura auxiliar adherente	$0.0948\sqrt{f'_{ci}} \leq 0.2$
	En áreas con armadura adherente (barras de armadura o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el concreto calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de $0,5f_y$, no mayor que 340ksi	$0.24\sqrt{f'_{ci}}$
	Para tensiones de manipuleo en pilares pretensados	$0.18\sqrt{f'_{ci}}$

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications,2012, Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes, Washington DC, Artículo 5.9.4

Tabla 2.4: Límites para la compresión y tensión de compresión en el concreto pretensado después de las pérdidas – Elementos totalmente pretensados.

Tipo de esfuerzo	Area y Condición	Esfuerzo (Ksi)
Compresión	Bajo la suma de fuerza efectiva de pretensado y cargas permanentes	$0.45f'_c$
	Tensión provocada por la sumatoria de las tensiones efectivas de pretensado, cargas permanentes y cargas transitorias, y durante las operaciones de transporte y manipuleo	$0.60\phi_w f'_c$
Tensión	Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión leves o moderadas	$0.19\sqrt{f'_c}$
	Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión severas	$0.0948\sqrt{f'_c}$
	Para elementos con tendones de pretensado no adherentes	No tensión

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications,2012, Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes, Washington DC, Tablas 5.9.4.2.1-1,5.9.4.2-1.

2.1.2. Métodos de Diseño por Corte.

Para realizar el diseño contamos con dos métodos muy utilizados en América y Europa. El primero es el Método de Modelo por Secciones utilizada por la AASHTO LRFD y el segundo es el Método de Bielas y Tirantes usado en las normas Europeas como la EHE (asociación Española de Hormigón Estructural)[18]. A continuación, se describe los dos métodos. La que analizaremos a detalle será el método de diseño por secciones.

2.1.2.1. Método de Bielas y Tirantes.

Se pueden utilizar modelos de bielas y tirantes para determinar solicitaciones internas cerca de los apoyos y los puntos de aplicación de las cargas concretadas. También se debería considerar un modelo de bielas y tirantes para diseñar zapatas y cabezales de pilotes o para otras situaciones en las cuales la distancia entre los centros de la carga aplicada y las reacciones de apoyo es menor que aproximadamente dos veces el espesor del elemento. Un ejemplo de modelo de bielas y tirantes para una viga continua se muestra en la figura 2.12.

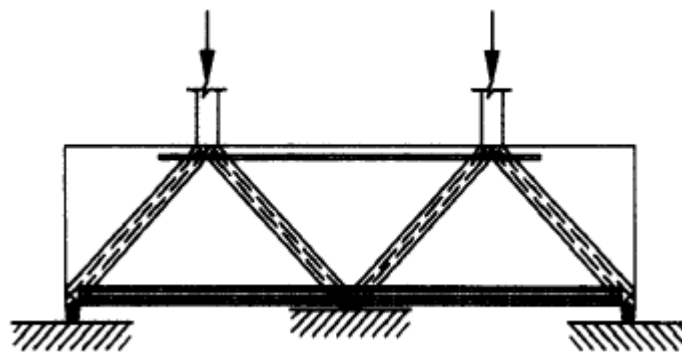
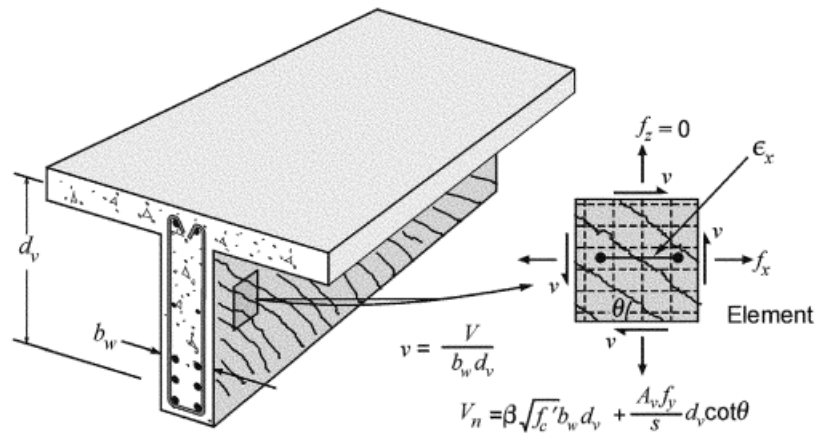


Figura 2.12: Modelo para solucionar con el método de bielas y tirantes [5].

2.1.2.2. Método de Modelo por Secciones - MCFT.

La expresión que utiliza la norma AASHTO LRFD se basa en el método de Modelo Seccional basado en la Teoría de Campo de Compresiones Modificado (Modified Compression Field Theory - MCFT). Este método considera las hipótesis de que las secciones permanecen planas después de la aplicación de cargas y cumplen con las condiciones de equilibrio, relación esfuerzo deformación y las de compatibilidad ver figura 2.13.

En adelante, se muestra la formulación de la resistencia nominal del concreto y del acero bajo los conceptos de MCFT.



(d) AASHTO LRFD model of section of beam

Figura 2.13: Modelo seccional para una viga según la AASHTO LRFD [5].

2.1.2.3. Resistencia Nominal al Corte.

La resistencia nominal al corte, V_n , será determinado como el menor de:

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (2.1.1)$$

$$V_n = 0.25 f'_c b_w d_v + V_p \quad (2.1.2)$$

En el cual:

V_c = si el procedimiento del Artículo 5.8.3.4.1 o 5.8.3.4.2 son usados.

$$V_c = 0.0316 \beta \sqrt{f'_c} b_w d_v \quad (2.1.3)$$

V_c = el menor de V_{ci} y V_{cw} , si el procedimiento del Artículo 5.8.3.4.3 son usados.

V_s = la resistencia del refuerzo transversal.

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s} \quad (2.1.4)$$

Donde refuerzo transversal consta de una sola barra longitudinal o un solo grupo de barras paralelas longitudinales dobladas hacia arriba a la misma distancia del soporte, la resistencia al corte V_s proporcionada por estas barras será determinado como:

$$V_s = A_v f_y \sin \alpha \leq 0.095 \sqrt{f'_c} b_w d_v \quad (2.1.5)$$

Donde:

b_w = ancho de alma efectivo tomado como el mínimo ancho del alma dentro de la altura d_v , como se determina en el Artículo 5.8.2.9 (in)

d_v = altura de corte efectiva como se determina en el Artículo 5.8.2.9 (in)

S = separación de estribos.

β = factor que indica la capacidad del concreto fisurado diagonalmente de transmitir tracción según se especifica en el Artículo 5.8.3.4

θ = ángulo de inclinación de las tensiones de compresión diagonal como se determina en el Artículo 5.8.3.4 (°). Si los procedimientos del Artículo 5.8.3.4.3 se utilizan, $\cot\theta$ está definida en el mismo.

α = ángulo de inclinación de la armadura transversal respecto del eje longitudinal (°)

A_v = área de la armadura de corte en una distancia s in^2 .

V_p = componente de la fuerza de pretensado efectiva en la dirección de corte aplicado; positivo si se opone al cortante aplicado; $V_p = 0$ cuando se aplica el artículo 5.8.3.4.3 (kip)

2.1.3. Resistencia al corte.

MCFT se introdujo en la primera edición de AASHTO LRFD Especificaciones (1994). Aunque es una teoría elegante y coherente sobre la base de los primeros principios, su uso fue percibido por algunos a ser demasiado complejo para el diseño típico. El Subcomité AASHTO en Puentes y Estructuras en combinación con varios estudios de investigación simplifican el método para evitar la iteración requerida para la determinación de los parámetros β y θ . En las especificaciones estándar (2002), hay dos principales métodos para la estimación de la resistencia al corte, y los eran métodos distintos para concreto pretensado y convencionales como el concreto reforzado. Había ajustes para el concreto estructural, fuerzas de compresión o tensión, y el nivel de pre compresión pretensado. Estos métodos son, en parte, utilizados como métodos alternativos dentro de la AASHTO LRFD [11].

Todos los métodos utilizan la ecuación 2.1.1 que combina los efectos resistidos a corte por el concreto, acero, y la componente vertical de la fuerza de preesforzado, por ejemplo, torones en forma parabólica en vigas postensadas o torones inclinados en vigas pretensadas. Estos métodos varían en el enfoque para estimar la resistencia asociado con cada de estos tres mecanismos.

En la AASHTO LRFD, hay tres métodos:

1. Método 1: Procedimiento simplificado para secciones no presforzadas. [A5.8.3.4.1]
2. Método 2: Procedimiento general para calcular la resistencia al corte. [A5.8.3.4.2 y AASHTO Apéndice B5]
3. Método 3: Procedimiento simplificado para secciones presforzadas y no presforzadas [A5.8.3.4.3]

El método 1 es similar a la aproximación tradicionalmente utilizado, porque asume que el ángulo θ de la fisura por corte es 45° y el factor que indica la capacidad del concreto fisurado diagonalmente a transmitir tracción β es 2.0 [A5.8.3.4.1]. Este es un ajuste empírico de los datos y los detalles que se presentan en la mayoría de los textos sobre diseño en concreto armado. El Método 1 se demuestra mediante un ejemplo más adelante. Esto es similar al enfoque estándar utilizado durante décadas en las especificaciones estándar (2002).

El método 2 tiene dos formas: una forma simplificada que se proporciona en el cuerpo de la AASHTO LRFD [A5.8.3.4.2] que está fundada en la MCFT presentado en la sección anterior 2.1.2.2; sin embargo, se añadieron algunas simplificaciones de las características para ser “estadísticamente equivalente” a la teoría completa. La MCFT se presentan en su forma completa por encima de lo que puede ser utilizado a través de la AASHTO LRFD y se proporciona en el Apéndice B de Sección 5.

El método 3 se basa en la modificación de los procedimientos de resistencia al corte de concreto preesforzado previsto en la Especificaciones Estándar del (2002) modificado por Hawkins et al. (2005) como se describe en NCHRP Informe 549 [13]. Este método puede ser utilizado tanto para la sección de preesforzado y no preesforzado y es coherente con el Comité ACI 318 [19].

Estos métodos se describen a continuación y en la parte 3 se usa estos métodos para ilustrar y luego compararlos. El método más general y riguroso es el método 2 basado en MCFT. Esta se aborda en primer lugar seguido por los otros métodos.

2.1.3.1. Resistencia al corte – Método 2: MCFT Apéndice B

Dadas las fuerzas aplicadas, v_u se calcula a partir de la Ec. 2.1.6, se estima un valor de θ , y ε_x es calculado a partir de la Ec. 2.1.7, ε_1 puede ser determinada por la ecuación. 2.1.8. Con ε_1 conocido, β puede determinarse partir de la E.c 2.1.9.

$$v_u = \frac{|V_u - \phi V_p|}{\phi b_v d_v} \quad (2.1.6)$$

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + 0.5N_u + 0.5|V_u - V_p| \cot \theta - A_{ps}f_{po}}{2(E_s A_s + E_p A_{ps})} \quad (2.1.7)$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + \left[\varepsilon_x + 0.002 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{v_u}{f'_c} \frac{0.8 + 170\varepsilon_1}{\sin \theta \cos \theta}} \right) \right] \cot^2 \theta \quad (2.1.8)$$

$$\beta = \frac{4 \cot \theta}{1 + \sqrt{500\varepsilon_1}} \quad (2.1.9)$$

Luego, la resistencia al corte del concreto V_c puede calcularse a partir Ec. 2.1.3, la resistencia del refuerzo requerido V_s de la ecuación 2.1.1, y el espaciamiento s del estribo requerido con la Ec. 2.1.4. Así, para un valor estimado de θ , la cantidad requerida de refuerzo vertical (estribos) para

resistir los efectos de una fuerza dada puede calcularse directamente.

Para encontrar el valor adecuado de θ , el diseñador debe iterar hasta encontrar el valor óptimo. Este largo procedimiento posiblemente se ha acortado por el desarrollo del diseño Aids (Estas ayudas se han desarrollado por Collins and Mitchell (1991 [20]) y están disponibles en la AASHTO [A5.8.3.4.2].), en forma de tablas, para seleccionar θ y β . Las tablas originalmente aparecieron en Collins y Mitchell (1991) y se han ampliado para incluir los valores negativos de ϵ_x [11]. Los valores de θ y β para secciones con armadura transversal se dan en la Tabla 2.5 [Apéndice B5 en AASHTO].

Cuando se utiliza la Tabla 2.5, los valores de θ y β en una determinada celda de la tabla se puede aplicar sobre un rango de valores. por ejemplo, $\theta = 34.4^\circ$ y $\beta = 2.26$ se puede utilizar siempre ϵ_x no sea superior a 0.75×10^{-3} y v_u/f'_c no sea mayor que 0.125 . La interpolación lineal entre los valores indicados en la tabla se puede utilizar, pero no se recomienda para los cálculos a mano [C5.8.3.4.2] y es probable que no pueda garantizarse debido a la inherente nivel de precisión [11]. Además, una tabla similar a la Tabla 2.5 para las secciones sin armadura transversal se proporciona en Apéndice B5.

Tabla 2.5: Valores de θ y β para secciones con refuerzo transversal.

V_u/f'_c	$\epsilon_x \times 1000$									
	≤ -0.20	≤ -0.10	≤ -0.05	≤ 0.00	≤ 0.13	≤ 0.25	≤ 0.50	≤ 0.75	≤ 1.00	
≤ 0.075	22.30	20.40	21.00	21.80	24.30	26.60	30.50	33.70	36.40	
	6.32	4.75	4.10	3.75	3.24	2.94	2.59	2.38	2.23	
≤ 0.100	18.10	20.40	21.40	22.50	24.90	27.10	30.80	34.00	36.70	
	3.79	3.38	3.24	3.14	2.91	2.75	2.50	2.32	2.18	
≤ 0.125	19.90	21.90	22.80	23.70	25.90	27.90	31.40	34.40	37.00	
	3.18	2.99	2.94	2.87	2.74	2.62	2.42	2.26	2.13	
≤ 0.150	21.60	23.30	24.20	25.00	26.90	28.80	32.10	34.90	37.30	
	2.88	2.79	2.78	2.72	2.60	2.52	2.36	2.21	2.08	
≤ 0.175	23.20	24.70	25.50	26.20	28.00	29.70	32.70	35.20	36.80	
	2.73	2.66	2.65	2.60	2.52	2.44	2.28	2.14	1.96	
≤ 0.200	24.70	26.10	26.70	27.40	29.00	30.60	32.80	34.50	36.10	
	2.63	2.59	2.52	2.51	2.43	2.37	2.14	1.94	1.79	
≤ 0.225	26.10	27.30	27.90	28.50	30.00	30.80	32.30	34.00	35.70	
	2.53	2.45	2.42	2.40	2.34	2.14	1.86	1.73	1.64	
≤ 0.250	27.50	28.60	29.10	29.70	30.60	31.30	32.80	34.30	35.80	
	2.39	2.36	2.33	2.33	2.12	1.93	1.70	1.58	1.50	

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012, Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes, Washington DC, Tabla B5.2-1.

El diseño por corte de miembros con refuerzo transversal usando la teoría de campo de compresiones modificadas (MCTF) consiste en los siguientes pasos (Collins y Mitchel [20] y [21]).

Paso 1 Determine la fuerza cortante factorada V_u y el momento envolvente M_u , en el estado Límite de Resistencia I. Los valores se determinan por lo general en la décima parte de cada tramo. Las

interpolaciones se pueden hacer fácilmente para las secciones críticas tales como una distancia d_v desde el la cara de un soporte. En la teoría de campo de compresiones modificado, d_v es definido como el brazo de palanca entre la resultante de la fuerza de compresión y la resultante de la fuerza en tensión. La definición en A5.8.2.9 (Ver figura 2.14) añade que d_v no debe ser menor que $0.9d_e$ o $0.72h$, donde d_e es la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo en tracción y h es la altura total del miembro.

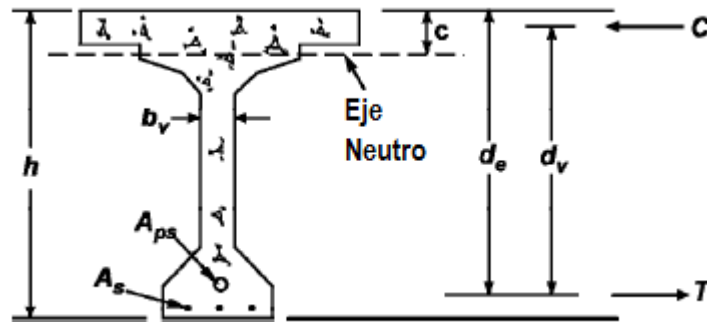


Figura 2.14: Ilustración de los términos de b_v y d_v Fuente: C5.8.2.9-1. [5].

Paso 2 Calcule el esfuerzo cortante nominal v_u con la Ec. 2.1.6 y dividir por resistencia del concreto f'_c para obtener el ratio de esfuerzo de corte v_u/f'_c . Si esta relación es mayor que 0.25, una sección transversal más grande debe ser elegido.

Paso 3 Estimar un valor de θ , puede ser 30° , y se calcula el ϵ_x deformación longitudinal de la Ec. 2.1.7. Para una viga preesforzada f_{po} es un parámetro tomado como nivel de preesforzado habitual. Para los niveles habituales de preesforzado, un valor para f_{po} de $0.7f_{po}$ será apropiado para miembros pretensados y postensados.

Paso 4 Use los valores calculados de v_u/f'_c y ϵ_x para determinar θ de la Tabla 2.5 y comparar con el valor estimado en el paso 3. Si es diferente, recalculer ϵ_x y repita el paso 4 hasta que el valor estimado de θ pueda converger. Luego seleccionar el valor de β de la mitad inferior de la celda en la Tabla 2.5.

Paso 5 Calcular la fuerza del refuerzo requerido V_s a partir de las ecuaciones 2.1.1 y 2.1.3 para dar:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi_u} - V_p - 0.0316\beta\sqrt{f'_c b_v d_v} \quad (2.1.10)$$

Paso 6 Calcular la separación requerida de estribos con la ecuación 2.1.4 como:

$$s \leq \frac{A_v f_y d_v}{V_s} \cot \theta \quad (2.1.11)$$

Esta separación no debe exceder el valor limitado para el refuerzo transversal mínimo según la AASHTO [A5.8.2.5], es decir,

$$s \leq \frac{A_v f_y}{0.0316 \sqrt{f'_c} b_v} \quad (2.1.12)$$

También debe satisfacer los requisitos máximos de espaciado según la AASHTO LRFD [A5.8.2.7]:

- Si $v_u < 0.125 f'_c$, entonces $s \leq 0.8 d_v \leq 24$ in.
- Si $v_u \geq 0.125 f'_c$, entonces $s \leq 0.4 d_v \leq 12$ in.

Paso 7 Comprobar si es adecuado el refuerzo longitudinal con la ecuación 2.1.13. Si la desigualdad no se satisface, o bien se agrega un refuerzo longitudinal o se aumenta la cantidad de estribos.

$$A_s f_y + A_{ps} F_{ps} \geq \frac{|M_u|}{d_v \phi_f} + 0.5 \frac{N_u}{\phi_\alpha} + \left(\left| \frac{V_u}{\phi_v} - V_p \right| - 0.5 V_s \right) \cot \theta \quad (2.1.13)$$

El apéndice 5B esboza además varias limitaciones y controles al procedimiento [Apéndice B5.2]. Estos son:

- M_u será tomado como cantidades positivas y M_u no serán menos que $(V_u - V_p) d_v$.
- En el cálculo de A_s y A_{ps} el área de refuerzo o torones que terminen menos que la longitud de desarrollo de la sección bajo consideración, será reducido en proporción a su longitud faltante de la longitud de desarrollo.
- El valor de ϵ_x calculada a partir de la ecuación 2.1.7. No será menor que -0.20×10^{-3}
- Para las secciones más cercanas que d_v a la cara del soporte, el valor de ϵ_x calculado a d_v de la cara del soporte se puede utilizar para evaluar los valores de β y θ .
- Si la tensión axial es lo suficientemente grande para fisurar la cara de la sección de compresión a la flexión, el aumento resultado en ϵ_x se tendrá en cuenta. En lugar de cálculos mas precisos, el valor calculado a partir de la ecuación 2.1.7 será el doble.
- Está permitido determinar β y θ de la Tabla 2.5 utilizando un valor de ϵ_x que es mayor que el calculado a partir de la ecuación 2.1.7; sin embargo, ϵ_x no será mayor que 3.0×10^{-3} .

2.1.3.2. Resistencia al corte – Método 2: MCFT [A5.8.3.4.2]

La MCFT método descrito en [A5.8.3.4.2] es esencialmente similar como se indica en la sección anterior. La diferencia primaria es que las ecuaciones son permitidas para calcular los coeficientes β y el ángulo de fisura θ y la tabla 2.5 no es necesario usarla. Esto facilita el cálculo a mano o mediante hojas de cálculo u otras herramientas. Estas ecuaciones son

$$\beta = \frac{4.8}{1 + 750 \epsilon_x} \quad (2.1.14)$$

$$\theta = 29 + 3500\varepsilon_s \quad (2.1.15)$$

Donde ε_s es la deformación por tracción en el centroide del refuerzo:

$$\varepsilon_s = \frac{(|M_u|/d_v) + 0.5N_u + |V_u - V_p| - A_{ps}F_{po}}{(E_sA_s + E_pA_{ps})} \quad (2.1.16)$$

Nota: la deformación del refuerzo ε_s es asumido como el doble del promedio de ε_x en la mitad de la altura total de la sección. Además, para evitar un proceso de iteración, $0.5\cot\theta$ se toma como 1 [C5.8.3.4.2]. Compare la ecuaciones 2.1.7 y 2.1.16 [11]. La demanda de acero de tensión debe cumplir los mismos requisitos como se indica anteriormente:

$$A_s f_y + A_{ps} F_{ps} \geq \frac{|M_u|}{d_v \phi_f} + 0.5 \frac{N_u}{\phi_\alpha} + \left(\frac{V_u}{\phi_v} - V_p \right) - 0.5 V_s \cot \theta \quad (2.1.17)$$

2.1.3.3. Resistencia al corte – Método 1: Método simplificado [A5.8.3.4.1]

Este método es similar a los métodos simples utilizado en el Comité ACI 318 y usado en tradicionales libros de texto de concreto reforzado [22], [19] y [23]. Se limita a métodos preesforzados y se pueden usar con o sin refuerzo transversal. El método utiliza simplemente:

$$\beta = 2 \quad (2.1.18)$$

$$\theta = 45^\circ \quad (2.1.19)$$

$$V_p = 0 \quad (2.1.20)$$

Por lo tanto:

$$V_n = V_c + V_s \quad (2.1.21)$$

Donde:

$$V_c = 0.0316\beta \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad (2.1.22)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v}{s} \quad (2.1.23)$$

2.1.3.4. Resistencia al corte – Método 3: Simplificado [A5.8.3.4.3]

Este método está basado en las recomendaciones de la NCHRP Report 549 (Hawkins et al., 2005) [13]. Los conceptos de este método son compatibles con la ACI 318SUS-14 [19] y las especificaciones estándar (2002). Hay diferencias, e, importancia, este método se puede aplicar para secciones de concreto preesforzadas y no preesforzadas [11].

Dos resistencias a corte se calculan:

V_{ci} = Resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto cuando se produce la fisuración diagonal como resultado de la combinación de cortante y momento (kip).

V_{cw} = Resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto cuando se produce fisuración diagonal como resultado de esfuerzos principales altos de tracción en el alma (kip).

La resistencia asignado al concreto es el mínimo de estos valores:

$$V_c = \text{mín}[V_{ci}, V_{cw}] \quad (2.1.24)$$

Donde:

$$V_{ci} = 0.02\sqrt{f'_c}b_vd_v + \frac{V_iM_{cre}}{M_{\text{máx}}} \geq 0.06\sqrt{f'_c}b_vd_v \quad (2.1.25)$$

$$V_{cw} = (0.06\sqrt{f'_c} + 0.30f_{pc})b_vd_v + V_p \quad (2.1.26)$$

Donde:

M_{cre} es el momento de agrietamiento por flexión en la sección aplicada por las cargas externas (Kip-in). $M_{\text{máx}}$ es el momento máximo factorado en la sección por las cargas aplicadas. M_{cre} puede ser determinado como:

$$M_{cre} = S_c \left[f_r + f_{cpe} - \frac{M_{dnc}}{S_{nc}} \right] \quad (2.1.27)$$

Donde:

f_r = módulo de rotura del concreto (Ksi)= $0.20\sqrt{f'_c}$ [A5.4.2.6]

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

M_{dnc} = momento total no mayorado debido a la carga permanente que actúa sobre la sección monolítica o no compuesta. (Kip-in)

S_c = módulo seccional para la fibra extrema de la sección compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción. (in³)

S_{nc} = módulo seccional para la fibra extrema de la sección monolítica o no compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción. (in³)

En la ecuación 2.1.25, $M_{\text{máx}}$ y V_i será determinado de la combinación de carga causando el máximo momento en la sección. Para la resistencia asignada al refuerzo transversal, las ecuaciones son las mismas que las del MCFT.

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v}{s} \cot \theta \quad (2.1.28)$$

Si $V_{ci} \leq V_{cw}$, entonces $\cot \theta = 1.0$

Si $V_{ci} > V_{cw}$, entonces $\cot \theta = 1.0 + 3 \left(\frac{f_{pc}}{\sqrt{f_c}} \right) \leq 1.8$

Esto provee que si la resistencia de la sección está controlado por agrietamiento a corte en el alma, entonces el ángulo asumido puede ser 45° . Si la fisura de corte y flexión están controlados, entonces el ángulo está en función del nivel de pretensado en el centroide limitado aproximadamente 30° .

2.2. Marco Normativo.

2.2.1. AASHTO LRFD 2012.

2.2.1.1. Filosofía de diseño.

Puentes se diseñarán para los estados límite especificados a alcanzar los objetivos de constructibilidad, seguridad y capacidad de servicio, teniendo debidamente en cuenta las cuestiones de inspeccionabilidad, economía y estética, según se especifica en el artículo 2.5 Independientemente del tipo de análisis utilizado, Ec. A1.3.2.1-1 (Ec. 2.2.1) serán satisfechos para todos los efectos de la fuerza especificadas y combinaciones de los mismos.

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad (2.2.1)$$

Para cargas que tienen un máximo valor de γ_i es apropiado:

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95 \quad (2.2.2)$$

Para cargas con un mínimo de γ_i es apropiado:

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1.0 \quad (2.2.3)$$

En donde:

γ_i = Factor de carga

ϕ = Factor de resistencia

η = Factor de modificación de las cargas

η_D = Factor relacionado con la ductilidad

η_R = Factor relacionado con la resistencia

η_I = Factor relacionado con la importancia operativa

Q_i = Solicitación

R_n = Resistencia nominal

R_r = Resistencia mayorada

La carga de diseño a utilizar será la HL-93 especificada en la norma AASHTO LRFD.

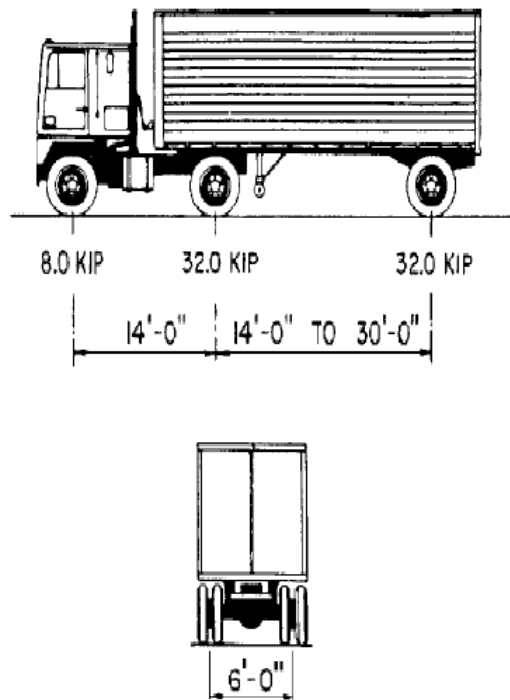


Figura 2.15: Características del camión de diseño [5].

2.2.1.2. Tamden de diseño.

El tamden de diseño consiste en un par de 25Kip (11.2Ton) de carga axial espaciado a 4.0ft (1.20m). El espaciamiento transversal puede ser tomado como 6.0ft (1.80m). Una carga dinámica puede ser permitido considerando lo especificado en el articulo A3.6.2.

2.2.1.3. Carril de diseño.

El carril de diseño puede consistir de una carga de 0.64klf (0.95Ton/m) uniformemente distribuido en la dirección longitudinal. Transversalmente, el carril de diseño se asume para se distribuido uniformemente mayor a 10.0ft (3.0m) de ancho. Los efectos de la fuerza de diseño no pude ser sujeto a una carga dinámica.

2.2.1.4. Cargas y combinaciones de cargas.

La estructura se analiza para los efectos de las siguientes cargas como están especificadas en la AASHTO LRFD (Ver figuras 2.16 y 2.17).

2.2.1.5. Estado límite de servicio.

La combinación de Servicio I será empleada para determinar los máximos esfuerzos de tracción y compresión en los elementos de concreto presforzado. La combinación de Servicio III será empleada para determinar los máximos esfuerzos de tracción y compresión en los elementos de la viga.

2.2.1.6. Estado límite de resistencia.

La combinación de Resistencia I será empleada para el diseño de los elementos estructurales a flexión y corte.

2.2.1.7. Estado límite de evento extremo.

La combinación Evento extremo I será empleada para determinar las demandas en la estructura bajo excitaciones sísmicas.

Load Combination Limit State	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use One of These at a Time				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Strength I (unless noted)	γ_p	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength II	γ_p	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength III	γ_p	—	1.00	1.4 0	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength IV	γ_p	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Strength V	γ_p	1.35	1.00	0.4 0	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Extreme Event I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—	—
Extreme Event II	γ_p	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00
Service I	1.00	1.00	1.00	0.3 0	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—

Figura 2.16: Factores de combinaciones de carga según AASHTO LRFD [5].

2.2.1.8. Sismo (EQ).

El diseño sísmico será acorde a lo indicado en “Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design 2011” [24].

Table 3.4.1-2—Load Factors for Permanent Loads, γ_p

Type of Load, Foundation Type, and Method Used to Calculate Downdrag		Load Factor	
		Maximum	Minimum
<i>DC</i> : Component and Attachments		1.25	0.90
<i>DC</i> : Strength IV only		1.50	0.90
<i>DD</i> : Downdrag	Piles, α Tomlinson Method	1.4	0.25
	Piles, λ Method	1.05	0.30
	Drilled shafts, O'Neill and Reese (1999) Method	1.25	0.35
<i>DW</i> : Wearing Surfaces and Utilities		1.50	0.65
<i>EH</i> : Horizontal Earth Pressure			
• Active		1.50	0.90
• At-Rest		1.35	0.90
• <i>AEP</i> for anchored walls		1.35	N/A
<i>EL</i> : Locked-in Construction Stresses		1.00	1.00
<i>EV</i> : Vertical Earth Pressure			
• Overall Stability		1.00	N/A
• Retaining Walls and Abutments		1.35	1.00
• Rigid Buried Structure		1.30	0.90
• Rigid Frames		1.35	0.90
• Flexible Buried Structures			
o Metal Box Culverts and Structural Plate Culverts with Deep Corrugations		1.5	0.9
o Thermoplastic culverts		1.3	0.9
o All others		1.95	0.9
<i>ES</i> : Earth Surcharge		1.50	0.75

Figura 2.17: Factores de carga para cargas permanentes [5].

El factor de carga viva usada en la Combinación Evento extremo I es de 25% de la carga viva total sin el factor dinámico de impacto. La fuerza sísmica se considerará según dos fuerzas horizontales ortogonales (con la regla de combinación 100% – 30%)

El espectro de Diseño Sísmico será definido de acuerdo a los parámetros de la AASHTO LRFD, corresponderá a la categoría de puentes esenciales y se aplicarán los factores de sitio de acuerdo al tipo de suelo descrito en los informes geotécnicos.

2.2.2. Manual de diseño de Puentes.

Este Manual de Diseño de Puentes brinda las pautas necesarias para el planeamiento, el análisis y el diseño, de puentes carreteros y de puentes peatonales.

Se especifican en cada caso los requisitos mínimos, quedando a criterio del usuario utilizar límites más estrictos o complementar estas especificaciones en lo que resulte pertinente.

El Título I del Manual se refiere a los aspectos de ingeniería básica, que incluyen los estudios topográficos, hidrológicos e hidráulicos, geológicos, geotécnicos, de riesgo sísmico, impacto ambiental, tráfico, alternativas de diseño vial, alternativas de anteproyecto y factibilidad; sin los cuales no sería posible desarrollar el proyecto.

Estos aspectos tienen singular importancia, más aún por las condiciones muy variadas y a menudo difícilmente impuestas por la geografía y los desastres naturales.

El Manual es, en la mayor parte de los aspectos de diseño a los que se refiere el Título II, una adaptación de las Especificaciones de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), que han sido tradicionalmente las más utilizadas por los profesionales peruanos dedicados al diseño y a la construcción de puentes. Para facilitar el trabajo del proyectista, se ha incluido también un anexo que resume las versiones más recientes de métodos simplificados de análisis y diseño propuestos por la AASHTO.

En aspectos tales como las sobrecargas de camiones se mantienen las ideas básicas de las especificaciones AASHTO. La sobrecarga especificada en este Manual corresponde a la denominada AASHTO HL-93.

El formato adoptado para este Manual es el de “Cargas y Resistencias Factoradas” (LRFD), lo que permite la consideración adecuada de la variabilidad tanto en las cargas como en las propiedades de los elementos resistentes. Los puentes se diseñan para satisfacer una serie de condiciones límite de seguridad y de servicio, todas ellas de igual importancia, teniendo en cuenta también aspectos constructivos, de posibilidad de inspección, de estética y de economía. El formato LRFD es más racional que el tradicional diseño en condiciones de servicio, lo que explica la tendencia mundial hacia la adopción de códigos en ese formato.

2.3. Del Entorno del Proyecto.

2.3.1. Proyecto EPC.

Con fecha 08 de Agosto de 2013, fue suscrito el Contrato de Concesión del Proyecto Vía Expresa Sur, entre la Municipalidad Metropolitana de Lima (MML) en su calidad de Concedente y la empresa Concesionaria Vía Expresa Sur S.A., en su calidad de Concesionario, cuyo objeto es el Diseño, Financiamiento, Operación y Explotación del Proyecto Vía Expresa Sur.

Desde entonces Graña y Montero Infraestructura en nombre de Concesionaria Vía Expresa Sur S.A encargó a GMI la elaboración del Estudio Definitivo de Ingeniería del Proyecto Vía Expresa Sur, en el cual se consideró dos etapas: Etapa de Anteproyecto y Etapa de Estudio Definitivo de Ingeniería (EDI) propiamente dicha.

EPC = Engineering, Procurement and Construction (Ingeniería, Procura y Construcción): Obras de mayor envergadura. Fuente GMI

2.3.2. Alcance.

El Alcance de los servicios incluye la Gestión de Proyectos, Ingeniería, Gestión de Materiales y Gerencia de Construcción para el proyecto en general

2.3.3. Gestión de Proyectos.

La gestión de proyectos incluye la responsabilidad integral por la correcta ejecución del alcance dentro del presupuesto, plazo y especificaciones del proyecto.

El Propietario desempeña un rol activo en la ejecución de las actividades del proyecto, y dará el respaldo a GMI para la implementación de los planes específicos del proyecto.

2.3.4. Ingeniería.

El desarrollo de la Ingeniería para el proyecto dependerá del avance o requerimientos del mismo y las diferentes fases de ejecución en las que éste se divida. Se asume habrá que incorporar pequeñas modificaciones o adaptaciones de la ingeniería de acuerdo a las condiciones que se encuentren en campo una vez se hayan iniciado las actividades de construcción.

El desarrollo de la ingeniería de detalle incluye todos los documentos necesarios para realizar las adquisiciones y construcción del proyecto de acuerdo al área del proyecto a la que pertenezca, el diseño de ingeniería deberá estar coordinado permanentemente tanto con el equipo de construcción como con los diseños de Ingeniería realizados por terceros, que puedan afectar directamente al área en cuestión. La coordinación de la ingeniería incluye también, la revisión de los documentos emitidos por proveedores y fabricantes así como con el diseño y especificaciones emitidas por El Propietario.

2.3.5. Gestión de Materiales.

El Alcance de los servicios de Gestión de Materiales incluye la compra de maquinaria y equipos del proyecto, además de la provisión de materiales de construcción para las diferentes áreas si así estuviese estipulado en el contrato.

Las actividades de seguimiento y logística son realizadas por GMI en coordinación permanente con El Propietario y con los contratistas responsables de la construcción, a fin de asegurar la entrega de materiales y equipos cuando éstos son requeridos y evitar demoras en el proyecto.

La coordinación del tráfico se realiza en conjunto con El Propietario e incluye los trámites de importación y desaduanaje.

2.3.6. Control de Proyectos.

Control de Proyectos incluye la elaboración y monitoreo del cronograma integral del proyecto, las estimaciones y control de costos, así como el control de avance en la ejecución del proyecto.

El cronograma general de diseño, Gestión de Materiales y construcción se elabora definiendo una línea base estimada de acuerdo a las fases iniciales del proyecto, e incorporando actualizaciones o modificaciones contractuales, así como hitos a cumplir a lo largo del proyecto.

El cronograma se revisa periódicamente y se actualiza para incluir cambios en las actividades a realizarse así como en la duración o fecha de término de las mismas.

La estimación de costos se realiza con respecto a la línea base establecida originalmente para la aprobación del capital del proyecto definiendo montos estimados para el proyecto en su integridad así como para cada área del mismo. El presupuesto del proyecto se revisa periódicamente y se modifica, previa aprobación de El Propietario, de acuerdo a los requerimientos del proyecto.

2.3.7. Gerencia de Construcción.

Los servicios incluidos en el alcance de la Gerencia de Construcción se proveerán de acuerdo a lo estipulado en el contrato y se considera la fecha de inicio o movilización de acuerdo a lo indicado en el cronograma del proyecto. GMI permanecerá en la obra hasta el cierre contractual y de obra de los contratistas por cada área del proyecto, incluyendo la supervisión del pre-comisionamiento y comisionamiento.

El alcance de los servicios incluye la supervisión de las obras a ejecutarse, la administración de los contratos, la implementación de planes, políticas y procedimientos de seguridad así como el monitoreo de seguridad de las actividades de construcción en conjunto con el personal de seguridad de El Propietario. Se incluye además la coordinación permanente con los contratistas a fin de asegurar el avance del proyecto. Como ya se ha mencionado, se considera también parte del servicio el control de proyectos, control documentario, control de costos y la ingeniería de campo.

2.4. Diseño por estados Límites y Procedimientos.

2.4.1. Diseño por estados Límites.

Un puente de carretera con vigas de concreto preesforzadas en el Perú está diseñado para satisfacer los requisitos bajo los diversos estados límites especificados por la AASHTO LRFD, como el Estado de Resistencia I, Resistencia II, Servicio I y III, y Evento Extremo.

2.4.2. Procedimiento de Diseño.

En esta sección se muestra el diagrama de flujo en las figuras 2.18 y 2.19 que resumen el procedimiento de diseño de puentes con vigas preesforzadas.

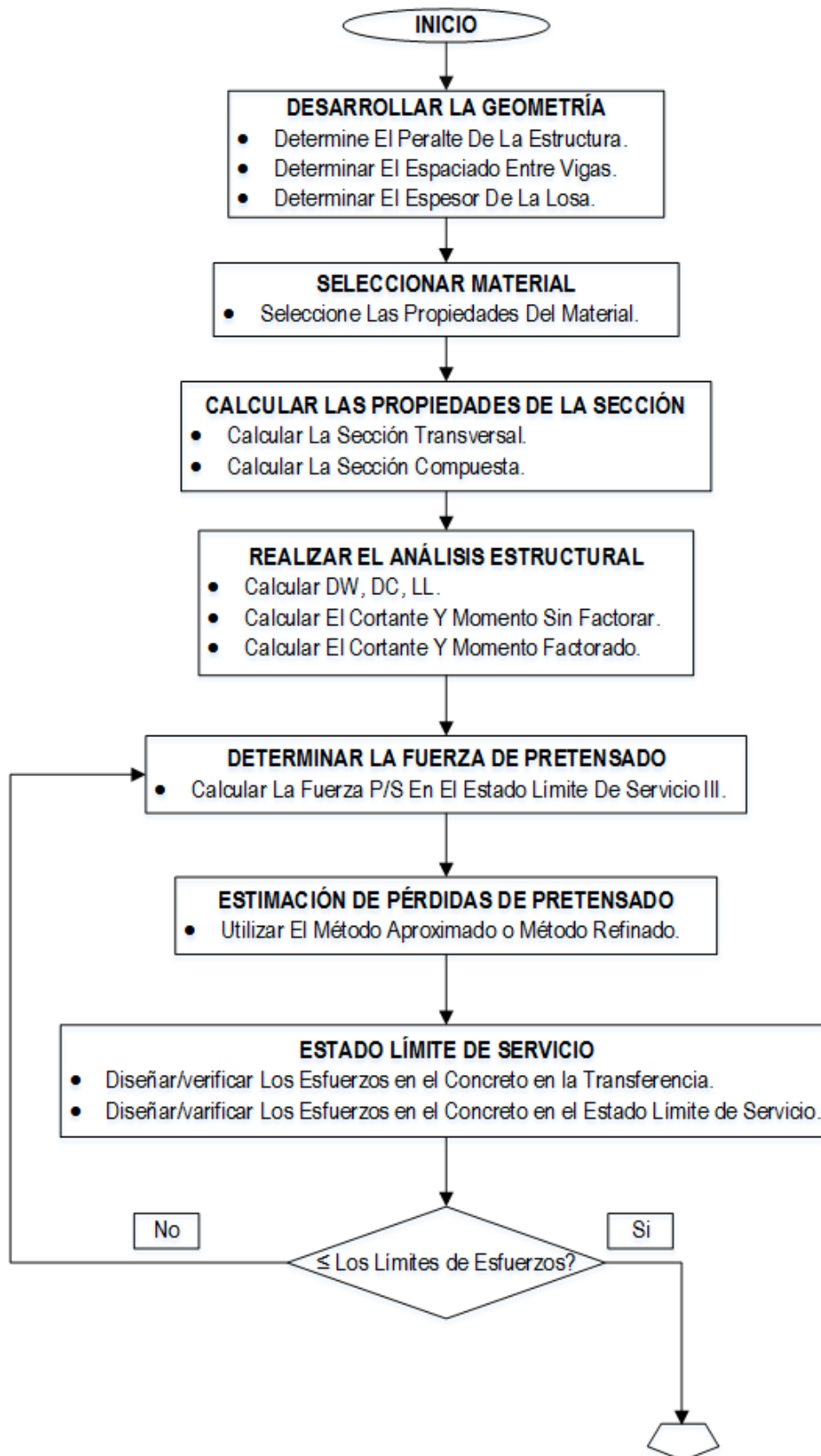


Figura 2.18: Diagrama de flujo de diseño de vigas presforzadas. [2].

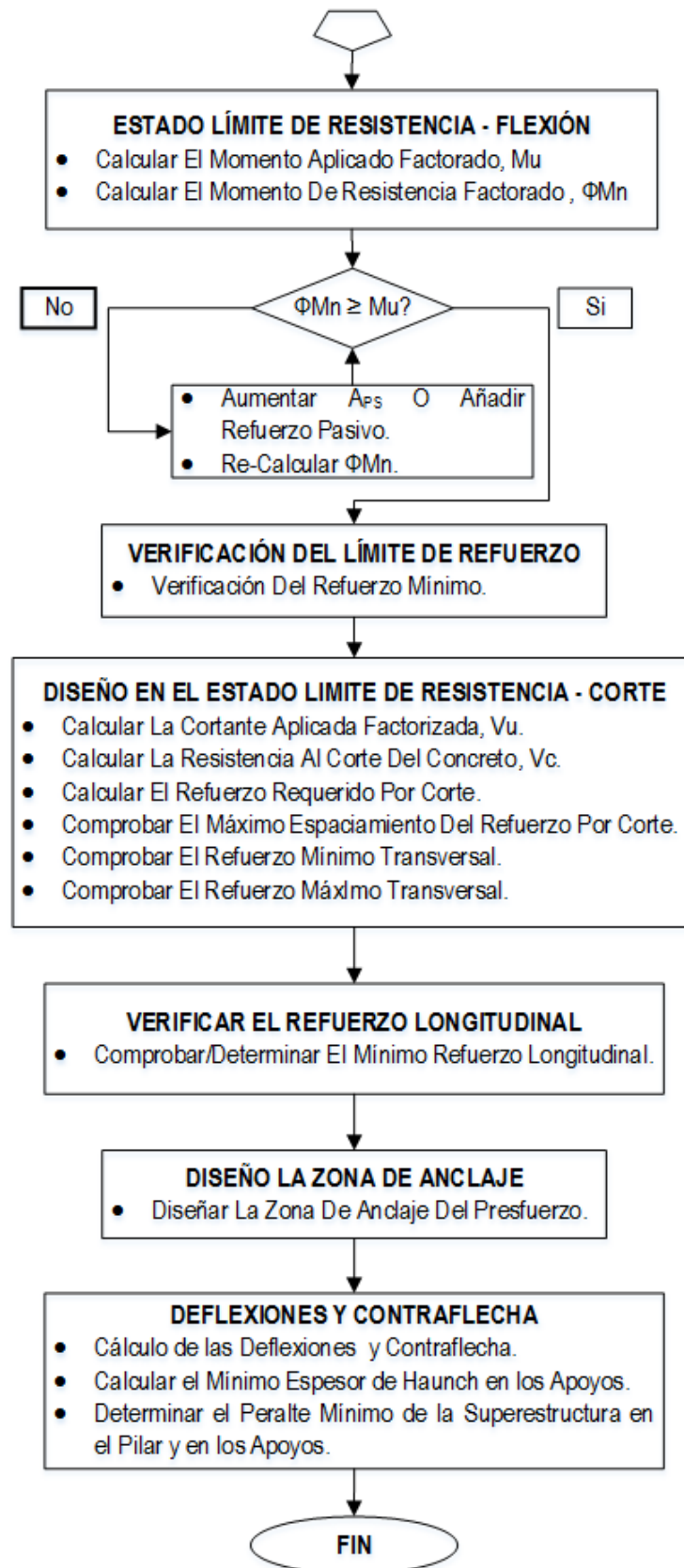


Figura 2.19: Continuación del diagrama de flujo de diseño de vigas presforzadas. [2].



3 Desarrollo de la Investigación.

3.1. Planteamiento del Puente Preesforzado.

De acuerdo a las condiciones Topográficas, al diseño geométrico del proyecto vial, a las condiciones geotécnicas del suelo de fundación (A.2.1) y a las posibilidades constructivas en el lugar de ubicación, se proyectó 6 tramos de puentes. Todos los tramos son paralelos al eje de la VESUR.

El tramo 1 tiene una longitud recta entre ejes de apoyos (estribo y pilar) de 34.50m.

El tramo 2 tiene una longitud recta entre ejes de apoyos (pilar y pilar) de 41.50m.

El tramo 3 tiene una longitud recta entre ejes de apoyos (pilar y pilar) de 35.10m.

El tramo 4 tiene una longitud recta entre ejes de apoyos (pilar y pilar) de 34.50m.

El tramo 5 tiene una longitud recta entre ejes de apoyos (estribo y pilar) de 36.30m.

El tramo 6 tiene una longitud recta entre ejes de apoyos (pilar y estribo) de 40.30m

La longitud total del puente es de 225.00m.

En adelante se muestra el diseño del tramo 2, por ser el mayor longitud.

3.1.1. Ubicación.

El puente Paseo de la República se ubica en el Intercambio Vial a Desnivel (IVD-01). Asimismo, es paralelo al eje longitudinal, entre los Km 0+115.00 y Km 0+335.00, de la Vía Expresa Sur. Este puente tiene 7 ejes de apoyo ver tabla 3.1.

3.1.2. Materiales.

Para la superestructura

- Losa de tablero: 280 kg/cm².
- Vigas AASHTO: 500 kg/cm²

Tabla 3.1: Progresivas de los estribos y pilares del puente Paseo de la República.

Puente	Cruce Paseo de la República VES (KM. 4+970.140)
IVD01	Progresiva
Estribo 1	KM 0+115.09
Pilar 1	KM 0+149.82
Pilar 2	KM 0+191.88
Pilar 3	KM 0+227.53
Estribo 2	KM 0+263.14
Pilar 4	KM 0+299.92
Estribo 3	KM 0+340.31

Fuente: [6]



Figura 3.1: Ubicación del puente Paseo de la República [6].

- Barreras New-jersey: 280 kg/cm²
- La armadura presente en el concreto armado es ASTM A706 con un esfuerzo de fluencia f_y de 4200Kg/cm².
- Los cables de 0.6" para el pretensado tendrán un esfuerzo de rotura $F_{pu}=270$ KSI, equivalente a 18900kg/cm².

Para la subestructura

- Los apoyos de neopreno son de dureza A-shore 60, $G=0.175$ KSI, con 05 platinas de acero ASTM
- Estribos de 210 Kg/cm²
- Pilares de 280 kg/cm²
- Viga Cabezal de 280kg/cm²
- La armadura seleccionada para las estructuras es de una fluencia $f_y=4200$ Kg/cm² (ASTM A706)

3.2. Diseño de la Superestructura.

3.2.1. Desarrollo general de la sección.

El puente es diseñado con vigas pretensadas. Ver figuras 3.2, 3.3 y 3.4 de Elevación, planta y sección transversal del tramo 2.

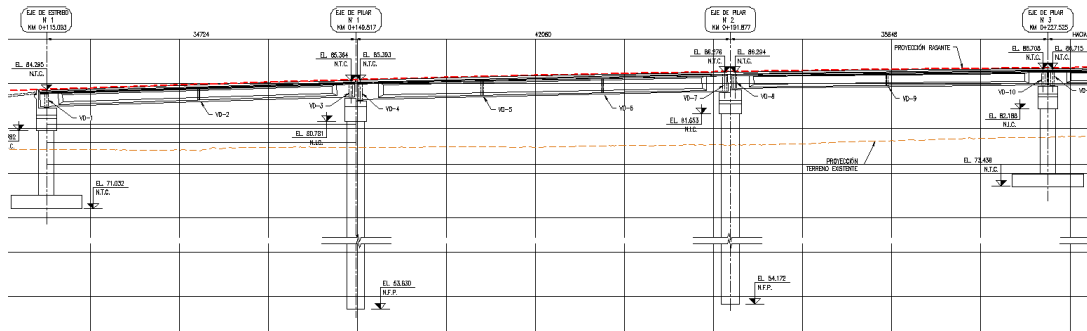


Figura 3.2: Vista en elevación.

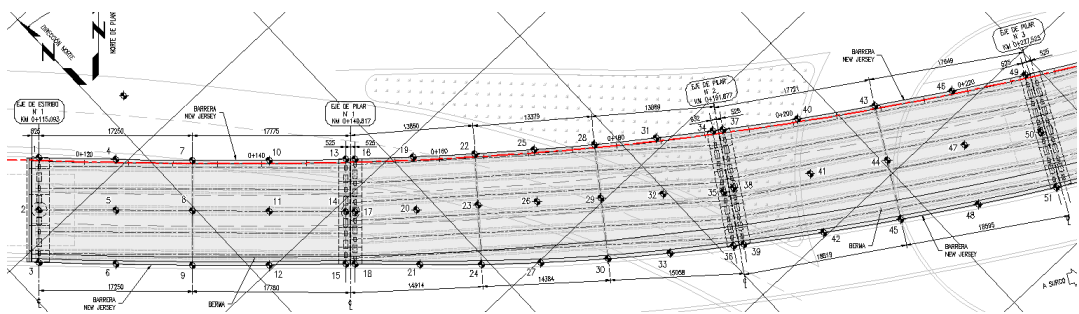


Figura 3.3: Vista en planta.

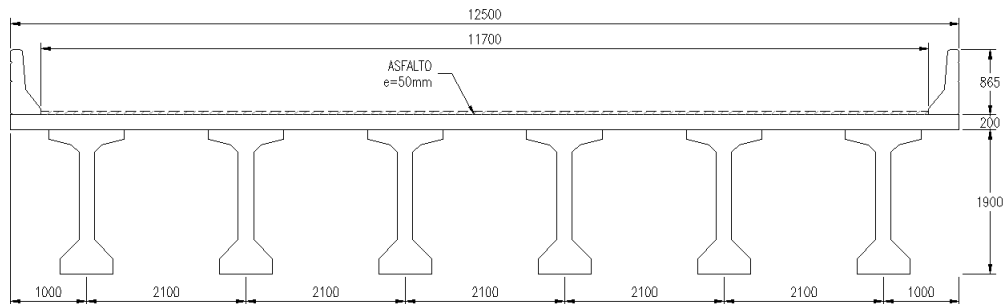


Figura 3.4: Vista de la sección transversal.

3.2.2. Desarrollo de la Sección típica.

Utilizar una viga pretensada AASHTO tipo I compuesta con la losa (Fig. 3.5 AASHTO pretensada $A_g=0.686m^2$)

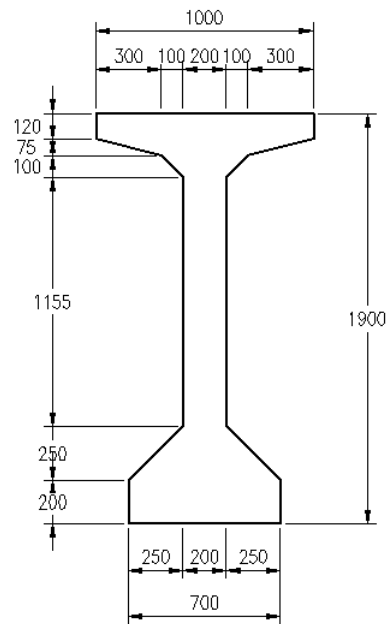


Figura 3.5: Viga I tipo AASHTO.

1. Espesor mínimo [A5.14.1.2.2]

$$\text{Ala superior} \geq 5.0\text{cm.} \quad \text{OK}$$

$$\text{Alma} \geq 12.5\text{cm.} \quad \text{OK}$$

$$\text{Ala inferior} \geq 12.5\text{cm.} \quad \text{OK}$$

2. Mínima profundidad (incluyendo espesor del tablero) [A2.5.2.6.3]

$$\begin{aligned} h_{\text{mín}} &= 0.045L = 0.045(41.56) \\ &= 1.87\text{m.} < h = 1.90 + 0.20 \\ &= 2.10\text{m.} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

3. Ancho tributario sobre vigas [A4.6.2.6.1]

Longitud efectiva del tramo=41.50m.

Vigas interiores

$$b_i \leq \text{Separación entre ejes de vigas} = 2.10\text{m.}$$

Vigas exteriores

$$\begin{aligned} b_e - \frac{b_i}{2} &\leq \text{Ancho de volado} = 1.00\text{m.} \\ b_e &= \frac{2.10}{2} + 1.00 = 2.05\text{m.} \end{aligned}$$

3.2.3. Factores de Resistencia A5.5.4.2.

Tabla 3.2: Factores de Resistencia

1.	<i>Estado Límite de Resistencia</i>	Ø	A5.5.4.2.1
	Flexión y tensión	1.00	
	Corte y torsión	0.90	
	Compresión en zonas de anclaje	0.80	
2.	<i>Otros estados límites</i>	1.00	A1.3.2.1

3.2.4. Modificadores de Carga A1.3.2.1.

Tabla 3.3: Modificadores de carga

	Resistencia	Servicio	Fatiga	
Ductilidad, η_D	1.0	1.0	1.0	[A1.3.3]
Redundancia, η_R	1.0	1.0	1.0	[A1.3.4]
Importancia, η_I	1.0	N/A	N/A	[A1.3.5]
$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I$	1.0	1.0	1.0	

3.2.5. Combinaciones de carga aplicables A1.3.2.1.

Combinaciones de carga aplicables ver figura 2.16.

Estado Límite de Resistencia I

$$\eta_i = \eta = 1.0$$

$$U = \eta[1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM) + 1.0FR]$$

Estado Límite de Servicio I

$$U = 1.0(DC + DW) + 1.0(LL + IM) + 0.3(W_S + W_L) + 1.0FR$$

Estado Límite de Fatiga I

$$U = 1.5(LL + IM)$$

Estado Límite de Servicio III

$$U = 1.0(DC + DW) + 0.80(LL + IM) + 1.0WA + 1.0FR$$

3.2.6. Cálculo de efectos de carga viva A1.3.2.1.

1. Selección de Número de Carriles de Diseño [A3.6.1.1.1]

$$N_L = INT \left(\frac{w}{3.6} \right) = INT \left(\frac{11.70}{3.6} \right) = 3$$

2. Factor de Presencia Multiple [A3.6.1.1.2]

Tabla 3.4: Factor de Presencia Multiple

No. de carriles cargados	<i>m</i>
1	1.2
2	1.0
3	0.85

3. Asignación de Carga Dinámica [A3.6.2.1] No aplica para la carga del carril de diseño.

Tabla 3.5: Asignación de Carga Dinámica

Componente	IM(%)
Juntas en la losa	75
Fatiga	15
Todo lo demás	33

4. Factores de distribución de momento [A4.6.2.2.2]: Sección transversal tipo (*k*) [Tabla A4.6.2.2.1-1]

$$Viga = 500kg/cm^2$$

Resistencia del concreto

$$Losa = 280kg/cm^2$$

Resistencia del concreto

$$n_c = \text{Relación de modulos del material entre Viga y Losa}$$

$$= \sqrt{\frac{500}{280}} = 1.34$$

Factor de rigidez, k_g (Ver figura 3.10 para las características adicionales de la sección transversal).

$$e_g = 0.956 + \frac{0.20}{2} = 1.056m.$$

$$K_g = n_c(I_g + Ae_g^2)$$

$$= 1.34 \left[0.320 + (0.686)(1.056)^2 \right]$$

$$K_g = 1.454m.^4$$

$$\frac{K_g}{Lt_s} = \frac{1.454}{(41.50)(0.20)^3} = 4.373$$

$$S = 2.10m.$$

$$L = 41.50m.$$

a) Viga Interior con Losa de Concreto [A4.6.2.2.2b y Tabla A4.6.2.2.2b-1]

Un carril cargado

$$\begin{aligned} mg_M^{SI} &= 0.06 + \left(\frac{S}{4.3}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{k_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1} \\ &= 0.06 + \left(\frac{2.1}{4.3}\right)^{0.4} \left(\frac{2.10}{41.50}\right)^{0.3} (4.373)^{0.1} \\ &= 0.47 \end{aligned}$$

Dos o mas carriles cargados

$$\begin{aligned} mg_M^{MI} &= 0.075 + \left(\frac{S}{2.9}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{k_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1} \\ &= 0.075 + \left(\frac{2.10}{2.90}\right)^{0.6} \left(\frac{2.10}{41.50}\right)^{0.2} (4.373)^{0.1} \\ &= 0.601 \quad \text{gobierna} \end{aligned}$$

b) Viga Exterior con losa de concreto [A4.6.2.2.2d y Tabla A4.6.2.2.2d-1]

Un carril cargado – Método de la Palanca (Figura 3.6):

$$R = \frac{P}{2} \left(\frac{0.30 + 2.10}{2.10} \right) = 0.571P$$

$$g_M^{SE} = 0.571$$

$$mg_M^{SE} = 1.2(0.571) = 0.685 \quad \text{gobierna}$$

Dos o mas carriles cargados

$$d_e = 1.00 - 0.40 = 0.60m$$

$$e = 0.77 + \frac{d_e}{2.80} = 0.77 + \frac{0.60}{2.80} = 0.984$$

$$mg_M^{ME} = emg_M^{MI} = 0.984(0.601) = 0.591$$

5. Factores de distribución de corte [A4.6.2.2.3]: Sección transversal tipo (k) [Tabla A4.6.2.2.1-1]

a) Viga interior [A4.6.2.2.3a y Tabla A4.6.2.2.3a-1]

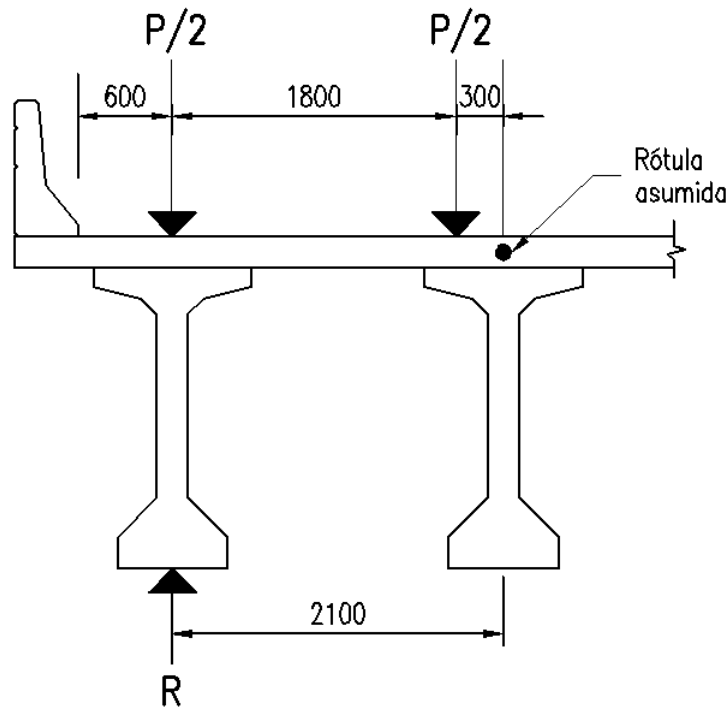


Figura 3.6: Definición del método la palanca para la viga exterior.

Un carril Cargado

$$mg_V^{SI} = 0.36 + \frac{S}{7.60} = 0.36 + \frac{2.10}{7.60} = 0.636$$

Dos o mas carriles cargados

$$mg_V^{MI} = 0.2 + \frac{S}{3.6} - \left(\frac{S}{10.7} \right)^2$$

$$mg_V^{MI} = 0.2 + \frac{2.10}{3.6} - \left(\frac{2.10}{10.7} \right)^2$$

$$= 0.745 \quad \text{gobierna}$$

b) Viga exterior [A4.6.2.2.3b y Tabla A4.6.2.2.3b-1]

Un carril cargado – método de la palanca (Figura 3.6):

$$mg_V^{SE} = 0.685 \quad \text{gobierna}$$

Dos o mas carriles cargados

$$d_e = 0.20$$

$$e = 0.6 + \frac{d_e}{3.0} = 0.6 + \frac{0.60}{3.0} = 0.800$$

$$mg_V^{ME} = emg_V^{MI} = (0.800)(0.745) = 0.596$$

6. Factor de distribución de deflexión (Tabla 3.4) [2.5.2.6.2 y Tabla 3.6.1.1.2-1]

El factor de distribución para revisar la deflexión por carga viva asume que toda la sección transversal del puente participa en la resistencia de la carga viva [25]. El mínimo valor del factor de presencia múltiple (m) para verificar la deflexión por carga viva es de 0.85. El factor de distribución es:

$$mg = \frac{(\# \text{ de carilles})(m)}{(\# \text{ de vigas})} = \frac{(3)(0.85)}{6} = 0.425$$

7. Cálculo de Momentos y Fuerzas cortantes debido a carga viva. Los momentos y fuerzas cortantes son calculados en 10 puntos a lo largo de la viga. Solamente se muestran los cálculos para las ubicaciones 100, 101, y 105. El factor de concentración de cargas son multiplicados a la línea de influencia de las cargas. Cortantes y Momentos son calculados de forma similar. Los resultados de estos cálculos se muestran en la tabla 3.6.

Ubicación 100 (Fig. 3.7) Truck

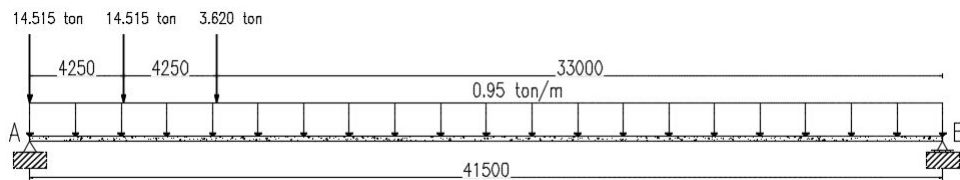


Figura 3.7: Carga viva en la posición 100.

$$V_{100}^{Tr} = 14.515 \left(1 + \frac{37.25}{41.50} \right) + 3.62 \left(\frac{33.00}{41.50} \right) = 30.42Ton$$

$$M_{100}^{Tr} = 0$$

Lane

$$V_{100}^{Ln} = 0.95(0.5 \times 41.50) = 19.71Ton$$

$$M_{100}^{Ln} = 0$$

Ubicación 101 (Fig. 3.8)

Tuck

$$V_{101}^{Tr} = 14.515 \left(\frac{37.25 + 33.10}{41.50} \right) + 3.62 \left(\frac{28.85}{41.50} \right) = 21.16Ton$$

$$M_{101}^{Tr} = \frac{4.15 \times 37.35}{41.50} \left[14.515 \left(1 + \frac{33.10}{37.35} \right) + 3.62 \left(\frac{28.85}{37.35} \right) \right]$$

$$= 112.64Ton.m$$

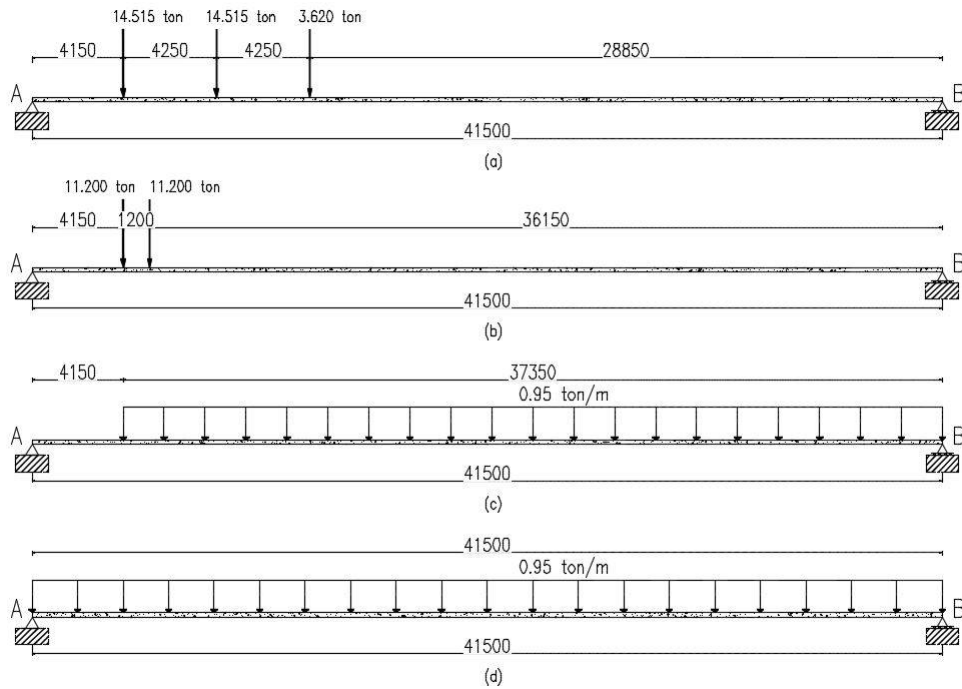


Figura 3.8: Carga viva en la posición 101:(a)Truck, (b) Tandem, (c) lane-shear (d)lane-moment.

Tandem

$$V_{101}^{Ta} = 11.20 \left(\frac{37.35 + 36.15}{41.50} \right) = 19.84Ton$$

$$M_{101}^{Ta} = \frac{4.15 \times 37.35}{41.50} (11.20) \left(1 + \frac{36.15}{37.35} \right) = 82.32Ton.m$$

Lane

$$V_{101}^{Ln} = 0.95 \left(\frac{37.35 \times 37.5}{41.50 \times 2} \right) = 15.97Ton$$

$$M_{101}^{Ln} = \frac{1}{2} wab = \frac{1}{2} 0.95 (4.15) (37.35) = 73.63Ton.m$$

Ubicación 105 (Fig. 3.9)

Tuck

$$V_{105}^{Tr} = 14.515 \left(\frac{20.75 + 16.50}{41.50} \right) + 3.62 \left(\frac{12.25}{41.50} \right) = 14.10Ton$$

$$M_{105}^{Tr} = \frac{(20.75)(20.75)}{41.50} \left[14.515 \left(1 + \frac{16.50}{20.75} \right) + 3.62 \left(\frac{16.50}{20.75} \right) \right]$$

$$= 300.21Ton.m$$

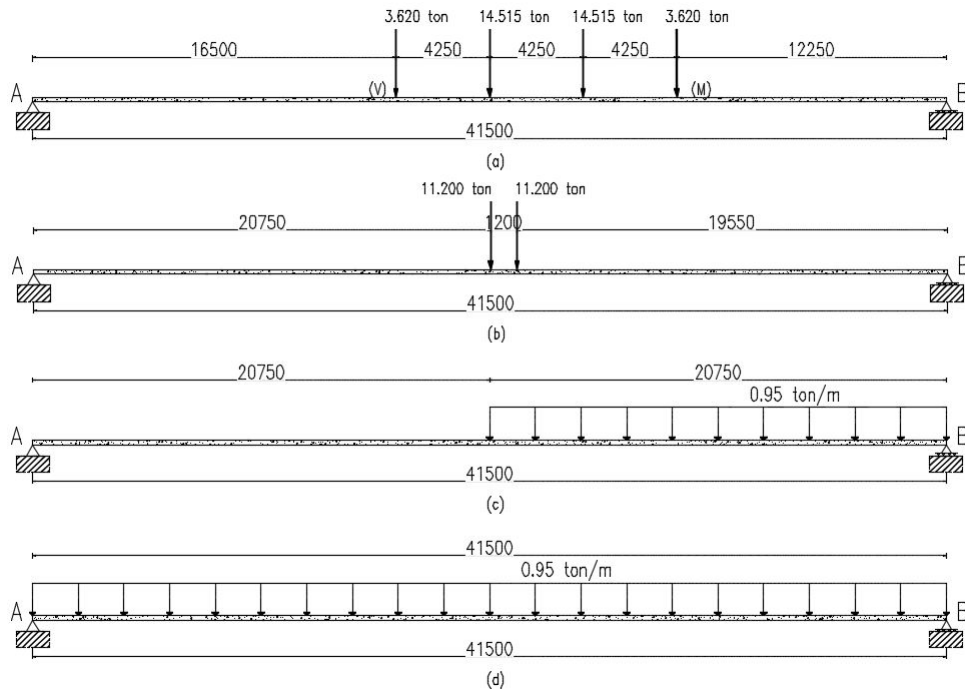


Figura 3.9: Carga viva en la posición 105:(a)Truck, (b) Tandem, (c) lane-shear (d)lane-moment.

Tandem

$$V_{105}^{Ta} = 11.20 \left(\frac{20.75 + 19.55}{41.50} \right) = 10.88Ton$$

$$M_{105}^{Ta} = \frac{20.75 \times 20.75}{41.50} (11.20) \left(1 + \frac{19.55}{20.75} \right) = 225.68Ton.m$$

Lane

$$V_{105}^{Ln} = \frac{0.95(0.5)(20.75)}{2} = 4.93Ton$$

$$M_{105}^{Ln} = \frac{1}{8}wl^2 = \frac{1}{8}0.95(41.50^2) = 204.52Ton.m$$

3.2.7. Cálculo de efectos de otras cargas

1. Vigas Interiores

$$\text{Peso específico del concreto} = 2.40Ton/m^3$$

$$DC1 : \text{Peso propio de la viga} = (0.686m^2)(2.40Ton/m^3) = 1.646Ton/m$$

$$DC2a : \text{Peso de la losa} = (2.10m)(0.20m)(2.40Ton/m^3) = 1.008Ton/m$$

$$DC2b : \text{Peso del diafragma} = (3.024m^2)(0.25m)(2.40Ton/m^3) = 1.814Ton$$

$$DW : \text{Peso del asfalto} = (0.10m)(2.10m)(2.20Ton/m^3) = 0.462Ton/m$$

2. Viga Exterior

$$DC1 : \text{Peso propio de la viga} = (0.686m^2)(2.40Ton/m^3) = 1.646Ton/m$$

$$DC2a : \text{Peso de la losa} = (2.10m)(0.20m)(2.40Ton/m^3) = 0.984Ton/m$$

$$DC2b : \text{Peso del diafragma} = (1.814Ton)/2 = 0.907Ton$$

$$DW : \text{Peso del asfalto} = (0.10m)(1.65m)(2.20Ton/m^3) = 0.363Ton/m$$

$$DC3 : \text{Peso de la barrera} = (0.198m^2)(2.40Ton/m^3) = 0.475Ton/m$$

3. Cálculo de la fuerza cortante y momento flector para la carga muerta DC y DW

Muchos softwares de análisis estructural están comercialmente disponibles y pueden ser usados para el análisis estructural. Para vigas simplemente apoyadas, los momentos y fuerzas cortantes de cargas muertas pueden ser calculados por las siguientes fórmulas [2].

$$M_x = \frac{wx(L-x)}{2}$$

$$V_x = w \left(\frac{L}{2} - x \right)$$

Donde:

w = carga muerta uniformemente repartida, Ton/m

x = la distancia desde el extremo izquierdo de la viga.

L = longitud del tramo = $41.50m$.

4. Resumen de los efectos de las fuerzas

a) Vigas Interiores (Tabla 3.6)

$$mg_M = 0.601$$

$$mg_V = 0.745$$

$$IM^{TR} = 33 \%$$

$$IM^{LN} = 0$$

$$DC1 = 1.646Ton/m$$

$$DC2b = 1.814Ton$$

$$DC2a = 1.008Ton/m$$

$$DW = 0.462Ton/m$$

b) Viga Exterior (Tabla 3.7)

$$mg_M = 0.505$$

$$mg_V = 0.496$$

$$IM^{TR} = 33 \%$$

$$IM^{LN} = 0$$

$$DC1 = 1.646Ton/m$$

$$DC2b = 0.907Ton$$

$$DC2a = 0.792Ton/m$$

$$DW = 0.275Ton/m$$

$$DC3 = 0.475Ton/m$$

Tabla 3.6: Resumen de momentos y fuerzas cortantes en la viga interior.

Fuerza	Tipo de carga	Distancia desde el apoyo						
		0	1.84*	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
M(Ton.m)	DC1: Viga peso propio	0.00	-60.07	-127.60	-226.84	-297.73	-340.26	-354.44
	DC2a: Losa	0.00	-36.78	-78.12	-138.88	-182.28	-208.32	-217.00
	DC2b: Diafragma	0.00	-4.25	-9.04	-16.06	-21.08	-24.10	-25.10
	Total DC2	0.00	-41.03	-87.16	-154.95	-203.37	-232.42	-242.10
	DW: Asfalto	0.00	-16.86	-35.81	-63.65	-83.55	-95.48	-99.46
	mgv(LL+IM)	0.00	-61.48	-130.60	-232.18	-304.74	-348.28	-362.79
V(Ton)	DC1: Viga peso propio	34.16	31.13	27.33	20.50	13.67	6.83	0.00
	DC2a: Losa	20.92	19.06	16.73	12.55	8.37	4.18	0.00
	DC2b: Diafragma	2.42	2.20	1.94	1.45	0.97	0.48	0.00
	Total DC2	23.34	21.27	18.67	14.00	9.33	4.67	0.00
	DW: Asfalto	9.59	8.74	7.67	5.75	3.83	1.92	0.00
	mgv(LL+IM)	44.82	42.18	38.87	32.92	26.97	21.02	15.07
Mu(Ton.m)	Resistencia I							
	n[1.25(DC1+DC2)+ 1.50DW+1.75(LL+IM)]	0.00	-259.24	-550.71	-979.04	-1284.99	-1468.55	-1529.74
Vu(Ton)	n[1.25(DC1+DC2)+ 1.50DW+1.75(LL+IM)]	164.69	152.42	137.02	109.36	81.70	54.03	26.37

Fuente: Elaboración propia.

*: Momentos y fuerzas cortantes en el punto crítico.

Tabla 3.7: Resumen de momentos y fuerzas cortantes en la viga exterior.

Fuerza	Tipo de carga	Distancia desde el apoyo							
		0	1.47*	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	
M(Ton.m)	DC1: Viga peso propio	0.00	-48.34	-127.60	-226.84	-297.73	-340.26	-354.44	
	DC2a: Losa	0.00	-28.89	-76.26	-135.58	-177.94	-203.36	-211.84	
	DC2b: Diafragma	0.00	-1.71	-4.52	-8.03	-10.54	-12.05	-12.55	
	Total DC2	0.00	-30.60	-80.78	-143.61	-188.48	-215.41	-224.39	
	DC3: Barrera	0.00	-13.95	-36.83	-65.47	-85.93	-98.21	-102.30	
	DW: Asfalto	0.00	-10.66	-28.13	-50.01	-65.64	-75.02	-78.15	
V(Ton)	mgv(LL+IM)	0.00	-56.41	-148.89	-264.70	-347.42	-397.05	-413.59	
	DC1: Viga peso propio	34.16	31.75	27.33	20.50	13.67	6.83	0.00	
	DC2a: Losa	20.42	18.97	16.33	12.25	8.17	4.08	0.00	
	DC2b: Diafragma	1.21	1.12	0.97	0.73	0.48	0.24	0.00	
	Total DC2	21.63	20.10	17.30	12.98	8.65	4.33	0.00	
	DC3: Barrera	9.86	9.16	7.89	5.92	3.94	1.97	0.00	
Mu(Ton.m)	DW: Asfalto	7.53	7.00	6.03	4.52	3.01	1.51	0.00	
	mgv(LL+IM)	41.22	39.29	35.75	30.28	24.80	19.33	13.86	
	Resistencia I								
		n[1.25(DC1+DC2)+ 1.50DW+1.75(LL+IM)]	0.00	-230.83	-609.27	-1083.14	-1421.63	-1624.72	-1692.41
	Vu(Ton)	n[1.25(DC1+DC2)+ 1.50DW+1.75(LL+IM)]	165.50	155.51	137.25	109.00	80.75	52.50	24.25

Fuente: Elaboración propia.

*: Momentos y fuerzas cortantes en el punto crítico.

3.2.8. Diseño con vigas pretensadas

3.2.8.1. Verificación en Estado Límite de Servicio

1. Esfuerzos límites para los tendones pretensados (Tabla 2.2)[A5.9.3]

$$f_{pu} = 18600 \text{ kg/cm}^2, \quad \text{Baja relajación } 0.6 - \text{ in.}, \text{ siete alambres finamente torcidos}$$

$$A = 1.4 \text{ cm}^2$$

$$E_p = 2003712.45 \text{ kg/cm}^2 \quad [\text{A5.4.4.2}]$$

Pretensado [Tabla A5.9.3-1]

Inmediatamente después de la transferencia

$$f_{pbt} = 0.75f_{pu} = 0.75(18600) = 13950 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{py} = 0.9f_{pu} = 0.9(18600) = 16740 \text{ kg/cm}^2 \quad [\text{Tabla A5.4.4.1 - 1}]$$

En el estado límite de servicio después de todas las pérdidas.

$$f_{pe} = 0.80f_{py} = 0.80(16740) = 13392 \text{ kg/cm}^2$$

2. Esfuerzos límites para el concreto (Tablas 2.3 y 2.4) [A5.9.4]:

$$f'_c = 500 \text{ kg/cm}^2, \quad \text{Resistencia de compresión a los 28 días}$$

$$f'_{ci} = 0.75f'_c = 375 \text{ kg/cm}^2, \quad \text{Resistencia del concreto en la transferencia}$$

Esfuerzos límite inmediatamente después de perdidas instantáneas en el pretensado (compresión -, tensión +):

Compresión

$$f_{ci} = -0.6f'_{ci} = -0.6(375) = -225 \text{ kg/cm}^2 \quad [\text{A5.9.4.1.1}]$$

Esfuerzo de tracción [A5.9.4.1.2-1]

Con armadura adherente

$$f_{ti} = 0.24\sqrt{f'_{ci}} \text{ ksi} = 2\sqrt{f'_{ci}} \text{ kg/cm}^2 = 2\sqrt{375} \text{ kg/cm}^2 = 38.73 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos en estado límite de servicio después de todas las pérdidas (compresión -, tensión +):

Esfuerzo de compresión

$$f_c = -0.45f'_c = -0.45(500) = -225 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Servicio I}$$

Esfuerzo de tensión

$$f_t = 0.19\sqrt{f'_c} \text{ ksi} = 1.6\sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2 = 1.6\sqrt{500} \text{ kg/cm}^2 = 35.78 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Servicio III}$$

Módulo de elasticidad [A5.4.2.4]

$$E_{ci} = 33000w_c^{1.5}\sqrt{f'_{ci}} \text{ ksi} = 0.136w_c^{1.5}\sqrt{f'_{ci}} \text{ kg/cm}^2 = 0.136(2400)^{1.5}\sqrt{375} \text{ kg/cm}^2 = 309650.23 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 33000w_c^{1.5}\sqrt{f'_c} \text{ ksi} = 0.136w_c^{1.5}\sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2 = 0.136(2400)^{1.5}\sqrt{500} \text{ kg/cm}^2 = 357553.29 \text{ kg/cm}^2$$

3. Selección preliminar de los tendones

Controlado por los esfuerzos en el estado límite de servicio o por la resistencia bajo cargas factoradas. Para la condición final de carga, es necesario la sección transversal compuesta.

Para transformar la viga AASTHO y la losa en una viga equivalente, el ratio es tomado como $n = \sqrt{\frac{280}{500}} = 0.75$ Si usamos el ancho efectivo de ala de 2.10m. Para la viga interior, la sección compuesta con sus dimensiones es mostrada en la figura 3.10.

Las propiedades para la viga son los siguientes:

$$A_g = 0.686 \text{ m}^2$$

$$I_g = 0.3203 \text{ m}^4$$

$$S_{tg} = \frac{I_g}{y_{tg}} = \frac{0.3203}{0.9560} = 0.335 \text{ m}^3$$

$$S_{bg} = \frac{I_g}{y_{bg}} = \frac{0.3200}{0.9440} = 0.339 \text{ m}^3$$

Las propiedades para la sección compuesta están calculados en la parte de abajo. La distancia del eje neutro a la cara superior de la losa es

$$y_{tc} = \frac{(0.686)(0.20 + 0.956) + (0.314)(0.1)}{0.686 + 0.315}$$

$$= 0.824 \text{ m}$$

$$I_c = 0.3203 + (0.686)(0.956 - 0.624)^2 + \frac{(1.571)(0.2)^3}{12} + (0.314)(0.824 - 0.1)^2$$

$$= 0.562 \text{ m}^4$$

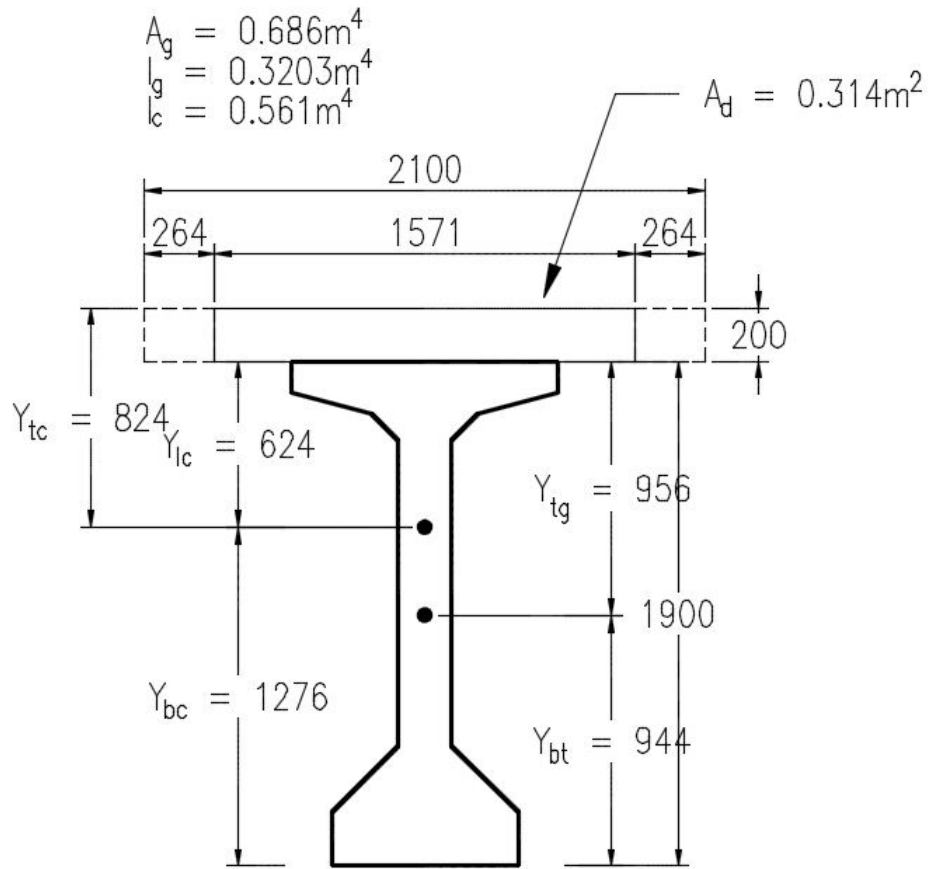


Figura 3.10: Propiedades de la sección compuesta.

$$S_{tc} = \frac{I_c}{y_{tc}} = \frac{0.562}{0.824} = 0.682 \text{ m}^3 \quad (\text{cara superior de losa})$$

$$S_{ic} = \frac{I_c}{y_{ic}} = \frac{0.562}{0.624} = 0.900 \text{ m}^3 \quad (\text{cara superior de viga})$$

$$S_{bc} = \frac{I_c}{y_{bc}} = \frac{0.562}{1.276} = 0.440 \text{ m}^3 \quad (\text{cara inferior de viga})$$

Análisis Preliminar – Viga Interior en el Centro de Luz

El mínimo valor de la fuerza de pretensado de F_f para que la tensión en la fibra inferior de la viga en el centro no exceda el límite de $35.78 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ en la sección compuesta bajo el estado final de Servicio III.

$$f_{bg} = -\frac{F_f}{A_g} - \frac{F_f e_g}{S_{bg}} + \frac{M_{DC1} + M_{DC2}}{S_{bg}} + \frac{M_{DW} + M_L}{S_{bc}} \leq 35.78 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Donde:

M_{DC1} = Momento debido al peso propio de la viga = 354.44 Ton.m

M_{DC2} = Momento debido al peso de la losa y diafragma = 242.10 Ton.m

M_{DW} = Momento debido a la carga de asfalto = 99.46 Ton.m

M_L = Momento debido a la carga viva + impacto (Servicio III) = $0.8(362.79) =$

290.232 Ton.m

$$e_g = \text{Distancia del centro de gravedad de la viga al centro de los cables pretensando}$$

$$= 0.944 - 0.19 = 0.754 \text{ m (Valor estimado } \bar{y}_{ps} = 0.1h_g = 0.19 \text{ m)}$$

Igualar el esfuerzo de tracción con el esfuerzo límite para determinar la fuerza de pretensado.

$$f_{bg} = -\frac{F_f}{0.686} - \frac{F_f(0.754)}{0.339} + \frac{(354.44 + 242.10)}{0.339} + \frac{(99.46 + 290.232)}{0.440} \leq 357.8$$

$$= -F_f(1.458 + 2.224) + 1759.705 + 885.664 \leq 357.8$$

$$(3.682)F_f \geq 2287.569$$

$$F_f \geq \frac{2287.569}{3.682} = 621 \text{ Ton}$$

Asumiendo que el esfuerzo en cada torón después de todas las perdidas es $0.6f_{pu} = 0.6(18600) = 11160 \frac{kg}{cm^2}$

$$A_{ps} \geq \frac{F_f}{0.6f_{pu}} = \frac{621}{11160} = 55.645 \text{ cm}^2$$

Número de torones de 0.6-in ($A_{torón} = 1.4 \text{ cm}^2$) = $55.645/1.4 = 39.75$

Cuarenta torones de 0.6-in; $A_{ps} = 40(1.4) = 56 \text{ cm}^2$ Fig. 3.11.

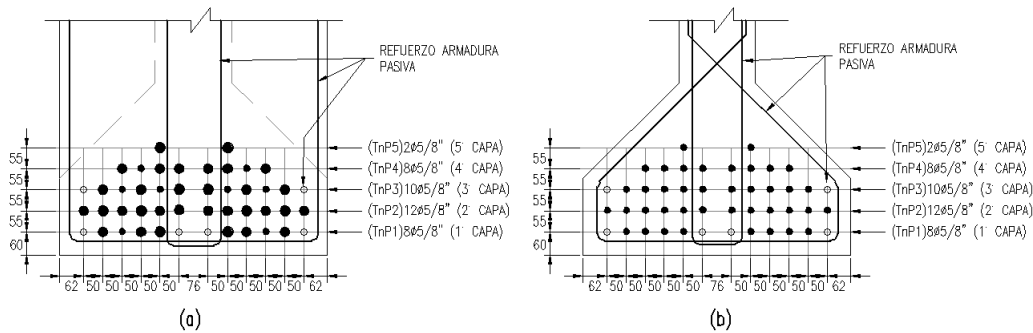


Figura 3.11: Distribución de torones (a) en el apoyo (b) en el centro de luz.

Nota: Otras iteraciones de toronos se hicieron previamente. Solo la iteración final se muestra.

Tabla 3.8: Ubicación del cable en el apoyo y en centro tomando como referencia la base de la viga

En el centro de luz			En el apoyo		
N	Y (m)	NY	N	Y (m)	NY
8	0.06	0.48	2	0.06	0.12
12	0.12	1.38	0	0.12	0.00
10	0.17	1.70	4	0.17	0.68
8	0.23	1.80	2	0.23	0.45
2	0.28	0.56	0	0.28	0.00
0	0.34	0.00	0	0.34	0.00
40		5.92	8		1.25

$$\bar{y}_{cl} = \frac{5.92}{40} = 0.148 \text{ m}$$

$$e_{cl} = 0.944 - 0.148 = 0.796 \text{ m}$$

$$\bar{y}_{apoyo} = \frac{1.25}{8} = 0.156 \text{ m}$$

$$e_{apoyo} = 0.944 - 0.156 = 0.788 \text{ m}$$

4. Evaluación de pérdidas de pretensado [A5.9.5]

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT} \quad [A5.9.5.1]$$

Donde:

Δf_{pT} = Pérdidas totales (Kg/cm²)

Δf_{pES} = Suma de todas las pérdidas durante el acortamiento elástico (Kg/cm²)

Δf_{pLT} = Pérdidas por dependientes del tiempo shrinkage y creep del concreto y relajación del acero de pretensado (Kg/cm²)

a) Acortamiento elástico, Δf_{pES} [A5.9.5.2.3a]

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp}$$

Donde:

$$E_p = 2003712 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$E_{ci} = 0.136(2400)^{1.5} \sqrt{375} = 309650.23$$

f_{cgp} = Suma de los esfuerzos del concreto en el centro de gravedad del A_{ps} , debido a la fuerza F_i inmediata después de la transferencia y M_{DC1} en el centro de luz.

Para efectos de estimar f_{cgp} , la fuerza de pretensado inmediata después de la transferencia puede ser asumida igual a 0.9 de la fuerza, justo antes de la transferencia.

$$f_{pi} = 0.9 f_{bt} = 0.9(0.75 f_{pu})$$

$$f_{pi} = 0.675(18600)$$

$$f_{pi} = 12555 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_i = f_{pi} A_{ps}$$

$$F_i = 12555(56)$$

$$F_i = 703.08 \text{ Ton}$$

El valor asumido de f_{pi} es correcto después de que Δf_{pES} es determinado. Para evitar

la iteración, la ecuación alternativa [C5.9.5.2.3a-1]:

$$\Delta f_{pES} = \frac{A_{ps} f_{pi} (I_g + e_{cl}^2 A_g) - e_{cl} M_g A_g}{A_{ps} (I_g + e_{cl}^2 A_g) + \frac{A_g I_g E_{ci}}{E_s}}$$

Donde:

A_{ps} = Área de acero de pretensado (m^2).

f_{pi} = Esfuerzo de pretensado inmediatamente después de la transferencia ($.9(.75 f_{pu})$).

I_g = Momento de inercia de la viga (m^4).

e_{cl} = Excentricidad en el centro de luz (m).

A_g = Área de la viga pretensada (m^2).

M_g = Momento debido al peso propio de la viga ($Ton.m$).

$$\begin{aligned} \Delta f_{pES} &= \frac{(56 \times 10^{-4})(18600 \times 10)(0.320 + 0.796^2 \times 0.686) - 0.796 \times 354.44 \times 0.686}{(56 \times 10^{-4})(0.320 + 0.796^2 \times 0.686) + \frac{0.686 \times 0.320 \times 309650}{2003712}} \\ &= 8809.77 / 10 = 880.977 \frac{kg}{cm^2} \end{aligned}$$

b) Estimación Aproximada de las pérdidas dependientes del tiempo Δf_{pLT} [A5.9.5.3]

Las pérdidas dependientes del tiempo, Δf_{pLT} debido al creep del concreto, shrinkage y relajación del acero puede ser estimado usando.

$$\Delta f_{pLT} = 10.0 \frac{f_{pi} A_{ps}}{A_g} \gamma_h \gamma_{st} + 12.0 \gamma_h \gamma_{st} + \Delta f_{pR}$$

En la cual:

$$\gamma_h = 1.7 - 0.01H$$

$$\gamma_{st} = \frac{5}{1 + f'_{ci}}$$

Donde:

f_{pi} = Esfuerzo de pretensado inmediatamente después de la transferencia ($.75 f_{pu}$).

H = Promedio de humedad relativa %.

γ_h = Corrección por factor de humedad.

γ_{st} = Corrección por factor especificado de la resistencia del concreto en la transferencia.

Δf_{pR} = Valor estimado de la relajación del acero activo (2.4ksi).

Para Lima $H = 85\%$

$$\gamma_h = 1.7 - 0.01(0.85) = 0.85$$

$$\gamma_{st} = \frac{5}{1 + \frac{375}{70.3053}} = 0.79$$

$$f_{pi} = 0.75f_{pu} = 0.75(18600) = 13950 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{pLT} = 10.0 \frac{(13950/70.3057)(56 \times 10^{-4})}{0.686} (0.85)(0.79) + 12.0(0.85)(0.79) + 2.4$$

$$\Delta f_{pLT} = 10.868 + 8.052 + 2.4$$

$$\Delta f_{pLT} = 21.320 \times 70.3057 = 1498.95 \text{ kg/cm}^2$$

c) Total de Pérdidas:

$$\Delta f_{pT} = (\text{Pérdidas Iniciales}) + (\text{Pérdidas dependientes del tiempo})$$

$$\begin{aligned} \Delta f_{pT} &= \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT} = 890.977 + 1498.95 \\ &= 2379.93 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

5. Cálculo de esfuerzos en la viga en la transferencia

$$f_{pi} = 0.75f_{pu} - \Delta f_{pES}$$

$$= 0.75(18600) - 880.977 = 13069 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_i = f_{pi}A_{ps} = 13069(56) = 731864 \text{ kg} = 731.864 \text{ Ton}$$

$$e_{cl} = 0.796 \text{ m.} \quad e_{apoyo} = 0.788 \text{ m.}$$

En el centro de luz, los esfuerzos en la cara superior de la viga son:

$$\begin{aligned} f_{ti} &= -\frac{F_i}{A_g} + \frac{F_i e_{cl}}{S_{ig}} - \frac{M_{dg}}{S_{ig}} \\ &= -\frac{731.864}{0.686} + \frac{(731.864)(0.796)}{0.335} - \frac{354.44}{0.335} \\ &= -39.01 \text{ kg/cm}^2 < 38.73 \text{ kg/cm}^2 \quad OK \end{aligned}$$

Recordar que: Negativo denota compresión.

En el centro de luz, el esfuerzo de compresión es revisado en la cara inferior de la viga

$$\begin{aligned} f_{bi} &= -\frac{F_i}{A_g} - \frac{F_i e_{cl}}{S_{bg}} + \frac{M_{dg}}{S_{bg}} \\ &= -\frac{731.864}{0.686} - \frac{(731.864)(0.796)}{0.339} + \frac{354.44}{0.339} \\ &= -173.54 \text{ kg/cm}^2 > -225 \text{ kg/cm}^2 \quad OK \end{aligned}$$

En el extremo de la viga, el momento por peso propio es cero y la tensión en la cara superior

es:

$$\begin{aligned}
 f_{ii} &= -\frac{F_i}{A_g} + \frac{F_i e_{apoyo}}{S_{tg}} \\
 &= -\frac{731.864}{0.686} + \frac{(731.864)(0.788)}{0.335} \\
 &= 13.97 \text{ kg/cm}^2 < 38.73 \text{ kg/cm}^2 \quad OK
 \end{aligned}$$

Y la compresión es revisada en la cara inferior.

$$\begin{aligned}
 f_{bi} &= -\frac{F_i}{A_g} - \frac{F_i e_{apoyo}}{S_{bg}} \\
 &= -\frac{731.864}{0.686} - \frac{(731.864)(0.788)}{0.339} \\
 &= -59.08 \text{ kg/cm}^2 > -225 \text{ kg/cm}^2 \quad OK
 \end{aligned}$$

En este caso, la sección esta en compresión en la cara inferior y en la cara superior en tracción para la transferencia.

6. Cálculo de esfuerzos en la viga después de las pérdidas totales

Usan todas las pérdidas estimadas para determinar la fuerza de pretensado final.

$$\begin{aligned}
 f_{pf} &= 0.75 f_{pu} - \Delta f_{pT} = 0.75(18600) - 2379.93 \\
 &= 11570.07 \text{ kg/cm}^2 \\
 F_f &= 11570(56) = 647920 \text{ kg} = 647.920 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

En el centro de luz

$$\begin{aligned}
 f_{if} &= -\frac{F_f}{A_g} + \frac{F_f e_{cl}}{S_{tg}} - \frac{M_{DC1} + M_{DC2}}{S_{tg}} - \frac{M_{DW} + M_L}{S_{ic}} \quad (\text{Cara superior de viga}) \\
 &= -\frac{647.920}{0.686} + \frac{(647.920)(0.796)}{0.335} - \frac{354.44 + 242.10}{0.335} - \frac{99.46 + 362.79}{0.900} \quad \text{Servicio I} \\
 &= -170.27 \text{ kg/cm}^2 > -225 \text{ kg/cm}^2 \quad OK \\
 f_{bf} &= -\frac{F_f}{A_g} - \frac{F_f e_{cl}}{S_{bg}} + \frac{M_{DC1} + M_{DC2}}{S_{bg}} + \frac{M_{DW} + M_L}{S_{bc}} \quad (\text{Cara inferior de viga}) \\
 &= -\frac{647.920}{0.686} - \frac{(647.920)(0.796)}{0.339} + \frac{354.44 + 242.10}{0.339} + \frac{99.46 + 0.8 \times 362.79}{0.440} \quad \text{Servicio III} \\
 &= 18.23 \text{ kg/cm}^2 < 35.78 \text{ kg/cm}^2 \quad OK \\
 f_{ic} &= -\frac{M_{DW} + M_L}{S_{ic}} \quad (\text{Cara superior de losa}) \\
 &= -\frac{99.46 + 362.79}{0.682} \\
 &= -67.78 \text{ kg/cm}^2 > -225 \text{ kg/cm}^2 \quad OK
 \end{aligned}$$

Cuarenta torones de 0.6-in de baja relajación satisfacen el estado límite de servicio.

7. Verificación en el estado límite de fatiga [A5.5.3]

a) Momento de carga viva debida al camión de fatiga en el centro de luz (Figura 3.12)

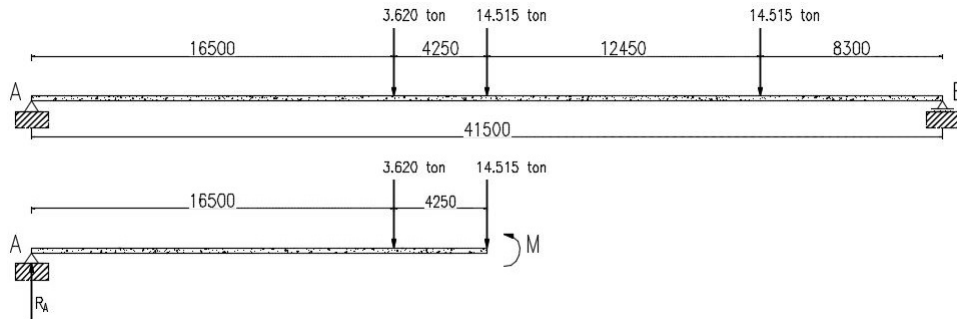


Figura 3.12: Camión de fatiga ubicado en el centro de luz para obtener el momento máximo.

$$R_A = 14.515 \left(\frac{8.30 + 20.75}{41.50} \right) + 3.62 \left(\frac{25}{41.50} \right) = 12.341 \text{ Ton}$$

$$M_{105}^{FTr} = [(12.341)(20.75) - (3.62)(4.25)] = 162.755 \text{ Ton.m}$$

Para la viga interior quitamos el factor de presencia multiple de 1.2 para el análisis por fatiga:

$$g_M^{SE} = \frac{0.47}{1.2} = 0.392$$

Momento distribuido incluyendo IM=15

$$M_{fatiga-I} = 1.5(0.392)(240.691)(1.15)$$

$$= 162.755 \text{ Ton.m}$$

b) Momento debido a carga muerta en el centro de luz.

Viga interior (Tabla 3.6)

Sección no compuesta $M_{DC1} + M_{DC2} = 354.44 + 242.10 = 596.54 \text{ Ton.m}$

Sección compuesta $M_{DW} = 99.46 \text{ Ton.m}$

Si la sección esta en compresión bajo la carga muerta DL y la carga de fatiga I, entonces no es necesario investigar la verificación por fatiga.

$$f_b = -\frac{F_f}{A_g} - \frac{F_f e_{cl}}{S_{bg}} + \frac{M_{DC1} + M_{DC2}}{S_{bg}} + \frac{M_{DW} + M_{fatiga-I}}{S_{bc}}$$

$$= -\frac{647.92}{0.686} - \frac{(647.92)(0.796)}{0.339} + \frac{596.540}{0.339} + \frac{99.46 + 162.755}{0.440}$$

$$= -18.31 \text{ kg/cm}^2, \text{ compresión; entonces, no es necesario considerar fatiga.}$$

8. Cálculo de la deflexión y contraflecha

a) Deflexión inmediata debido a carga viva e impacto (Fig. 3.13)

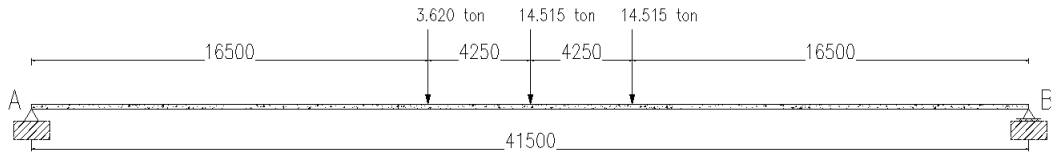


Figura 3.13: Ubicación de la carga viva en el centro de luz para calcular la deflexión *Fuente:* Elaboración propia.

$$\Delta_x(x < a) = \frac{Pbx}{6EIL}(L^2 - b^2 - x^2)$$

$$b = L - a$$

$$\Delta_x\left(x = \frac{L}{2}\right) = \frac{PL^3}{48EI}$$

Usar EI para $f'_c = 500\text{kg/cm}^2$ y sección compuesta

$$E_c = 3575532.9 \text{ Ton/m}^2 \quad I_c = 0.562 \text{ m}^4$$

$$E_c I_c = 2.009 \times 10^6 \text{ Ton.m}^2$$

$$P_1 = 3.62 \text{ Ton}, x = 20.75 \text{ m}, a = 25 \text{ m}, b = 16.5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \Delta_{x1} &= \frac{(3.62)(16.5)(20.75)}{6(2.009 \times 10^6)(41.5)} (41.5^2 - 16.5^2 - 20.75^2) \\ &= 0.0025 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$P_2 = 14.515 \text{ Ton}, x = a = b = 20.75 \text{ m}$$

$$\Delta_{x2} = \frac{(14.515)(41.5)^3}{48(2.009 \times 10^6)} = 0.0108 \text{ m}$$

$$P_3 = 14.515 \text{ Ton}, x = 20.75 \text{ m}, a = 25 \text{ m}, b = 16.5 \text{ m}$$

$$\Delta_{x3} = \frac{14.515}{3.62} \Delta_{x1} = 4(0.0025) = 0.0100 \text{ m}$$

Total deflexión debido al camión.

$$\Delta_{105}^{Tr} = 0.0025 + 0.0108 + 0.0100 = 0.0233 \text{ m}$$

Factor de distribución de flexión $mg = 0.425$

IM=33%

$$\begin{aligned}\Delta_{105}^{L+I} &= (0.425)(0.0233)(1.33) \\ &= 0.013 \text{ m} \quad \downarrow \quad (\text{hacia abajo}) \\ &= 0.013 \text{ m} \leq \frac{L}{800} = \frac{41.5}{800} = 0.052 \text{ m} \quad \text{OK}\end{aligned}$$

b) Deflexión debido a la carga permanente y fuerza preesforzado.

1) Deflexión debido al peso propio durante la transferencia.

$$\begin{aligned}E_{ci} &= 3096502.3 \text{ Ton}/\text{m}^2 & I_g &= 0.3203 \text{ m}^4 \\ E_{ci}I_g &= 991809.687 \text{ Ton.m}^2 \\ \Delta_{gi} &= \frac{5}{384} \frac{wL^4}{EI} = \frac{5}{384} \frac{(1.646)(41.5)}{991809.687} \\ \Delta_{gi} &= 0.064 \text{ m} \quad \downarrow \quad (\text{hacia abajo})\end{aligned}$$

2) Deflexión debido al preesfuerzo en la transferencia.

Carga equivalente

$$\begin{aligned}w &= \frac{8}{L^2} F_{iecl} = \frac{8}{41.5^2} (731.864)(0.796) \\ &= 2.706 \text{ Ton}/\text{m} \\ \Delta_{pi} &= \frac{5}{384} \frac{(2.706)(41.5^2)}{991809.687} \\ &= 0.105 \text{ m} \quad \uparrow \quad (\text{hacia arriba})\end{aligned}$$

3) Deformación elástica debido a la carga de losa y diafragma.

$$\begin{aligned}w_{losa} &= 1.008 \text{ Ton}/\text{m} \\ w_{diaf} &= 0.117 \text{ Ton}/\text{m} \\ E_c &= 3575532.9 \text{ Ton}/\text{m}^2 & I_g &= 0.3203 \text{ m}^4 \\ E_cI_g &= 1145243.188 \text{ Ton.m}^2 \\ \Delta_{DC} &= \frac{5}{384} \frac{(1.008 + 0.117)(41.5^4)}{1145243.188} \\ &= 0.038 \text{ m} \quad \downarrow \quad (\text{hacia abajo})\end{aligned}$$

4) Deformación debido a la carga adicional.

$$\begin{aligned}
 E_c &= 3575532.9 \text{ Ton}/m^2 & I_c &= 0.562 \text{ m}^4 \\
 E_c I_c &= 2.009 \times 10^6 \text{ Ton}/m^2 \\
 DW &= 0.462 \text{ Ton}/m \\
 \Delta_c &= \frac{5}{384} \frac{(0.462)(41.5^4)}{2.009 \times 10^6} \\
 &= 0.008 \quad \downarrow \quad (\text{hacia abajo})
 \end{aligned}$$

Para estimar la contraflecha al momento del vaceado de la losa se puede tomar como la deflexión instantánea multiplicado por 1.80 y 1.85

Preesforzado 1.80

Peso propio de viga 1.85

Contraflecha al momento del vaceado de losa $1.80(0.105) - 1.85(0.064) = 0.071 \text{ m}$

Deflexión debido la carga muerta $0.038 + 0.008 = 0.046 \text{ m}$

Contraflecha residual $0.071 - 0.046 = 0.025 \text{ m}$

3.2.8.2. Verificación en Estado Límite de Resistencia

1. Flexión

a) Esfuerzo en el tendón adherido [A5.7.3.1.1]

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right)$$

Donde:

$$\begin{aligned}
 k &= 2 \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) \\
 &= 2 \left(1.04 - \frac{16740}{18600} \right) = 0.28
 \end{aligned}$$

Utilizando la sección no transformada para comportamiento plástico $b_w = b$. (Fig. 3.10)

$$b = 210 \text{ cm}$$

$$d_p = (210 - 15) = 195 \text{ cm}$$

$$f'_c = 500 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$$A_s = 17.10 \text{ cm}^2 \quad A_{ps} = 56 \text{ cm}^2$$

$$\beta_1 = 0.85 - (0.05) \left(\frac{500 - 280}{70.45} \right) = 0.69 \quad [\text{A5.7.2.2}]$$

Asumimos una sección rectangular y revisamos si la zona en compresión se encuentra dentro de la losa.

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_s}{0.85 f'_c \beta b_w + k A_{ps} (f_{pu}/d_p)}$$

Con $b_w = b = 210 \text{ cm}$

$$c = \frac{(56)(18600) + (17.10)(4200)}{0.85(500)(0.69)(210) + 0.28(56)(18600/195)}$$

$$= 17.56 \text{ cm} < t_s = 20 \text{ cm} \quad \text{Lo asumido es válido}$$

$$f_{ps} = 18600 [1 - 0.28(17.56/195)] = 18131.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_p = A_{ps} f_{ps} = 56(18131.1) = 1015 \times 10^3 \text{ Ton}$$

b) Resistencia factorada a la flexión [A5.7.3.2.2]

$$a = \beta_1 c = (0.69)(17.56) = 12.18 \text{ cm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d_p - c}{c} \right)$$

$$= 0.003 \left(\frac{195 - 17.56}{17.56} \right) = 0.030$$

$$\epsilon_s \geq 0.005$$

$$\phi = 1.0$$

de la ecuación [A5.7.3.2.2-1]

$$\phi M_n = \phi \left[A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) \right]$$

$$= 1.0 \left[1015 \times 10^3 \left(195 - \frac{12.18}{2} \right) + 17.10(4200) \left(200 - \frac{12.18}{2} \right) \right]$$

$$\phi M_n = 2057 \text{ Ton.m} > M_u = 1530 \text{ Ton.m} \quad \text{OK}$$

c) Límite para las armaduras [A5.7.3.3]

- Refuerzo mínimo [A5.7.3.3.2] Para cualquier sección, la cantidad de presfuerzo y la tensión de refuerzo no pretensado puede ser adecuado para desarrollar una resistencia a flexión factorado M_r para el menor de:
 - El momento de agrietamiento M_{cr} determinado en base a la distribución elástica de esfuerzos y el módulo de ruptura del concreto f_r , ó
 - 1.33 veces el momento último factorado para el estado Límite de Resistencia I.

Revisando en el centro de luz: El momento de agrietamiento puede ser tomado como

[Eq. A5.7.3.3.2-1]

$$M_{cr} = \gamma_3 \left[(\gamma_1 f_r + \gamma_2 f_{cpe}) S_c - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right]$$

Donde:

f_{cpe} = Esfuerzo de compresión en el concreto debido solo a la fuerza efectiva de preesforzado (después de todas las pérdidas)

$$\begin{aligned} &= -\frac{F_f}{A_g} - \frac{F_f e_{cl}}{S_{bg}} \\ &= -\frac{647.98}{0.686} - \frac{647.98(0.794)}{0.339} = -2461.3 \text{ Ton/m}^2 \end{aligned}$$

f_r = Módulo de ruptura

$$\begin{aligned} &= 2.01 \sqrt{f'_c} = 2.01 \sqrt{500} = 44.945 \text{ Kg/cm}^2 \\ &= 449.45 \text{ Ton/m}^2 \end{aligned}$$

M_{dnc} = El momento total de carga muerta actuando en la sección no compuesta

$$M_{DC1} + M_{DC2} = 596.54 \text{ Ton/m}^2$$

S_c = Módulo de sección para la fibra extrema de la sección compuesta donde el esfuerzo de tensión es causado por la carga externa aplicada = $S_{bc} = 0.440 \text{ m}^3$

S_{nc} = Módulo de sección para la fibra extrema de la sección no compuesta donde la tensión de esfuerzo es causado por cargas externas = $S_{bg} = 0.339 \text{ m}^3$

γ_1 = Factor de flexión de agrietamiento. Para todas las demás estructuras de concreto = 1.60

γ_2 = Factor de variabilidad del presforzado. Para tendones adheridos = 1.10

γ_3 = Ratio mínimo especificado de fluencia a tensión del acero. Para estructuras de concreto preesforzado = 1.00

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 1.0 \left[(1.6(449.45) + 1.10(2461.3)) 0.440 - 596.54 \left(\frac{0.440}{0.339} - 1 \right) \right] \\ &= 1330.78 \text{ Ton.m} \end{aligned}$$

En el centro de luz, el momento factorado requerido por Resistencia I es: $M_u = 1529.59 \text{ Ton.m}$ (Tabla 3.6), de modo que $1.33M_u = 2034.36 \text{ Ton.m}$ Entonces $M_{cr} < 1.33M_u$, El M_{cr} requiere control.

$$M_r = \phi M_u = 2057.35 \text{ Ton.m} > M_{cr} = 1330.78 \text{ Ton.m} \quad OK$$

Cuarenta torones de 0.6-in de baja relajación satisfacen el estado límite de resistencia.

2. Corte [A5.8]

a) En general la resistencia nominal a corte V_n puede ser el menor valor de [A5.8.2.3.3]

$$V_n = V_C + V_S + V_P$$

$$V_n = 0.25 f'_c b_v d_v + V_P$$

En donde la resistencia al concreto es:

$$V_C = 0.0316 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v \text{ kips} = 0.265 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v \text{ kg}$$

Y la resistencia nominal del refuerzo transversal a corte es:

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v \cot \theta}{s}$$

Para refuerzo vertical $\alpha = 90^\circ$ [C5.8.3.3-1]

Donde:

b_v = ancho del alma (cm)

d_v = altura de corte efectiva no menor que $0.9d_e$ o $0.72h$ (cm)

s = espaciamiento de estribos (cm)

β = factor que indica la capacidad del concreto fisurado diagonalmente a transmitir tracción.

θ = ángulo de inclinación de la tensiones de compresión diagonal.

A_v = Refuerzo vertical (cm²)

V_p = Componente de fuerza de pretensado en la dirección aplicada del corte. Positivo si resiste el corte aplicado (kg)

$$\phi_v = 0.9 \quad [A5.5.4.2.1] \quad \eta_1 = \eta = 1.0$$

En el centro de la viga:

$$d_e = \frac{A_{ps}f_{ps}d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps}f_{ps} + A_s f_y} = 195.33 \text{ cm}$$

$$d_v = d_e - \frac{a}{2}$$

$$d_v \geq \text{máx} \begin{cases} 0.9d_e = 0.9(195.33) = 175.797 \text{ cm} \\ 0.72h = 0.72(210.00) = 151.2 \text{ cm} \end{cases}$$

$$a = \beta_1 c = 0.694(17.556) = 12.18 \text{ cm}$$

$$d_v = 195.33 - \frac{12.18}{2} = 189.24 \text{ cm} \quad [A5.8.2.7]$$

En el apoyo de la viga:

$$d_e = \frac{A_{ps}f_{ps}d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps}f_{ps} + A_s f_y} = 196.31 \text{ cm}$$

$$d_v = d_e - \frac{a}{2}$$

$$d_v \geq \text{máx} \begin{cases} 0.9d_e = 0.9(196.31) = 176.679 \text{ cm} \\ 0.72h = 0.72(210.00) = 151.2 \text{ cm} \\ d_e - a/2 = 196.31 - 12.42/2 = 191.10 \text{ cm.}, \text{ gobierna} \end{cases}$$

$$b_v = \text{Ancho mínimo del alma} = 20 \text{ cm}$$

b) Contribución de resistencia al corte del preesfuerzo

$$V_p = 0$$

c) Diseño por corte

La ubicación de la sección crítica por corte es la mayor de $d_v = 190.5 \text{ cm}$ o $0.5d_v \cot \theta$ desde la cara interna del eje de apoyo [A5.8.3.2]. Asumiendo $\theta \leq 28^\circ$

$$0.5d_v \cot \theta \leq 0.5(190.10) \cot(28^\circ) = 178.76 \text{ cm}$$

Si el ancho del apoyo es conocido, la distancia a la sección crítica desde el eje de soporte puede ser incrementado. En este caso, la sección es conservadoramente tomada como 184.43 cm desde el eje de apoyo. Los cálculos son mostrados para 184.43 cm desde el eje de soporte.

El procedimiento es usado de forma similar para el resto de los 10 puntos con resultados finales mostrados en las Tablas (3.9, 3.10, 3.11, 3.12). Cada tabla contiene el resumen

del diseño por corte según el método que figura en el título de cada tabla.

$$d_{critical} = 1.844 \text{ m}$$

$$\xi = \frac{d_{critical}}{L} = \frac{1.844}{41.50} = 0.04$$

Cargas factoradas en el estado límite de resistencia I. (Tabla 3.10)

$$V_u = 152.39 \text{ Ton}$$

$$M_u = 288.80 \text{ Ton.m}$$

Para la siguiente ilustración del diseño por corte usaremos los siguientes métodos:

- 1) Método 1: Procedimiento simplificado para secciones no pretensadas [A5.8.3.4.1]
- 2) Método 2: Procedimiento general para calcular la resistencia al Corte [A5.8.3.4.2 y Apéndice B5 de la AASHTO]
- 3) Método 3: Procedimiento simplificado para secciones presforzadas y no presforzadas [A5.8.3.4.3]

Usar **Método 2 Apéndice B5 (MCFT)** para determinar el espaciamiento requerido de los estribos.

Paso 1: Dado $V_u = 152.39 \text{ Ton}$ y $M_u = 288.80 \text{ Ton.m}$

$$d_v \geq \text{máx} \begin{cases} 0.9d_e = 0.9(196.31) = 176.679 \text{ cm} \\ 0.72h = 0.72(210.00) = 151.2 \text{ cm} \\ d_e - a/2 = 196.31 - 12.34/2 = 189.51 \text{ cm.}, \quad \text{gobierna} \end{cases}$$

Paso 2: Cálculo de v_u/f'_c

$$V_p = 0 \quad \phi_v = 0.9$$

Ecuación [A5.8.2.9-1]

$$v_u = \frac{|V_u - \phi V_p|}{\phi b_v d_v} = \frac{|152.39| \times 10^3}{0.9(20)(189.51)} = 44.675 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{v_u}{f'_c} = \frac{44.675}{500} = 0.089 < 0.125$$

Entonces

$$S_{\text{máx}} = \text{mín} \begin{cases} 0.8d_v = 0.8(189.51) = 151.608 \text{ cm} \\ 24 \text{ in} = 60 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{gobierna}$$

Paso 3: Calcular ϵ_x de la ecuación [B5.2-1]

Primera iteración

Asumir $\theta = 25^\circ$, $f_{po} \approx 0.7f_{pu} = 0.7(18600) = 13020 \text{ kg/cm}^2$ [A5.8.3.4.2]

$$\begin{aligned}\epsilon_x &= \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + 0.5N_u + 0.5|V_u - V_p| \cot \theta - A_{ps}f_{po}}{2(E_sA_s + E_pA_{ps})} \\ &= \frac{\frac{288.80 \times 10^5}{189.51} + 0.5(0) + 0.5|152.39 - 0| (10^3) \cot 25^\circ - 25.20(13020)}{2(2.1 \times 10^6(17.10) + 2 \times 10^6(25.20))} \\ &= -0.00007 \quad \text{compresión}\end{aligned}$$

Porque ϵ_x es negativo puede reducido por el factor [A5.8.3.5.2-1]

$$F_e = \frac{E_sA_s + E_pA_{ps}}{E_cA_c + E_sA_s + E_pA_{ps}}$$

Donde A_c es el área de concreto de la cara en tensión a flexión del miembro definido como $h/2$ del miembro. [Fig. A5.8.3.4.2-1]

$$\begin{aligned}h &= 210 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} &= \frac{210}{2} = 105 \text{ cm} \\ A_c &= (0.7)(0.2) + (2) \left(\frac{1}{2}\right) (0.25)(0.25) + (1.05 - 0.20)(0.2) = 0.3725 \times 10^4 = 3725 \text{ cm}^2 \\ E_c &= 357553 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}F_e &= \frac{(2.1 \times 10^6)(17.10) + (2 \times 10^6)(25.20)}{(3725)(357553) + (2.1 \times 10^6)(17.10) + (2 \times 10^6)(25.20)} \\ &= 0.061 \\ \epsilon_x \times 10^3 &= (-0.00007)(0.061)(10^3) \\ &= -0.0043\end{aligned}$$

Usando $v_u/f'_c = 0.089$ y $\epsilon_x \times 10^3$ con la (Tabla 2.5) [Tabla A5.8.3.5.4.2-1]

$$\Rightarrow \theta = 22.12^\circ \quad \cot \theta = 2.46$$

Segunda Iteración

$$\begin{aligned}\epsilon_x \times 10^3 &= \frac{\frac{288.80 \times 10^5}{189.51} + 0.5(0) + 0.5|152.39 - 0| (10^3) (2.46) - 25.20(13020)}{2(2.1 \times 10^6(17.10) + 2 \times 10^6(25.20))} \times 10^3 \\ &= 0.068\end{aligned}$$

[Tabla A5.8.3.4.2-1] $\Rightarrow \theta = 23.48^\circ \cot \theta = 2.302$

Tercera Iteración

$$\begin{aligned}\epsilon_x &= \frac{\frac{|288.80 \times 10^5|}{189.51} + 0.5(0) + 0.5|152.39 - 0|(10^3)(2.302) - 25.20(13020)}{2(2.1 \times 10^6(17.10) + 2 \times 10^6(25.20))} \\ &= -1.738 \times 10^{-6} \\ F_\epsilon \epsilon_x &= 0.061(-1.738 \times 10^{-6}) = -1.061 \times 10^{-7} \\ F_\epsilon \epsilon_x \times 10^3 &= -0.0001\end{aligned}$$

Paso 4: Determinar θ y β

En la tercera iteración usando la [Tabla A5.8.3.4.2-1] $\Rightarrow \theta = 22.20^\circ$ converge

Usar $\cot \theta = 2.450$ $\beta = 3.40$

$$\begin{aligned}V_c &= 0.265\beta \sqrt{f'_c} b_v d_v k g \\ &= 0.265(3.40) \sqrt{500}(20)(189.51)(10^{-3}) = 76.43 \text{ Ton}\end{aligned}$$

Revisar si

$$\begin{aligned}V_n &\geq 0.5\phi(V_c + V_p) \\ &= 0.5(0.9)(76.43 + 0) = 34.39 \text{ Ton} \\ V_u &= 152.39 \text{ Ton} > 34.39 \text{ Ton} \quad \text{Requiere refuerzo transversal}\end{aligned}$$

Paso 5: Cálculo de V_s

$$\begin{aligned}V_s &= \frac{V_u}{\phi} - V_c - V_p \\ &= \frac{152.39}{0.9} - 76.43 - 0 \\ &= 92.89 \text{ Ton}\end{aligned}$$

Paso 6: Cálculo del espaciamiento requerido de los estribos

$$\begin{aligned}A_v &= 2(1.27) = 2.54 \text{ cm}^2 \\ s &\leq \frac{A_v f_y d_v \cot \theta}{V_s} = \frac{(2.54)(4200)(189.51)(2.45)}{92.89 \times 10^3} = 53.19 \text{ cm} \\ s &\leq 53.19 \text{ cm} < s_{\text{máx}} = 60 \text{ cm}\end{aligned}$$

Paso 7: Revisión de refuerzo longitudinal [A5.8.3.5]

$$A_{ps} f_{ps} + A_s f_y \geq \frac{|M_u|}{d_v \phi_f} + 0.5 \frac{N_u}{\phi_c} + \left(\left| \frac{V_u}{\phi_v} - V_p \right| - 0.5 V_s \right) \cot \theta$$

Probar con $s = 30 \text{ cm}$

Proveído $V_s = 92.89 \left(\frac{53.19}{30}\right) = 164.71 \text{ Ton}$

$$\frac{(17.10)(4200)}{1000} + \frac{(25.20)(18125)}{1000} \geq \frac{|288.80|}{189.51 \times 10^{-2}} + 0.5(0) + \left(\left| \frac{152.39}{0.9} - 0 \right| - 0.5(164.71) \right) \quad (2.45)$$

$$528.57 \text{ Ton} > 365.51 \text{ Ton} \quad \text{OK}$$

Usar $s = 30 \text{ cm}$ estribos de $1/2''$ en la ubicación 100.4.

Usar **Método 2 Procedimiento general para Resistencia al Corte [A5.8.3.4.2]**

para determinar el espaciamiento requerido de los estribos.

Paso 1: Dado $V_u = 152.39 \text{ Ton}$ y $M_u = 288.80 \text{ Ton.m}$

$$d_v \geq \text{máx} \begin{cases} 0.9d_e = 0.9(196.31) = 176.679 \text{ cm} \\ 0.72h = 0.72(210.00) = 151.2 \text{ cm} \\ d_e - a/2 = 196.31 - 12.34/2 = 189.51 \text{ cm.}, \quad \text{gobierna} \end{cases}$$

Paso 2: Cálculo de v_u/f'_c

$$V_p = 0 \quad \phi_v = 0.9$$

Ecuación [A5.8.2.9-1]

$$v_u = \frac{|V_u - \phi V_p|}{\phi b_v d_v} = \frac{|152.39| \times 10^3}{0.9(20)(189.51)} = 44.675 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{v_u}{f'_c} = \frac{44.675}{500} = 0.089 < 0.125$$

Entonces

$$S_{\text{máx}} = \text{mín} \begin{cases} 0.8d_v = 0.8(189.51) = 151.608 \text{ cm} \\ 24 \text{ in} = 60 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{gobierna}$$

Paso 3: Cálculo de ϵ_s ecuación [A5.8.3.4.2]

$$\epsilon_s = \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + 0.5N_u + |V_u - V_p| - A_{ps}f_{po}}{E_s A_s + E_p A_{ps}}$$

$$= \frac{\frac{|288.80 \times 10^5|}{189.51} + 0.5(0) + |152.39 - 0| \times 10^3 - 25.20(13020)}{2.1 \times 10^6(17.10) + 2 \times 10^6(25.20)}$$

$$= -0.003$$

$$F_\epsilon \epsilon_s = (0.061)(-0.003) = -0.00002$$

Paso 4: Cálculo de θ y β con las ecuación de [A5.8.3.4.2-1] y [A5.8.3.4.2-3]

$$\beta = \frac{4.8}{1 + 750\epsilon_s} = \frac{4.8}{1 + 750(-0.00002)} = 4.86$$

$$\theta = 29 + 3500\epsilon_s = 29 + 3500(-0.00002) = 28.94^\circ$$

$$V_c = 0.265\beta\sqrt{f'_c b_v d_v} \text{ kg} = 0.265(4.86)\sqrt{500}(20)(189.51)(10^{-3}) = 109.24 \text{ Ton}$$

Paso 5: Cálculo de V_s

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c - V_p$$

$$= \frac{152.39}{0.9} - 109.24 - 0$$

$$= 60.08 \text{ Ton}$$

Paso 6: Cálculo del espaciamiento requerido de los estribos

$$\cot \theta = \cot 28.94^\circ = 1.806$$

$$A_v = 2(1.27) = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$s \leq \frac{A_v f_y d_v \cot \theta}{V_s} = \frac{(2.54)(4200)(189.51)(1.806)}{60.08 \times 10^3} = 60.7 \text{ cm}$$

$$v_u = \frac{|V_u - \phi V_p|}{\phi b_v d_v} = \frac{|152.39| \times 10^3}{0.9(20)(189.51)} = 44.675 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{v_u}{f'_c} = \frac{44.675}{500} = 0.089 < 0.125$$

Entonces

$$s_{\text{máx}} = \text{mín} \begin{cases} 0.8d_v = 0.8(189.51) = 151.608 \text{ cm} \\ 24 \text{ in} = 60 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{gobierna}$$

$$s \leq \text{mín}(60.7 \text{ cm}, s_{\text{máx}} = 60 \text{ cm})$$

Paso 7: Revisión de la demanda adicional en el refuerzo longitudinal causado por corte y dado por la ecuación [A5.8.3.5-1] Probar con $s = 30 \text{ cm}$

Proveido $V_s = 60.08 \left(\frac{60.7}{30}\right) = 121.55 \text{ Ton}$

$$A_{ps} f_{ps} + A_s f_y \geq \frac{|M_u|}{d_v \phi_f} + 0.5 \frac{N_u}{\phi_c} + \left(\left| \frac{V_u}{\phi_v} - V_p \right| - 0.5 V_s \right) \cot \theta$$

$$\frac{(17.10)(4200)}{1000} + \frac{(25.20)(18125)}{1000} \geq \frac{|288.80|}{189.51 \times 10^{-2}} + 0.5(0) + \left(\left| \frac{152.39}{0.9} - 0 \right| - 0.5(121.55) \right) (1.806)$$

$$528.57 \text{ Ton} > 348.69 \text{ Ton} \quad \text{OK}$$

Usar $s = 30 \text{ cm}$ estribos de $1/2''$ en la ubicación 100.4.

Usar **Método 1 Procedimiento simplificado para secciones no pretensadas** [A5.8.3.4.1] para determinar el espaciamiento requerido de los estribos.

Comentario: Este método es usado solamente para secciones no pretensadas, sin embargo en esta parte se hará el cálculo para comparar que es lo se obtiene y que podemos decir acerca de este método.

Paso 1: Dado $V_u = 152.39 \text{ Ton}$ y $M_u = 288.80 \text{ Ton.m}$

$$d_v \geq \text{máx} \begin{cases} 0.9d_e = 0.9(196.31) = 176.679 \text{ cm} \\ 0.72h = 0.72(210.00) = 151.2 \text{ cm} \\ d_e - a/2 = 196.31 - 12.34/2 = 189.51 \text{ cm.}, \quad \text{gobierna} \end{cases}$$

Paso 2: Cálculo de la resistencia al corte del concreto V_c

$$\begin{aligned} V_c &= 0.265\beta\sqrt{f'_c}b_vd_v \text{ kg} \\ &= 0.265(2)\sqrt{500}(20)(189.51)(10^{-3}) = 44.96 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Paso 3: Cálculo de V_s

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u}{\phi} - V_c - V_p \\ &= \frac{152.39}{0.9} - 44.96 - 0 \\ &= 124.37 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Paso 4: Cálculo del espaciamiento requerido de los estribos

$$\begin{aligned} A_v &= 2(1.27) = 2.54 \text{ cm}^2 \\ s &\leq \frac{A_v f_y d_v \cot \theta}{V_s} = \frac{(2.54)(4200)(189.51)(1)}{124.37 \times 10^3} = 16.21 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$v_u = \frac{|V_u - \phi V_p|}{\phi b_v d_v} = \frac{|152.39| \times 10^3}{0.9(20)(189.51)} = 44.675 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{v_u}{f'_c} = \frac{44.675}{500} = 0.089 < 0.125$$

Entonces

$$s_{\text{máx}} = \text{mín} \begin{cases} 0.8d_v = 0.8(189.51) = 151.608 \text{ cm} \\ 24in = 60 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{gobierna}$$

$$s \leq \text{mín}(16.21 \text{ cm}, s_{\text{máx}} = 60 \text{ cm})$$

Usar $s = 15 \text{ cm}$ estribos de $1/2''$ en la ubicación 100.4.

Paso 5: Revisión de Refuerzo longitudinal Proveído $V_s = 124.37 \left(\frac{16.21}{15}\right) = 134.44 \text{ Ton}$

$$A_{ps}f_{ps} + A_s f_y \geq \frac{|M_u|}{d_v \phi_f} + 0.5 \frac{N_u}{\phi_c} + \left(\left| \frac{V_u}{\phi_v} - V_p \right| - 0.5 V_s \right) \cot \theta$$

$$\frac{(17.10)(4200)}{1000} + \frac{(25.20)(18125)}{1000} \geq \frac{|288.80|}{189.51 \times 10^{-2}} + 0.5(0) + \left(\left| \frac{152.39}{0.9} - 0 \right| - 0.5(134.44) \right) (1)$$

$$528.57 \text{ Ton} > 254.507 \text{ Ton} \quad \text{OK}$$

Usar **Método 3: Procedimiento simplificado para secciones presforzadas y no presforzadas** [A5.8.3.4.3] para determinar el espaciamiento requerido de los estribos.

Paso 1: Dado $V_u = 152.39 \text{ Ton}$ y $M_u = 288.80 \text{ Ton.m}$

$$d_v \geq \text{máx} \begin{cases} 0.9d_e = 0.9(196.31) = 176.679 \text{ cm} \\ 0.72h = 0.72(210.00) = 151.2 \text{ cm} \\ d_e - a/2 = 196.31 - 12.34/2 = 189.51 \text{ cm.}, \quad \text{gobierna} \end{cases}$$

Paso 2: Cálculo del Momento de agrietamiento

$$M_{cre} = s_c \left[f_r + f_{cpe} - \frac{M_{dnc}}{S_{nc}} \right]$$

$$= 0.44 \left[449.45 + 1179.9 - \frac{101.33}{0.34} \right] = 585.71 \text{ Ton.m}$$

Paso 3: Cálculo de la resistencia a corte del concreto:

$$V_{ci} = 0.02 \sqrt{f'_c} b_v d_v + \frac{V_i M_{cre}}{M_{\text{máx}}} \geq 0.06 \sqrt{f'_c} b_v d_v$$

$$= 0.168 \sqrt{500} (20) (189.51) (10^{-3}) + \frac{(152.39)(585.71)}{(288.80)} \geq 0.504 \sqrt{500} (20) (189.51) (10^{-3})$$

$$= 323.294 \text{ Ton} \geq 42.68 \text{ Ton}$$

$$V_{cw} = \left(0.06 \sqrt{f'_c} + 0.30 f_{pc} \right) b_v d_v + V_p$$

$$V_{cw} = \left(0.504 \sqrt{500} + 0.30 \left(\frac{310.59}{0.686(10)} \right) \right) (20) (189.51) (10^{-3}) + 0$$

$$= 94.162 \text{ Ton}$$

Paso 4: Cálculo de la resistencia a corte requerida por los estribos.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c - V_p$$

$$= \frac{152.39}{0.9} - 94.162 - 0$$

$$= 75.16 \text{ Ton}$$

Paso 5: Determinar el espaciamiento de estribos

$$\cot \theta = 1.0 + 3 \left(\frac{Pf/A}{\sqrt{f'_c}} \right) = 1.0 + 3 \left(\frac{310.59/0.686/10}{\sqrt{500}} \right) = 1.72$$

$$A_v = 2(1.27) = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$s \leq \frac{A_v f_y d_v \cot \theta}{V_s} = \frac{(2.54)(4200)(189.51)(1.72)}{75.16 \times 10^3} = 46.24 \text{ cm}$$

$$v_u = \frac{|V_u - \phi V_p|}{\phi b_v d_v} = \frac{|152.39| \times 10^3}{0.9(20)(189.51)} = 44.675 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{v_u}{f'_c} = \frac{44.675}{500} = 0.089 < 0.125$$

Entonces

$$s_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = \text{m}\acute{\text{i}}\text{n} \begin{cases} 0.8d_v = 0.8(189.51) = 151.608 \text{ cm} \\ 24 \text{ in} = 60 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{gobierna}$$

$$s \leq \text{m}\acute{\text{i}}\text{n}(46.24 \text{ cm}, s_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = 60 \text{ cm})$$

Usar $s = 30 \text{ cm}$ estribos de $1/2''$ en la ubicaci3n 100.4.

Paso 6: Revisi3n de refuerzo longitudinal

Proveido $V_s = 75.16 \left(\frac{46.24}{30} \right) = 115.86 \text{ Ton}$

$$A_{ps} f_{ps} + A_s f_y \geq \frac{|M_u|}{d_v \phi_f} + 0.5 \frac{N_u}{\phi_c} + \left(\left| \frac{V_u}{\phi_v} - V_p \right| - 0.5 V_s \right) \cot \theta$$

$$\frac{(17.10)(4200)}{1000} + \frac{(25.20)(18125)}{1000} \geq \frac{|288.80|}{189.51 \times 10^{-2}} + 0.5(0) + \left(\left| \frac{152.39}{0.9} - 0 \right| - 0.5(115.86) \right) (1.72)$$

$$528.57 \text{ Ton} > 344.407 \text{ Ton} \quad \text{OK}$$

d) Resumen de los dise1nos por corte

Ver tablas 3.9, 3.10, 3.11, 3.12 y 3.13.

e) Corte Horizontal [A5.8.4]

Para la interfaces entre viga y losa que han sido vaceados en diferentes momentos. La resistencia nominal a corte puede ser tomada como:

$$V_{nh} = cA_{cv} + \mu(A_v f_y + P_c) \leq \text{m}\acute{\text{i}}\text{n} \begin{cases} \leq K_1 f'_c A_{cv} \\ \leq K_2 A_{cv} \end{cases}$$

Donde:

$$A_{cv} = \text{Área de concreto que participa en la transferencia de corte} = (100 \text{ cm})(1 \text{ cm}) = 100 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Tabla 3.9: Resumen de diseño por corte Método 2: [Apéndice B5]

	Ubicación					
	100.4	101	102	103	104	105
V_u (Ton)	152.39	137.02	109.36	81.70	54.03	26.37
M_u (Ton.m)	288.80	550.65	978.94	1284.86	1468.41	1529.59
V_p (Ton)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
d_v (cm)	189.51	189.51	189.35	189.26	189.24	189.24
v_u/f'_c	0.089	0.080	0.064	0.048	0.032	0.015
θ	22.20	30.44	31.76	27.96	27.19	27.22
$\varepsilon_x \times 10^3$	-0.0001	0.4918	0.6090	0.3652	0.3356	0.3534
β	3.40	2.58	2.53	2.93	3.09	3.15
V_c (Ton)	76.43	58.03	56.86	65.87	69.35	70.69
Requerido V_s (Ton)	92.89	94.22	64.65	24.90	-9.32	-41.38
Requerido s (cm)	53.19	36.42	50.33	60.00	60.00	60.00
Rev $A_s F_y + A_{ps} f_{ps} \geq B$	528.57	528.57	731.65	985.57	1087.16	1087.16
B	348.69	445.25	642.07	781.95	829.28	811.40
Proveido s (cm)	35	35	50	60	60	60

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.10: Resumen de diseño por corte Método 2: Procedimiento General

	Ubicación					
	100.4	101	102	103	104	105
V_u (Ton)	152.39	137.02	109.36	81.70	54.03	26.37
M_u (Ton.m)	288.80	550.65	978.94	1284.86	1468.41	1529.59
V_p (Ton)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
d_v (cm)	189.51	189.51	189.35	189.26	189.24	189.24
v_u/f'_c	0.089	0.080	0.064	0.048	0.032	0.015
ε_s	-0.00002	0.00115	0.00140	0.00076	0.00068	0.00071
θ	28.94	33.02	33.89	31.67	31.38	31.49
β	4.86	2.58	2.34	3.06	3.18	3.13
V_c (Ton)	109.24	57.95	52.62	68.58	71.34	70.25
Requerido V_s (Ton)	60.08	94.30	68.89	22.19	-11.31	-40.95
Requerido s (cm)	60.00	32.90	43.53	60.00	60.00	60.00
Rev $A_s F_y + A_{ps} f_{ps} \geq B$	528.57	528.57	731.65	985.57	1087.16	1087.16
B	348.69	445.25	642.07	781.95	829.28	811.40
Proveido s (cm)	30	30	40	60	60	60

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.11: Resumen de diseño por corte Método 1

	Ubicación					
	100.4	101	102	103	104	105
V_u (Ton)	152.39	137.02	109.36	81.70	54.03	26.37
M_u (Ton.m)	288.80	550.65	978.94	1284.86	1468.41	1529.59
V_p (Ton)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
d_v (cm)	189.51	189.51	189.35	189.26	189.24	189.24
v_u/f'_c	0.089	0.080	0.064	0.048	0.032	0.015
θ	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00
β	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
V_c (Ton)	44.96	44.96	44.92	44.90	44.89	44.89
Requerido V_s (Ton)	124.37	107.29	76.59	45.88	15.14	-15.59
Requerido s (cm)	16.21	18.79	26.31	43.90	60.00	60.00
Rev $A_s F_y + A_{ps} f_{ps} \geq B$	528.57	528.57	731.65	985.57	1087.16	1087.16
B	254.50	386.80	598.22	744.49	819.21	820.80
Proveido s (cm)	15	18	25	40	60	60

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.12: Resumen de diseño por corte Método 3

	Ubicación					
	100.4	101	102	103	104	105
V_u (Ton)	152.39	137.02	109.36	81.70	54.03	26.37
M_u (Ton.m)	288.80	550.65	978.94	1284.86	1468.41	1529.59
V_p (Ton)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
d_v (cm)	189.51	189.51	189.35	189.26	189.24	189.24
v_u/f'_c	0.089	0.080	0.064	0.048	0.032	0.015
V_{ci} (Ton)	323.29	123.35	62.84	48.14	42.62	42.62
V_{cw} (Ton)	94.16	94.16	115.22	140.24	149.86	149.86
θ	30.12	30.12	45.00	45.00	45.00	45.00
V_c (Ton)	94.16	94.16	62.84	48.14	42.62	42.62
Requerido V_s (Ton)	75.16	58.09	58.68	42.63	17.42	-13.32
Requerido s (cm)	46.24	59.84	34.34	47.24	60.00	60.00
Rev $A_s F_y + A_{ps} f_{ps} \geq B$	528.57	528.57	731.65	985.57	1087.16	1087.16
B	356.16	464.89	608.88	747.77	819.21	820.80
Proveido s (cm)	34	34	34	46	60	60

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.13: Distribución de estribos de forma conservadora para la viga pretensada

	Ubicación					
	100.4	101	102	103	104	105
Proveido s (cm)	20	25	30	30	30	30

Fuente: Elaboración propia.

A_{vf} = Área de refuerzo de corte que cruza el plano de corte = $2(1.27) = 2.54 \text{ cm}^2$ (2 ramas)

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero = 4200 kg/cm^2

f'_c = La menor resistencia a compresión del concreto = 280 kg/cm^2

Para concreto normal vacado in-situ sobre superficie de concreto. [A5.8.4.3]

c = factor de cohesión = 19.73 kg/cm^2

u = factor de fricción = 1.0

$K_1 = 0.3$

$K_2 = 1.80 \text{ ksi} = 126.81 \text{ kg/cm}^2$

P_c = Fuerza de compresión permanente normal al plano de corte

= losa+haunch+barrera

= $1.008 \text{ Ton/m} = 0.010 \text{ Ton/cm}$

Con tal que:

$$V_{nh} = 19.73 (100) (10^{-3}) + 1.0 \left[\left(\frac{2.54}{s} \right) (4.2) + 0.010 \right]$$

$$= 1.983 + \frac{10.668}{s} \text{ Ton/cm}$$

s = Espacimientto del refuerzo a corte, cm .

$$V_{nh} \leq \min \begin{cases} K_1 f'_c A_{cv} = (0.3) (280) (100) (10^{-3}) = 8.400 \text{ Ton/cm} \text{ gobierna} \\ K_2 A_{cv} = (126.81) (100) (10^{-3}) = 12.680 \text{ Ton/cm} \end{cases}$$

$$\phi_v V_{nh} \geq \eta V_{uh}$$

Donde:

V_{uh} = Fuerza horizontal debido a la barrera, asfalto y LL+IM. = $\frac{V_u}{d_v}$ Eq. [C5.8.4.2-6]

V_u = Fuerza de corte factorado debido a las cargas superpuestas en la sección compuesta.

$V_u = 1.25DC3 + 1.50DW + 1.75(LL + IM)$

$d_v = d_e - \frac{a}{2} = 195.68 - \frac{12.34}{2} = 189.51 \text{ cm}$

Asumimos la sección crítica para corte horizontal igual a la ubicación de la sección crítica para corte vertical.

Para la ubicación 100.4

$$V_u = 1.25(0) + 1.5(8.73) + 1.75(42.18) = 86.91 \text{ Ton}$$

$$V_{uh} = \frac{86.91}{189.51} = 0.459 \text{ Ton/cm}$$

Requerido para diseño

$$V_{nh} = \frac{V_{uh}}{\phi} = \frac{0.459}{0.9}$$

$$= 0.510 \text{ Ton/cm} < 8.400 \text{ Ton/cm} \quad OK$$

Ecuación requerida V_{nh} con la condición de que V_{nh} satisfaga

$$0.51 = 1.983 + \frac{10.668}{s}$$

$$s \leq 0, \text{ no requiere refuerzo}$$

Mínimo refuerzo por corte en la interface [A5.8.4.4-1]

$$A_{vf} \geq \frac{0.05b_v}{f_y} \text{ in}^2/\text{in} = \frac{3.515b_v}{f_y} \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$= \frac{3.515(100)}{4200} = 0.084 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

El refuerzo por corte provisto cerca al apoyo para resistir el corte vertical son: estribos 1/2" espaciados a $s = 30 \text{ cm}$.

Provisto

$$A_{vf} = \frac{2.54}{30}$$

$$= 0.085 \text{ cm}^2/\text{cm} > \text{mín } A_{vf} \quad OK$$

Usar $s = 30 \text{ cm}$ para la ubicación 100.4. Por inspección, el corte horizontal no gobierna el espaciamiento para el resto de ubicaciones.

f) Revisión de detalles

Zona de anclaje [A5.10.10]

La resistencia bursting previsto por el refuerzo transversal en el estado límite de servicio puede ser tomado como [A5.10.10.1]

$$P_r = f_s A_s \quad (3.2.1)$$

Donde

f_s = Esfuerzo en el acero que no debe exceder los 20ksi

A_s = Área total de refuerzo transversal dentro de los $h/4$ en el apoyo de la viga.

h = Altura de viga prefabricada = 1.90 m

La resistencia P_r no puede ser menor que el 4% de la fuerza de pretensado después de la transferencia.

$$\begin{aligned} F_{pbt} &= f_{pct} A_{ps} \\ &= (0.75 \times 18600) (56) (10^{-3}) = 781.2 \text{ Ton} \\ P_r &= A_s f_s \geq 0.04 (781.2) = 31.248 \text{ Ton} \\ A_s &\geq \frac{31.248 \times 10^{-3}}{20 \times 70.45} = 22.18 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Dentro de $\frac{h}{4} = \frac{1.90}{4} = 0.475 \text{ m}$

Número de estribos de 5/8"

$$\frac{22.18}{2 \times 1.98} = 5.60$$

Usar 6 estribos de 5/8" 1@5cm, y 5@7.5cm. En el eje de apoyo de la viga.

Zona de confinamiento [A5.10.10.2]

Para la distancia de $1.5h = 1.5(1.9) = 2.85 \text{ m}$ del eje de apoyo, el refuerzo no debe ser menor que 3/8" espaciados a 15 cm, será colocado para confinar el acero de preesfuerzo en la cara inferior de la viga.

Usar 19 de 3/8" espaciados a 15 cm. Estribos de forma cerrada para los torones.

3.2.8.3. Sketch del diseño

El diseño de la viga de concreto pretensada es resumido en la figura 3.14 y en el anexo A.15.

3.2.9. Diseño con vigas postensadas

3.2.9.1. Verificación en Estado Límite de Servicio

1. Esfuerzos límites para los tendones pretensados (Tabla 2.2)[A5.9.3]

$$f_{pu} = 18900 \text{ kg/cm}^2, \text{ Baja relajación } 0.6 - \text{ in.}, \text{ siete alambres finamente torcidos}$$

$$f_{py} = 0.9 f_{pu} = 0.9(18900) = 17010 \text{ kg/cm}^2 \quad [\text{Tabla A5.4.4.1-1}]$$

$$A = 1.4 \text{ cm}^2$$

$$E_p = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \quad [\text{A5.4.4.2}]$$

Postensado [Tabla A5.9.3-1]

Previo al asiento

$$f_{pbt} = 0.90f_{py} = 0.90(17010) = 15309 \text{ kg/cm}^2$$

En la zona de anclaje inmediatamente después de la pérdida por anclaje

$$f_s = 0.70f_{pu} = 0.70(18900) = 13230 \text{ kg/cm}^2$$

En otra parte a lo largo del miembro lejos de la zona de anclaje inmediatamente después del deslizamiento del anclaje

$$f_s = 0.74f_{pu} = 0.74(18900) = 13986 \text{ kg/cm}^2$$

En el estado límite de servicio después de todas las pérdidas 2.3

$$f_{pe} = 0.80f_{py} = 0.80(17010) = 13608 \text{ kg/cm}^2$$

Una revisión de los valores en la tabla 3.15 indica que ninguno de los esfuerzos es excedido.

2. Esfuerzos límites para el concreto (Tablas 2.3 y 2.4) [A5.9.4]:

$$f'_c = 450 \text{ kg/cm}^2, \quad \text{Resistencia de compresión a los 28 días}$$

$$f'_{ci} = 0.80f'_c = 360 \text{ kg/cm}^2, \quad \text{Resistencia del concret en la transferencia}$$

Esfuerzos limite inmediatamente después de perdidas instantáneas en el postensado (compresión $-$, tensión $+$):

Compresión

$$f_{ci} = -0.6f'_{ci} = -0.6(360) = -216 \text{ kg/cm}^2 \quad [\text{A5.9.4.1.1}]$$

Esfuerzo de tracción [A5.9.4.1.2-1]

Con armadura adherente

$$f_{ti} = 0.24\sqrt{f'_{ci}} \text{ ksi} = 2\sqrt{f'_{ci}} \text{ kg/cm}^2 = 2\sqrt{360} \text{ kg/cm}^2 = 37.94 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos en estado límite de servicio después de todas las pérdidas

(compresión $-$, tensión $+$):

Esfuerzo de compresión

$$f_c = -0.45f'_c = -0.45(450) = -202.50 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Servicio I}$$

Esfuerzo de tensión

$$f_t = 0.19\sqrt{f'_c} \text{ ksi} = 1.6\sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2 = 1.6\sqrt{450} \text{ kg/cm}^2 = 33.94 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Servicio III}$$

Módulo de elasticidad [A5.4.2.4]

$$E_{ci} = 0.136w_c^{1.5}\sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2 = 0.136(2400)^{1.5}\sqrt{360} \text{ kg/cm}^2 = 303394.02 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 0.136w_c^{1.5}\sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2 = 0.136(2400)^{1.5}\sqrt{450} \text{ kg/cm}^2 = 339204.83 \text{ kg/cm}^2$$

3. Selección preliminar de los tendones de postensado

Controlado por los esfuerzos en el estado límite de servicio o por la resistencia bajo cargas factoradas. Para la condición final de carga, es necesario la sección transversal compuesta. Para transformar la viga AASTHO y la losa en una viga equivalente, el ratio es tomado como $n = \sqrt{\frac{280}{450}} = 0.789$ Si usamos el ancho efectivo de ala de 2.05m. Para la viga exterior, la sección compuesta con sus dimensiones es mostrada en la figura 3.15.

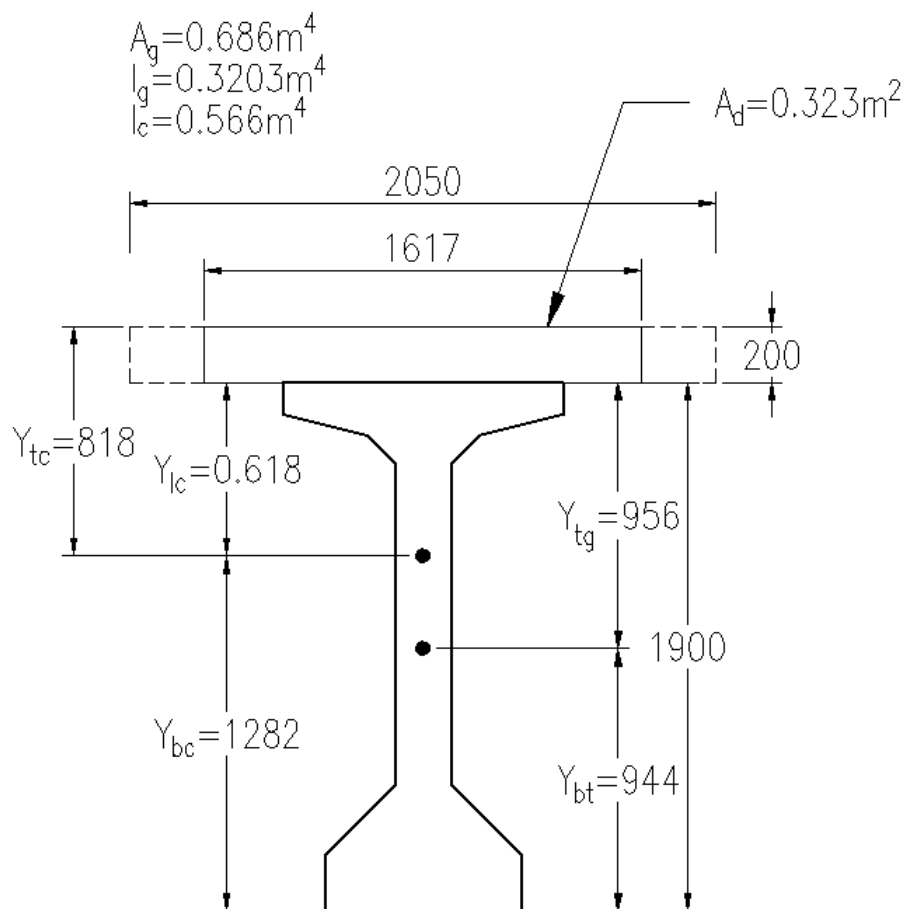


Figura 3.15: Propiedades de la sección compuesta.

Las propiedades para la viga son los siguientes:

$$\begin{aligned}
 A_g &= 0.686 \text{ m}^2 \\
 I_g &= 0.3203 \text{ m}^4 \\
 S_{tg} &= \frac{I_g}{y_{tg}} = \frac{0.3203}{0.9560} = 0.335 \text{ m}^3 \\
 S_{bg} &= \frac{I_g}{y_{bg}} = \frac{0.3200}{0.9440} = 0.339 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

Las propiedades para la sección compuesta están calculados en la parte de abajo. La distancia del eje neutro a la cara superior de la losa es

$$\begin{aligned}
 y_{tc} &= \frac{(0.686)(0.20 + 0.956) + (0.323)(0.1)}{0.686 + 0.323} \\
 &= 0.818 \text{ m} \\
 I_c &= 0.3203 + (0.686)(0.956 - 0.618)^2 + \frac{(1.617)(0.2)^3}{12} + (0.323)(0.818 - 0.1)^2 \\
 &= 0.566 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{tc} &= \frac{I_c}{y_{tc}} = \frac{0.566}{0.818} = 0.693 \text{ m}^3 && \text{(cara superior de losa)} \\
 S_{ic} &= \frac{I_c}{y_{ic}} = \frac{0.566}{0.618} = 0.917 \text{ m}^3 && \text{(cara superior de viga)} \\
 S_{bc} &= \frac{I_c}{y_{bc}} = \frac{0.566}{1.282} = 0.442 \text{ m}^3 && \text{(cara inferior de viga)}
 \end{aligned}$$

Análisis Preliminar – Viga Exterior en el Centro de Luz

El mínimo valor de la fuerza de postensado de F_f para que la tensión en la fibra inferior de la viga en el centro no exceda el límite de $33.94 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ en la sección compuesta bajo el estado final de Servicio III.

$$f_{bg} = -\frac{F_f}{A_g} - \frac{F_f e_g}{S_{bg}} + \frac{M_{DC1} + M_{DC2}}{S_{bg}} + \frac{M_{DC3} + M_{DW} + M_L}{S_{bc}} \leq 33.94 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Donde:

M_{DC1} = Momento debido al peso propio de la viga = 354.44 Ton.m

M_{DC2} = Momento debido al peso de la losa y diafragma = 224.39 Ton.m

M_{DC3} = Momento debido al peso de la barrera = 102.30 Ton.m

M_{DW} = Momento debido a la carga de asfalto = 78.15 Ton.m

M_L = Momento debido a la carga viva + impacto (Servicio III) = $0.8(413.59) = 330.872 \text{ Ton.m}$

e_g = Distancia del centro de gravedad de la viga al centro de los cables pretensando
 = $0.944 - 0.19 = 0.754 \text{ m}$ (Valor estimado $\bar{y}_{ps} = 0.1h_g = 0.19 \text{ m}$)

Igualar el esfuerzo de tracción con el esfuerzo límite para determinar la fuerza de pretensado.

$$\begin{aligned}
 f_{bg} &= -\frac{F_f}{0.686} - \frac{F_f(0.754)}{0.339} + \frac{(354.44 + 224.39)}{0.339} + \frac{(102.30 + 78.15 + 330.872)}{0.442} \leq 339.4 \\
 &= -F_f(1.458 + 2.224) + 1706.29 + 1157.75 \leq 339.4 \\
 (3.682)F_f &\geq 2524.64 \\
 F_f &\geq \frac{2524.64}{3.682} = 686 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

Asumiendo que el esfuerzo en cada torón después de todas las pérdidas es $0.6f_{pu} = 0.6(18900) = 11340 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

$$A_{ps} \geq \frac{F_f}{0.6f_{pu}} = \frac{686}{11340} = 60.49 \text{ cm}^2$$

Número de torones de 0.6-in ($A_{\text{torón}} = 1.4 \text{ cm}^2$) = $60.49/1.4 = 43.20$

Cuarenta y cuatro torones de 0.6-in; $A_{ps} = 44(1.4) = 61.6 \text{ cm}^2$ Fig. 3.16.

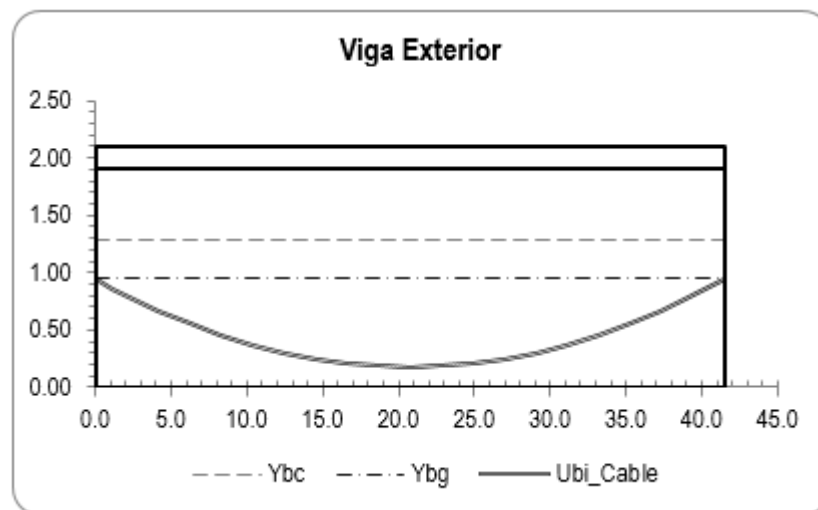


Figura 3.16: Perfil del postensado.

Nota: Otras iteraciones de torones se hicieron previamente. Solo la iteración final se muestra.

$$\bar{y}_{cl} = 0.180 \text{ m}$$

$$e_{cl} = 0.944 - 0.180 = 0.764 \text{ m}$$

$$\bar{y}_{apoyo} = 0.944 \text{ m}$$

$$e_{apoyo} = 0.944 - 0.944 = 0 \text{ m}$$

Tabla 3.14: Ubicación del cable en el apoyo y en centro tomando como referencia la base de la viga

Ubicación	Y (m)	e (m)	α (rad)	$\cos \alpha$
100	0.944	0.000	-0.074	0.997
100.3	0.840	0.104	-0.068	0.998
101	0.669	0.275	-0.059	0.998
102	0.455	0.489	-0.044	0.999
103	0.302	0.642	-0.029	1.000
104	0.211	0.734	-0.015	1.000
105	0.180	0.764	0.000	1.000
106	0.211	0.734	0.015	1.000
107	0.302	0.642	0.029	1.000
108	0.455	0.489	0.044	0.999
109	0.669	0.275	0.059	0.998
110	0.944	0.000	0.074	0.997

Fuente: Elaboración propia.

4. Evaluación de pérdidas en el Postensado [A5.9.5]

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pAT} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT} \quad [A5.9.5.1 - 2]$$

Donde:

Δf_{pT} = Pérdidas totales (Kg/cm²)

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

Δf_{pAT} = Pérdida por deslizamiento de anclaje (Kg/cm²)

Δf_{pES} = Perdida por acortamiento elástico del concreto (Kg/cm²)

Δf_{pLT} = Pérdidas por dependientes del tiempo shrinkage y creep del concreto y relajación del acero de pretensado (Kg/cm²)

a) Pérdida por fricción Δf_{pF} [5.9.5.2.2b-1]

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

Donde:

f_{pj} = Esfuerzo en el acero de postensado en el apoyo (Kg/cm²)

x = Longitud del tendón postensado entre dos puntos (m)

K = Coeficiente de fricción intencional por curvatura = 0.00066 (1/m)

μ = Coeficiente de fricción no intencional = 0.25 (1/rad)

α = Suma de valores absolutos del cambio angular de preesforzado entre dos puntos.

El factor de fricción a lo largo de la viga se muestra en la tabla 3.15.

b) Pérdida por deslizamiento de anclaje Δf_{pAT}

Un pequeño acortamiento en el tendón es necesario para que la cuña sienta en el apoyo. Para el diseño un desplazamiento típico es asumido (Un valor estandar es de $\Delta L = 0.006$ metros). El esfuerzo efectivo del tendón postensado en el apoyo es reducido debido al acortamiento del tendón. Esta pérdida localizada del esfuerzo en el tendón es llamado deslizamiento del anclaje. El deslizamiento del anclaje es representado en la figura 3.17. Asumimos un deslizamiento de anclaje de 0.006m y usamos las pérdidas por fricción en

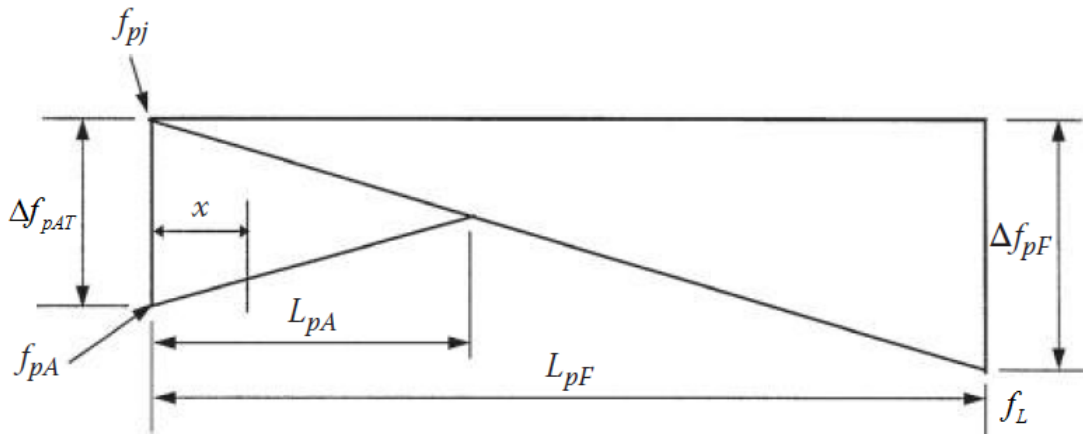


Figura 3.17: Modelo del deslizamiento del anclaje [2].

el anclaje muerto para calcular Δf_{pF} . Asumimos un esfuerzo en los tendones de 75% de la resistencia última del acero de preesfuerzo.

$$f_{pj} = 0.75 f_{pu} = 14175 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo en el anclaje muerto después de las pérdidas por fricción es:

$$f_L = f_{pj} (\text{Factor de fricción}) = 14175 (0.938) = 13294.3 \text{ kg/cm}^2$$

Δf_{pF} Representa la pérdida por fricción entre dos puntos:

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} - f_L = 880.7 \text{ kg/cm}^2$$

La longitud que afecta la pérdida por deslizamiento de anclaje es:

$$L_{pa} = \sqrt{\frac{(E) (\Delta L) (L_{pF})}{\Delta f_{pF}}}$$

$$L_{pa} = \sqrt{\frac{(2 \times 10^6) (0.006) (41.5)}{880.7}} = 23.78 \text{ m}$$

La pérdida total de esfuerzo por deslizamiento de anclaje es:

$$\Delta f_{pAT} = \frac{2(E)(\Delta L)}{L_{pa}}$$

$$\Delta f_{pAT} = \frac{2(2 \times 10^6)(0.006)}{23.78} = 1009.27 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo en el anclaje es:

$$f_{pA} = f_{pj} - \Delta f_{pAT} = 14175 - 1009.27 = 13165.73 \text{ kg/cm}^2$$

c) Acortamiento elástico, Δf_{pES} [A5.9.5.2.3b]

Para el cálculo del acortamiento elástico usaremos la ecuación [C5.9.5.2.3b-1]:

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \frac{A_{ps} f_{pbt} (I_g + e_{cl}^2 A_g) - e_{cl} M_g A_g}{A_{ps} (I_g + e_{cl}^2 A_g) + \frac{A_g I_g E_{ci}}{E_s}}$$

Donde:

N = Número de tendones de postensado.

A_{ps} = Área de acero de postensado (m^2).

f_{pbt} = Esfuerzo de postensado inmediatamente después de la transferencia $0.9(f_{py}) = 0.9(17010) = 15309 \text{ kg/cm}^2$.

I_g = Momento de inercia de la viga (m^4).

e_{cl} = Excentricidad en el centro de luz (m).

A_g = Área de la viga postensada (m^2).

M_g = Momento debido al peso propio de la viga ($Ton.m$).

$$\Delta f_{pES} = \frac{4-1}{2(4)} \frac{(61.60 \times 10^{-4})(15309 \times 10)(0.320 + 0.764^2 \times 0.686) - 0.764 \times 354.44 \times 0.686}{(61.60 \times 10^{-4})(0.320 + 0.764^2 \times 0.686) + \frac{0.686 \times 0.320 \times 303394.02}{2 \times 10^6}}$$

$$= 4904.6/10 = 490.46 \text{ kg/cm}^2$$

d) Estimación Aproximada de las pérdidas dependientes del tiempo Δf_{pLT} [A5.9.5.3]

Las pérdidas a largo plazo son la combinación de las siguientes tres pérdidas:

1) Shrinkage del concreto Δf_{pSH}

Disecación del concreto. La evaporación del agua libre causa la pérdida de volumen en el concreto, este es un proceso conocido como disecación del concreto (Shrinkage). Las ecuaciones empericas desarrolladas se basan en la resistencia del concreto y la humedad relativa donde se colocará el puente [1].

2) Creep Δf_{pCH}

Es un fenómeno de incremento gradual de la deformación del concreto bajo cargas sostenidas. El creep es determinado por la humedad relativa del sitio donde se

colocara el puente, la resistencia del concreto, la superficie bruta de la viga de concreto, área de acero de postensado y esfuerzo inicial en el apoyo [1].

3) Relajación del acero Δf_{pR}

La relación del acero es un fenómeno de reducción gradual del esfuerzo cuando la tensión es constante en el tiempo.

Las pérdidas dependientes del tiempo, Δf_{pLT} debido al creep del concreto, shrinkage y relajación del acero puede ser estimado usando.

$$\Delta f_{pSH} = 12.0(1.7 - 0.01H) \frac{5}{1 + f'_{ci}}$$

$$\Delta f_{pCH} = 10.0 \frac{f_{pj} A_{ps}}{A_g} (1.7 - 0.01H) \frac{5}{1 + f'_{ci}}$$

$$\Delta f_{pR} = 2.4 \text{ ksi} \quad \text{A5.9.5.3-1}$$

$$\Delta f_{pLT} = \Delta f_{pSH} + \Delta f_{pCH} + \Delta f_{pR}$$

Donde:

f_{pj} = Esfuerzo de pretensado inmediatamente después de la transferencia.

H = Promedio de humedad relativa %.

Para Lima $H = 85\%$

$$\Delta f_{pSH} = 12.0(1.7 - 0.01(85)) \frac{5}{1 + \frac{360}{70.3057}} = 8.333$$

$$\Delta f_{pCH} = 10.0 \frac{(14175/70.3057)(61.60)}{(0.686)} (1.7 - 0.01(85)) \frac{5}{1 + \frac{360}{70.3057}} = 12.572$$

$$\Delta f_{pR} = 2.4 \text{ ksi} \quad \text{Para acero de baja relación}$$

$$\Delta f_{pLT} = 8.333 + 12.572 + 2.4 = 23.304 \text{ ksi}$$

$$\Delta f_{pLT} = 23.304 \times 70.3057 = 1638.424 \text{ kg/cm}^2$$

e) Total de Pérdidas:

$$\Delta f_{pT} = (\text{Pérdidas Iniciales}) + (\text{Pérdidas dependientes del tiempo})$$

$$\Delta f_{pT} = (\Delta f_{pF} + \Delta f_{pAT} + \Delta f_{pES}) + (\Delta f_{pLT})$$

$$\Delta f_{pT} = (447.40 + 128.59 + 490.46) + (1638.42)$$

$$= 2704.87 \text{ kg/cm}^2$$

En la tabla 3.15 se resume los esfuerzos en el tendón en diez puntos a lo largo del tramo. Las pérdidas asociadas con las fricción, deslizamiento del anclaje, acortamiento elástico, shrinkage, creep y relajación del acero son presentados. Los esfuerzos iniciales y finales también son presentados.

Tabla 3.15: Esfuerzos en el tendón.

Ubicación	Factor de Fricción	Pérdidas de presfuerzo (kg/cm ²)						
		f_{pj}	Δf_{pAT}	$f_{pj} - \Delta f_{pAT}$	Δf_{pES}	f_{pi}	Δf_{pLT}	f_{pf}
100	1.000	14175.0	1009.3	13165.7	490.5	12675.3	1638.4	11036.9
100.3	0.998	14150.0	960.7	13189.3	490.5	12698.8	1638.4	11060.4
101	0.994	14084.5	833.1	13251.4	490.5	12760.9	1638.4	11122.5
102	0.987	13994.5	657.0	13337.5	490.5	12847.0	1638.4	11208.6
103	0.981	13905.0	480.9	13424.1	490.5	12933.7	1638.4	11295.3
104	0.975	13816.0	304.7	13511.3	490.5	13020.8	1638.4	11382.4
105	0.968	13727.6	128.6	13599.0	490.5	13108.6	1638.4	11470.1
106	0.962	13639.7	0.0	13639.7	490.5	13149.3	1638.4	11510.9
107	0.956	13552.5	0.0	13552.5	490.5	13062.0	1638.4	11423.6
108	0.950	13465.8	0.0	13465.8	490.5	12975.3	1638.4	11336.9
109	0.944	13379.7	0.0	13379.7	490.5	12889.3	1638.4	11250.9
110	0.938	13294.3	0.0	13294.3	490.5	12803.9	1638.4	11165.4

5. Cálculo de esfuerzos en la viga inmediatamente después de las pérdidas instantáneas

En el centro de luz

$$\begin{aligned}
 f_{pi} &= 0.75f_{pu} - (\Delta f_{pF} + \Delta f_{pAT} + \Delta f_{pES}) \\
 &= 0.75(18900) - (447.40 + 128.59 + 490.46) = 13108.6 \text{ kg/cm}^2 \\
 F_i &= f_{pi}A_{ps} \cos \alpha = 13108.6(61.60)(1.00) = 807487 \text{ kg} = 807.487 \text{ Ton} \\
 e_{cl} &= 0.764 \text{ m.}
 \end{aligned}$$

En el centro de luz, los esfuerzos en la cara superior de la viga son:

$$\begin{aligned}
 f_{ti} &= -\frac{F_i}{A_g} + \frac{F_i e_{cl}}{S_{tg}} - \frac{M_{dg}}{S_{tg}} \\
 &= -\frac{807.487}{0.686} + \frac{(807.487)(0.764)}{0.335} - \frac{354.44}{0.335} \\
 &= -393.4 \text{ Ton/m}^2 = -39.34 \text{ kg/cm}^2 < 37.94 \text{ kg/cm}^2 \quad OK
 \end{aligned}$$

Recordar que: Negativo denota compresión.

En el centro de luz, el esfuerzo de compresión es revisado en la cara inferior de la viga

$$\begin{aligned}
 f_{bi} &= -\frac{F_i}{A_g} - \frac{F_i e_{cl}}{S_{bg}} + \frac{M_{dg}}{S_{bg}} \\
 &= -\frac{807.487}{0.686} - \frac{(807.487)(0.764)}{0.339} + \frac{354.44}{0.339} \\
 &= -1951.2 \text{ Ton/m}^2 = -195.12 \text{ kg/cm}^2 > -216 \text{ kg/cm}^2 \quad OK
 \end{aligned}$$

En el apoyo

$$\begin{aligned}
 f_{pi} &= 0.75f_{pu} - (\Delta f_{pF} + \Delta f_{pAT} + \Delta f_{pES}) \\
 &= 0.75(18900) - (0 + 1009.3 + 490.46) = 12675.3 \text{ kg/cm}^2 \\
 F_i &= f_{pi}A_{ps} \cos \alpha = 12675.3(61.60)(0.997) = 778454 \text{ kg} = 778.454 \text{ Ton} \\
 e_{apoyo} &= 0 \text{ m.}
 \end{aligned}$$

En el extremo de la viga, el momento por peso propio es cero y la tensión en la cara superior es:

$$\begin{aligned}
 f_{ii} &= -\frac{F_i}{A_g} + \frac{F_i e_{apoyo}}{S_{ig}} \\
 &= -\frac{778.454}{0.686} + \frac{(778.454)(0)}{0.335} \\
 &= -1134.4 \text{ Ton/m}^2 = -113.44 \text{ kg/cm}^2 < 37.94 \text{ kg/cm}^2 \quad OK
 \end{aligned}$$

Y la compresión es revisada en la cara inferior.

$$\begin{aligned}
 f_{bi} &= -\frac{F_i}{A_g} - \frac{F_i e_{apoyo}}{S_{bg}} \\
 &= -\frac{778.454}{0.686} - \frac{(778.454)(0)}{0.339} \\
 &= -1135.1 \text{ Ton/m}^2 = -113.51 \text{ kg/cm}^2 > -216 \text{ kg/cm}^2 \quad OK
 \end{aligned}$$

En este caso, la sección esta en compresión en la cara inferior y la cara superior.

6. Cálculo de esfuerzos en la viga después de las pérdidas totales

Usar todas las pérdidas estimadas para determinar la fuerza de postensado final.

$$\begin{aligned}
 f_{pf} &= 0.75f_{pu} - \Delta f_{pT} = 0.75(18900) - 2704.87 \\
 &= 11470.13 \text{ kg/cm}^2 \\
 F_f &= 11470.13(61.6)(1.0) = 706560 \text{ kg} = 706.560 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

En el centro de luz

$$\begin{aligned}
 f_{if} &= -\frac{F_f}{A_g} + \frac{F_f e_{cl}}{S_{fg}} - \frac{M_{DC1} + M_{DC2}}{S_{fg}} - \frac{M_{DC3} + M_{DW} + M_L}{S_{ic}} \quad (\text{Cara superior de viga}) \\
 &= -\frac{706.560}{0.686} + \frac{(706.560)(0.764)}{0.335} - \frac{354.44 + 224.39}{0.335} - \frac{102.30 + 78.15 + 413.59}{0.917} \quad \text{Servicio I} \\
 &= -1793.8 \text{ Ton/m}^2 = -179.38 \text{ kg/cm}^2 > -202.50 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{bf} &= -\frac{F_f}{A_g} - \frac{F_f e_{cl}}{S_{bg}} + \frac{M_{DC1} + M_{DC2}}{S_{bg}} + \frac{M_{DC3} + M_{DW} + M_L}{S_{bc}} \quad (\text{Cara inferior de viga}) \\
 &= -\frac{706.560}{0.686} + \frac{(706.560)(0.764)}{0.339} - \frac{354.44 + 224.39}{0.339} - \frac{102.30 + 78.15 + 0.8 \times 413.59}{0.442} \quad \text{Servicio III} \\
 &= 242.5 \text{ Ton/m}^2 = 24.25 \text{ kg/cm}^2 < 33.94 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{ic} &= -\frac{M_{DC3} + M_{DW} + M_L}{S_{ic}} \quad (\text{Cara superior de losa}) \\
 &= -\frac{102.30 + 78.15 + 413.59}{0.693} \\
 &= -857.5 \text{ Ton/m}^2 = -85.75 \text{ kg/cm}^2 > -202.50 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

Cuarenta y cuatro torones de 0.6-in de baja relajación satisfacen el estado límite de servicio.

7. Verificación en el estado límite de fatiga [A5.5.3]

Utilizar el mismo diseño como en la sección 3.2.8.1.

8. Cálculo de la deflexión y contraflecha

Utilizar el mismo diseño como en la sección 3.2.8.1.

3.2.9.2. Verificación en Estado Límite de Resistencia

1. Flexión

a) Esfuerzo en el tendón adherido [A5.7.3.1.1]

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right)$$

Donde:

$$\begin{aligned}
 k &= 2 \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) \\
 &= 2 \left(1.04 - \frac{17010}{18900} \right) = 0.28
 \end{aligned}$$

Utilizando la sección no transformada para comportamiento elástico $b_w=b$. (Fig. 3.15)

$$\begin{aligned}
 b &= 205 \text{ cm} \\
 d_p &= (210 - 18) = 192 \text{ cm} \\
 f'_c &= 500 \text{ kg/cm}^2 \\
 A_s &= 17.10 \text{ cm}^2 \quad A_{ps} = 56 \text{ cm}^2 \\
 \beta_1 &= 0.85 - (0.05) \left(\frac{450 - 280}{70.45} \right) = 0.73 \quad [\text{A5.7.2.2}]
 \end{aligned}$$

Asumimos una sección rectangular y revisamos si la zona en compresión se encuentra dentro de la losa.

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_s}{0.85 f'_c \beta b_w + k A_{ps} (f_{pu}/d_p)} \quad [\text{A5.7.3.1.1-4}]$$

Con $b_w = b = 205 \text{ cm}$

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{(61.60)(18900) + (17.10)(4200)}{0.85(450)(0.73)(205) + 0.28(61.60)(18900/192)} \\
 &= 20.99 \text{ cm} > t_s = 20 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Como $c > t_s = 20$ entonces se usará la siguiente ecuación

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_s - A'_s f'_s - 0.85 f'_c (b - b_w) h_f}{0.85 f'_c \beta b_w + k A_{ps} (f_{pu}/d_p)} \quad [\text{A5.7.3.1.1-3}] \\
 &= \frac{(61.60)(18900) + (17.10)(4200) - 0.85(450)(205 - 100)(20)}{0.85(450)(0.73)(205) + 0.28(61.60)(18900/192)} \\
 &= 7.35 \text{ cm} \\
 f_{ps} &= 18900 [1 - 0.28(7.35/192)] = 18697.4 \text{ kg/cm}^2 \\
 T_p &= A_{ps} f_{ps} = 61.60(18697.4) = 1152 \times 10^3 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

b) Resistencia factorada a la flexión [A5.7.3.2.2]

$$\begin{aligned}
 a &= \beta_1 c = (0.73)(7.35) = 5.26 \text{ cm} \\
 \epsilon_s &= 0.003 \left(\frac{d_p - c}{c} \right) \\
 &= 0.003 \left(\frac{192 - 7.35}{7.35} \right) = 0.075 \\
 \epsilon_s &\geq 0.005 \\
 \phi &= 1.0
 \end{aligned}$$

de la ecuación [A5.7.3.2.2-1]

$$\begin{aligned}\phi M_n &= \phi \left[A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) \right] \\ &= 1.0 \left[1152 \times 10^3 \left(192 - \frac{5.26}{2} \right) + 17.10 (4200) \left(200 - \frac{5.26}{2} \right) \right] \\ \phi M_n &= 2322 \text{ Ton.m} > M_u = 1692 \text{ Ton.m} \quad OK\end{aligned}$$

c) Límite para las armaduras [A5.7.3.3]

- Refuerzo mínimo [A5.7.3.3.2] Para cualquier sección, la cantidad de presfuerzo y la tensión de refuerzo no pretensado puede ser adecuado para desarrollar una resistencia a flexión factorado M_r para el menor de:
- El momento de agrietamiento M_{cr} determinado en base a la distribución elástica de esfuerzos y el módulo de ruptura del concreto f_r , ó
- 1.33 veces el momento último factorado para el estado Límite de Resistencia I.

Revisando en el centro de luz: El momento de agrietamiento puede ser tomado como [Eq. A5.7.3.3.2-1]

$$M_{cr} = \gamma_3 \left[(\gamma_1 f_r + \gamma_2 f_{cpe}) S_c - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right]$$

Donde:

f_{cpe} = Esfuerzo de compresión en el concreto debido solo a la fuerza efectiva de preesforzado (después de todas las pérdidas)

$$\begin{aligned}&= -\frac{F_f}{A_g} - \frac{F_f e_{cl}}{S_{bg}} \\ &= -\frac{706.560}{0.686} - \frac{706.560 (0.764)}{0.339} = -2621.6 \text{ Ton/m}^2\end{aligned}$$

f_r = Módulo de ruptura

$$\begin{aligned}&= 2.01 \sqrt{f'_c} = 2.01 \sqrt{450} = 42.639 \text{ Kg/cm}^2 \\ &= 426.39 \text{ Ton/m}^2\end{aligned}$$

M_{dnc} = El momento total de carga muerta actuando en la sección no compuesta

$$M_{DC1} + M_{DC2} = 578.83 \text{ Ton/m}^2$$

S_c = Módulo de sección para la fibra extrema de la sección compuesta donde el esfuerzo de tensión es causado por la carga externa aplicada = $S_{bc} = 0.442 \text{ m}^3$

S_{nc} = Módulo de sección para la fibra extrema de la sección no compuesta donde la tensión de esfuerzo es causado por cargas externas = $S_{bg} = 0.339 \text{ m}^3$

γ_1 = Factor de flexión de agrietamiento. Para todas las demás estructuras de concreto = 1.60

γ_2 = Factor de variabilidad del presforzado. Para tendones adheridos = 1.10

γ_3 = Ratio mínimo especificado de fluencia a tensión del acero. Para estructuras de concreto preesforzado = 1.00

$$M_{cr} = 1.0 \left[(1.6(426.39) + 1.10(2621.6))0.442 - 578.83 \left(\frac{0.442}{0.339} - 1 \right) \right]$$

$$= 1400.14 \text{ Ton.m}$$

En el centro de luz, el momento factorado requerido por Resistencia I es: $M_u = 1692.41 \text{ Ton.m}$ (Tabla 3.7), de modo que $1.33M_u = 2250.91 \text{ Ton.m}$ Entonces $M_{cr} < 1.33M_u$, El M_{cr} requiere control.

$$M_r = \phi M_u = 2322.23 \text{ Ton.m} > M_{cr} = 1400.14 \text{ Ton.m} \quad OK$$

Cuarenta y cuatro torones de 0.6-in de baja relajación satisfacen el estado límite de resistencia.

2. Corte [A5.8]

a) En general la resistencia nominal a corte V_n puede ser el menor valor de [A5.8.2.3.3]

$$V_n = V_C + V_S + V_P$$

$$V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_P$$

En donde la resistencia al concreto es:

$$V_c = 0.0316\beta\sqrt{f'_c}b_v d_v \text{ kips} = 0.265\beta\sqrt{f'_c}b_v d_v \text{ kg}$$

Y la resistencia nominal del refuerzo transversal a corte es:

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v \cot \theta}{s}$$

Para refuerzo vertical $\alpha = 90^\circ$ [C5.8.3.3-1]

Donde:

b_v = ancho del alma (cm)

d_v = altura de corte efectiva no menor que $0.9d_e$ o $0.72h$ (cm)

s = espaciamiento de estribos (cm)

β = factor que indica la capacidad del concreto fisurado diagonalmente a transmitir tracción.

θ = ángulo de inclinación de las tensiones de compresión diagonal.

A_v = Refuerzo vertical (cm²)

V_p = Componente de fuerza de pretensado en la dirección aplicada del corte. Positivo si resiste el corte aplicado (kg)

$$\phi_v = 0.9 \quad [A5.5.4.2.1] \quad \eta_1 = \eta = 1.0$$

En el centro de la viga:

$$d_e = \frac{A_{ps}f_{ps}d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps}f_{ps} + A_s f_y} = 192.47 \text{ cm}$$

$$d_v = d_e - \frac{a}{2}$$

$$d_v \geq \text{máx} \begin{cases} 0.9d_e = 0.9(192.47) = 173.223 \text{ cm} \\ 0.72h = 0.72(210.00) = 151.2 \text{ cm} \end{cases}$$

$$a = \beta_1 c = 0.729(7.35) = 5.36 \text{ cm}$$

$$d_v = 192.47 - \frac{5.36}{2} = 189.79 \text{ cm} \quad [A5.8.2.7]$$

En el apoyo de la viga:

$$d_e = \frac{A_{ps}f_{ps}d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps}f_{ps} + A_s f_y} = 120.59 \text{ cm}$$

$$d_v = d_e - \frac{a}{2}$$

$$d_v \geq \text{máx} \begin{cases} 0.9d_e = 0.9(120.59) = 108.531 \text{ cm} \\ 0.72h = 0.72(210.00) = 151.2 \text{ cm} \\ d_e - a/2 = 120.59 - 5.26/2 = 117.96 \text{ cm.}, \end{cases} \quad \text{gobierna}$$

$$b_v = \text{Ancho mínimo del alma} = 20 \text{ cm}$$

b) Contribución de la resistencia al corte del postensado

$$V_p = F_f \alpha$$

Donde:

V_p = Componente vertical de la fuerza de postensado (Ton)

F_f = Fuerza de postensado en el punto crítico después de todas las pérdidas (Ton).

α = Ángulo entre la parábola y la línea horizontal (ver figura 3.18) (rads).

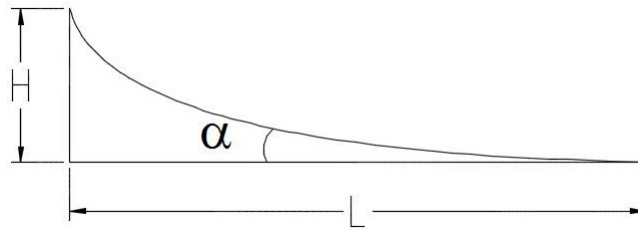


Figura 3.18: Componentes del ángulo alfa. Fuente: Elaboración propia.

La ecuación de la parábola es: $y = ax^2$

Para cualquier parábola con lados H y L: $a = \frac{H}{L^2}$

El ángulo para cualquier punto de la parábola es la primera derivada.

$$\alpha(\text{rads}) = \frac{dy}{dx} = \frac{2H}{L^2}x$$

α a una distancia $d_v = 1.47 \text{ m}$ del apoyo es:

$$\alpha(\text{rads}) = \frac{2(0.764)}{(0.5 \times 41.5)^2} (0.5 \times 41.5 - 1.47) = 0.068$$

$$V_p = 681.73 (0.068) = 46.36 \text{ Ton}$$

c) Diseño por corte

La ubicación de la sección crítica por corte es la mayor de $d_v = 151.20 \text{ cm}$ o $0.5d_v \cot \theta$ desde la cara interna del eje de apoyo [A5.8.3.2]. Asumiendo $\theta \leq 28^\circ$

$$0.5d_v \cot \theta \leq 0.5(151.20) \cot(28^\circ) = 142.18 \text{ cm}$$

Si el ancho del apoyo es conocido, la distancia a la sección crítica desde el eje de soporte puede ser incrementado. En este caso, la sección es conservadoramente tomada como 146.7 cm desde el eje de apoyo. Los cálculos son mostrados para 146.7 cm desde el eje de soporte.

El procedimiento es usado de forma similar para el resto de los 10 puntos con resultados finales mostrados en las Tablas (3.16, 3.17, 3.18, 3.19). Cada tabla contiene el resumen del diseño por corte según el método que figura en el título de cada tabla.

$$d_{\text{critical}} = 1.467 \text{ m}$$

$$\xi = \frac{d_{\text{critical}}}{L} = \frac{1.467}{41.50} = 0.04$$

Cargas factoradas en el estado límite de resistencia I. (Tabla 3.10)

$$V_u = 155.51 \text{ Ton}$$

$$M_u = 280.83 \text{ Ton.m}$$

Para la siguiente ilustración del diseño por corte usaremos los siguientes métodos:

- 1) Método 1: Procedimiento simplificado para secciones no presforzadas [A5.8.3.4.1]
- 2) Método 2: Procedimiento general para calcular la resistencia al Corte [A5.8.3.4.2 y Apéndice B5 de la AASHTO]
- 3) Método 3: Procedimiento simplificado para secciones presforzadas y no presforzadas [A5.8.3.4.3]

Usar **Método 2 Apéndice B5 (MCFT)** para determinar el espaciamiento requerido de los estribos.

Paso 1: Dado $V_u = 155.51 \text{ Ton}$ y $M_u = 230.83 \text{ Ton.m}$

$$d_v \geq \max \begin{cases} 0.9d_e = 0.9(130.38) = 117.37 \text{ cm} \\ 0.72h = 0.72(210.00) = 151.20 \text{ cm} \\ d_e - a/2 = 130.38 - 5.28/2 = 127.74 \text{ cm.}, \end{cases} \quad \text{gobierna}$$

Paso 2: Cálculo de v_u/f'_c

$$V_p = 0 \quad \phi_v = 0.9$$

Ecuación [A5.8.2.9-1]

$$v_u = \frac{|V_u - \phi V_p|}{\phi b_v d_v} = \frac{|155.51| \times 10^3}{0.9(20)(151.20)} = 41.811 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{v_u}{f'_c} = \frac{41.811}{450} = 0.093 < 0.125$$

Entonces

$$S_{\max} = \min \begin{cases} 0.8d_v = 0.8(151.2) = 120.96 \text{ cm} \\ 24 \text{ in} = 60 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{gobierna}$$

Paso 3: Calcular ϵ_x de la ecuación [B5.2-1]

Primera iteración

Asumir $\theta = 25^\circ$, $f_{po} \approx 0.7f_{pu} = 0.7(18900) = 13230 \text{ kg/cm}^2$ [A5.8.3.4.2]

$$\begin{aligned}\epsilon_x &= \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + 0.5N_u + 0.5|V_u - V_p| \cot \theta - A_{ps}f_{po}}{2(E_sA_s + E_pA_{ps})} \\ &= \frac{\frac{|230.83 \times 10^5|}{151.20} + 0.5(0) + 0.5|155.51 - 46.36|(10^3) \cot 25^\circ - 61.60(13230)}{2(2.1 \times 10^6(17.10) + 2 \times 10^6(61.60))} \\ &= -0.0017 \quad \text{compresión}\end{aligned}$$

Porque ϵ_x es negativo puede reducido por el factor [A5.8.3.5.2-1]

$$F_\epsilon = \frac{E_sA_s + E_pA_{ps}}{E_cA_c + E_sA_s + E_pA_{ps}}$$

Donde A_c es el área de concreto de la cara en tensión a flexión del miembro definido como $h/2$ del miembro. [Fig. A5.8.3.4.2-1]

$$h = 210 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{210}{2} = 105 \text{ cm}$$

$$A_c = (0.7)(0.2) + (2) \left(\frac{1}{2}\right) (0.25)(0.25) + (1.05 - 0.20)(0.2) = 0.3725 \times 10^4 = 3725 \text{ cm}^2$$

$$E_c = 339205 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned}F_\epsilon &= \frac{(2.1 \times 10^6)(17.10) + (2 \times 10^6)(61.60)}{(3725)(339205) + (2.1 \times 10^6)(17.10) + (2 \times 10^6)(61.60)} \\ &= 0.112\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\epsilon_x \times 10^3 &= (-0.0017)(0.112)(10^3) \\ &= -0.1916\end{aligned}$$

Usando $v_u/f'_c = 0.093$ y $\epsilon_x \times 10^3$ con la (Tabla 2.5) [Tabla A5.8.3.5.4.2-1]

$$\Rightarrow \theta = 19.38^\circ \quad \cot \theta = 2.84$$

Segunda Iteración

$$\begin{aligned}\epsilon_x \times 10^3 &= \frac{\frac{|230.83 \times 10^5|}{151.20} + 0.5(0) + 0.5|155.51 - 46.36|(10^3)(2.84) - 61.60(13230)}{2(2.1 \times 10^6(17.10) + 2 \times 10^6(61.60))} \times 10^3 \\ &= -0.0016\end{aligned}$$

$$F_\epsilon \epsilon_x = 0.112(-0.0016) = -0.000178$$

$$F_\epsilon \epsilon_x \times 10^3 = -0.178$$

[Tabla A5.8.3.4.2-1] $\Rightarrow \theta = 19.53^\circ \cot \theta = 2.819$

Paso 4: Determinar θ y β

En la segunda iteración usando la [Tabla A5.8.3.4.2-1] $\Rightarrow \theta = 19.53^\circ$ converge

Usar $\cot \theta = 2.819$ $\beta = 4.35$

$$\begin{aligned} V_c &= 0.265\beta \sqrt{f'_c b_v d_v} kg \\ &= 0.265 (4.35) \sqrt{450} (20) (151.20) (10^{-3}) = 74.01 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Revisar si

$$\begin{aligned} V_n &\geq 0.5\phi (V_c + V_p) \\ &= 0.5 (0.9) (74.01 + 46.36) = 72.74 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$V_u = 155.51 \text{ Ton} > 72.74 \text{ Ton} \quad \text{Requiere refuerzo transversal}$$

Paso 5: Cálculo de V_s

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u}{\phi} - V_c - V_p \\ &= \frac{155.51}{0.9} - 74.01 - 46.36 \\ &= 52.42 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Paso 6: Cálculo del espaciamiento requerido de los estribos

$$\begin{aligned} A_v &= 2 (1.27) = 2.54 \text{ cm}^2 \\ s &\leq \frac{A_v f_y d_v \cot \theta}{V_s} = \frac{(2.54) (4200) (151.20) (2.819)}{52.42 \times 10^3} = 58.61 \text{ cm} \\ s &\leq 58.61 \text{ cm} < s_{\text{máx}} = 60 \text{ cm} \end{aligned}$$

Paso 7: Revisión de refuerzo longitudinal [A5.8.3.5]

$$A_{ps} f_{ps} + A_s f_y \geq \frac{|M_u|}{d_v \phi_f} + 0.5 \frac{N_u}{\phi_c} + \left(\left| \frac{V_u}{\phi_v} - V_p \right| - 0.5 V_s \right) \cot \theta$$

Probar con $s = 30 \text{ cm}$

$$\text{Proveído } V_s = 52.42 \left(\frac{58.61}{30} \right) = 102.414 \text{ Ton}$$

$$\begin{aligned} \frac{(17.10) (4200)}{1000} + \frac{(61.60) (18596)}{1000} &\geq \frac{|230.83|}{151.20 \times 10^{-2}} + 0.5 (0) + \left(\left| \frac{155.51}{0.9} - 46.36 \right| - 0.5 (102.414) \right) (2.819) \\ 1217.33 \text{ Ton} &> 296.33 \text{ Ton} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Usar $s = 30 \text{ cm}$ estribos de $1/2''$ en la ubicación 100.4.

Usar **Método 2 Procedimiento general para Resistencia al Corte** [A5.8.3.4.2]

para determinar el espaciamiento requerido de los estribos.

Paso 1: Dado $V_u = 155.51 \text{ Ton}$ y $M_u = 230.83 \text{ Ton.m}$

$$d_v \geq \text{máx} \begin{cases} 0.9d_e = 0.9(130.38) = 117.37 \text{ cm} \\ 0.72h = 0.72(210.00) = 151.20 \text{ cm} \\ d_e - a/2 = 130.38 - 5.28/2 = 127.74 \text{ cm.}, \end{cases} \quad \text{gobierna}$$

Paso 2: Cálculo de v_u/f'_c

$$V_p = 0 \quad \phi_v = 0.9$$

Ecuación [A5.8.2.9-1]

$$v_u = \frac{|V_u - \phi V_p|}{\phi b_v d_v} = \frac{|155.51| \times 10^3}{0.9(20)(151.20)} = 41.811 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{v_u}{f'_c} = \frac{41.811}{450} = 0.093 < 0.125$$

Entonces

$$S_{\text{máx}} = \text{mín} \begin{cases} 0.8d_v = 0.8(151.2) = 120.96 \text{ cm} \\ 24 \text{ in} = 60 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{gobierna}$$

Paso 3: Cálculo de ϵ_s ecuación [A5.8.3.4.2]

$$\epsilon_s = \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + 0.5N_u + |V_u - V_p| - A_{ps}f_{po}}{E_s A_s + E_p A_{ps}}$$

$$= \frac{\frac{|230.83 \times 10^5|}{151.20} + 0.5(0) + |155.51 - 46.36| \times 10^3 - 61.60(13230)}{2.1 \times 10^6(17.10) + 2 \times 10^6(61.60)}$$

$$= -0.0035$$

$$F_\epsilon \epsilon_s = (0.112)(-0.0035) = -0.00039$$

Paso 4: Cálculo de θ y β con las ecuación de [A5.8.3.4.2-1] y [A5.8.3.4.2-3]

$$\beta = \frac{4.8}{1 + 750\epsilon_s} = \frac{4.8}{1 + 750(-0.00039)} = 6.78$$

$$\theta = 29 + 3500\epsilon_s = 29 + 3500(-0.00039) = 27.64^\circ$$

$$V_c = 0.265\beta \sqrt{f'_c b_v d_v} \text{ kg} = 0.265(6.78) \sqrt{450(20)(151.20)} (10^{-3}) = 115.29 \text{ Ton}$$

Paso 5: Cálculo de V_s

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u}{\phi} - V_c - V_p \\ &= \frac{155.51}{0.9} - 115.29 - 46.36 \\ &= 11.15 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Paso 6: Cálculo del espaciamiento requerido de los estribos

$$\cot \theta = \cot 27.64^\circ = 1.91$$

$$A_v = 2(1.27) = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$s \leq \frac{A_v f_y d_v \cot \theta}{V_s} = \frac{(2.54)(4200)(151.20)(1.91)}{11.15 \times 10^3} = 275.63 \text{ cm}$$

$$v_u = \frac{|V_u - \phi V_p|}{\phi b_v d_v} = \frac{|155.51 - 0.9(46.36)| \times 10^3}{0.9(20)(151.20)} = 41.811 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{v_u}{f'_c} = \frac{41.811}{450} = 0.093 < 0.125$$

Entonces

$$s_{\text{máx}} = \text{mín} \begin{cases} 0.8d_v = 0.8(151.20) = 120.96 \text{ cm} \\ 24 \text{ in} = 60 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{gobierna}$$

$$s \leq \text{mín}(275.63 \text{ cm}, s_{\text{máx}} = 60 \text{ cm})$$

Paso 7: Revisión de la demanda adicional en el refuerzo longitudinal causado por corte y dado por la ecuación [A5.8.3.5-1] Probar con $s = 30 \text{ cm}$

$$\text{Proveido } V_s = 11.15 \left(\frac{275.63}{30} \right) = 102.41 \text{ Ton}$$

$$\begin{aligned} A_{ps} f_{ps} + A_s f_y &\geq \frac{|M_u|}{d_v \phi_f} + 0.5 \frac{N_u}{\phi_c} + \left(\left| \frac{V_u}{\phi_v} - V_p \right| - 0.5 V_s \right) \cot \theta \\ \frac{(17.10)(4200)}{1000} + \frac{(61.60)(18596)}{1000} &\geq \frac{|230.83|}{151.20 \times 10^{-2}} + 0.5(0) + \left(\left| \frac{155.51}{0.9} - 46.36 \right| - 0.5(102.41) \right) (1.91) \\ 1217.33 \text{ Ton} &> 296.32 \text{ Ton} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Usar $s = 30 \text{ cm}$ estribos de $1/2''$ en la ubicación 100.4.

Usar **Método 1 Procedimiento simplificado para secciones no presforzadas** [A5.8.3.4.1] para determinar el espaciamiento requerido de los estribos.

Comentario: Este método es usado solamente para secciones no pretensadas, sin embargo en esta parte haremos el cálculo para comparar que es lo se obtiene y que podemos

decir acerca de este método.

Paso 1: Dado $V_u = 155.51 \text{ Ton}$ y $M_u = 230.83 \text{ Ton.m}$

$$d_v \geq \text{máx} \begin{cases} 0.9d_e = 0.9(130.38) = 117.37 \text{ cm} \\ 0.72h = 0.72(210.00) = 151.20 \text{ cm} \\ d_e - a/2 = 130.38 - 5.28/2 = 127.74 \text{ cm.}, \end{cases} \quad \text{gobierna}$$

Paso 2: Cálculo de la resistencia al corte del concreto V_c

$$\begin{aligned} V_c &= 0.265\beta \sqrt{f'_c} b_v d_v k g \\ &= 0.265(2) \sqrt{450}(20)(151.20)(10^{-3}) = 34.03 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Paso 3: Cálculo de V_s

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u}{\phi} - V_c - V_p \\ &= \frac{155.51}{0.9} - 34.03 - 46.36 \\ &= 92.41 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Paso 4: Cálculo del espaciamiento requerido de los estribos

$$\begin{aligned} A_v &= 2(1.27) = 2.54 \text{ cm}^2 \\ s &\leq \frac{A_v f_y d_v \cot \theta}{V_s} = \frac{(2.54)(4200)(151.20)(1)}{92.41 \times 10^3} = 33.25 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} v_u &= \frac{|V_u - \phi V_p|}{\phi b_v d_v} = \frac{|155.51 - 0.9(46.36)| \times 10^3}{0.9(20)(151.20)} = 41.811 \text{ kg/cm}^2 \\ \frac{v_u}{f'_c} &= \frac{41.811}{450} = 0.093 < 0.125 \end{aligned}$$

Entonces

$$\begin{aligned} s_{\text{máx}} &= \text{mín} \begin{cases} 0.8d_v = 0.8(151.20) = 120.96 \text{ cm} \\ 24 \text{ in} = 60 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{gobierna} \\ s &\leq \text{mín}(33.25 \text{ cm}, s_{\text{máx}} = 60 \text{ cm}) \end{aligned}$$

Usar $s = 30 \text{ cm}$ estribos de $1/2''$ en la ubicación 100.4.

Paso 5: Revisión de Refuerzo longitudinal Proveido $V_s = 92.41 \left(\frac{33.25}{30} \right) = 102.42 \text{ Ton}$

$$A_{ps}f_{ps} + A_s f_y \geq \frac{|M_u|}{d_v \phi_f} + 0.5 \frac{N_u}{\phi_c} + \left(\left| \frac{V_u}{\phi_v} - V_p \right| - 0.5V_s \right) \cot \theta$$

$$\frac{(17.10)(4200)}{1000} + \frac{(61.60)(18596)}{1000} \geq \frac{|230.83|}{151.20 \times 10^{-2}} + 0.5(0) + \left(\left| \frac{155.51}{0.9} - 46.36 \right| - 0.5(102.42) \right) \quad (1)$$

$$1217.33 \text{ Ton} > 227.891 \text{ Ton} \quad \text{OK}$$

Usar **Método 3: Procedimiento simplificado para secciones presforzadas y no presforzadas** [A5.8.3.4.3] para determinar el espaciamiento requerido de los estribos.

Paso 1: Dado $V_u = 155.51 \text{ Ton}$ y $M_u = 230.83 \text{ Ton.m}$

$$d_v \geq \max \begin{cases} 0.9d_e = 0.9(130.38) = 117.37 \text{ cm} \\ 0.72h = 0.72(210.00) = 151.20 \text{ cm} \\ d_e - a/2 = 130.38 - 5.28/2 = 127.74 \text{ cm.}, \end{cases} \quad \text{gobierna}$$

Paso 2: Cálculo del Momento de agrietamiento

$$M_{cre} = s_c \left[f_r + f_{cpe} - \frac{M_{dnc}}{S_{nc}} \right]$$

$$= 0.44 \left[426.39 + 1201.1 - \frac{78.95}{0.34} \right] = 615.99 \text{ Ton.m}$$

Paso 3: Cálculo de la resistencia a corte del concreto:

$$V_{ci} = 0.02 \sqrt{f'_c} b_v d_v + \frac{V_i M_{cre}}{M_{\max}} \geq 0.06 \sqrt{f'_c} b_v d_v$$

$$= 0.168 \sqrt{450} (20) (151.20) (10^{-3}) + \frac{(155.51)(615.99)}{(230.83)} \geq 0.504 \sqrt{450} (20) (151.20) (10^{-3})$$

$$= 425.77 \text{ Ton} \geq 32.30 \text{ Ton}$$

$$V_{cw} = \left(0.06 \sqrt{f'_c} + 0.30 f_{pc} \right) b_v d_v + V_p$$

$$V_{cw} = \left(0.504 \sqrt{450} + 0.30 \left(\frac{11067 \times 61.60}{0.686 (10^4)} \right) \right) (20) (151.20) (10^{-3}) + 46.36$$

$$= 168.82 \text{ Ton}$$

Paso 4: Cálculo de la resistencia a corte requerida por los estribos.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c - V_p$$

$$= \frac{155.51}{0.9} - 168.82 - 46.36$$

$$= -42.38 \text{ Ton}$$

Paso 5: Determinar el espaciamiento de estribos

$$\cot \theta = 1.0 + 3 \left(\frac{Pf/A}{\sqrt{f'_c}} \right) = 1.0 + 3 \left(\frac{11067 \times 61.60 / (0.686 \times 10^4)}{\sqrt{450}} \right) = 1.80$$

$$A_v = 2(1.27) = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$s \leq \frac{A_v f_y d_v \cot \theta}{V_s} = \frac{(2.54)(4200)(151.20)(1.80)}{-42.38 \times 10^3} = -72.49 \text{ cm}$$

$$v_u = \frac{|V_u - \phi V_p|}{\phi b_v d_v} = \frac{|155.51 - 0.9(46.36)| \times 10^3}{0.9(20)(151.20)} = 41.811 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{v_u}{f'_c} = \frac{41.811}{450} = 0.093 < 0.125$$

Entonces

$$s_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = \text{m}\acute{\text{i}}\text{n} \begin{cases} 0.8d_v = 0.8(151.20) = 120.96 \text{ cm} \\ 24\text{in} = 60\text{cm} \\ 12\text{in} = 30\text{cm} \end{cases} \quad \text{gobierna}$$

$$s \leq 30 \text{ cm}$$

Usar $s = 30 \text{ cm}$ estribos de $1/2''$ en la ubicaci3n 100.4.

Paso 6: Revisi3n de refuerzo longitudinal

Proveido $V_s = -72.38 \left(\frac{-72.49}{30} \right) = 102.41 \text{ Ton}$

$$A_{ps} f_{ps} + A_s f_y \geq \frac{|M_u|}{d_v \phi_f} + 0.5 \frac{N_u}{\phi_c} + \left(\left| \frac{V_u}{\phi_v} - V_p \right| - 0.5 V_s \right) \cot \theta$$

$$\frac{(17.10)(4200)}{1000} + \frac{(61.60)(18596)}{1000} \geq \frac{|230.83|}{151.20 \times 10^{-2}} + 0.5(0) + \left(\left| \frac{155.51}{0.9} - 46.36 \right| - 0.5(102.41) \right) (1.80)$$

$$1217.33 \text{ Ton} > 288.077 \text{ Ton} \quad \text{OK}$$

d) Resumen de los dise1nos por corte

Ver tablas 3.16, 3.17, 3.18, 3.19 y 3.20.

3.2.9.3. Sketch del dise1no

El dise1no de la viga de concreto pretensada es resumido en la figura 3.19 y en el anexo A.16.

Tabla 3.16: Resumen de diseño por corte Método 2: [Apéndice B5]

	Ubicación					
	100.4	101	102	103	104	105
V_u (Ton)	155.51	137.25	109.00	80.75	52.50	24.25
M_u (Ton.m)	230.83	609.27	1083.14	1421.63	1624.72	1692.41
V_p (Ton)	46.36	40.42	30.38	20.18	10.52	0.00
d_v (cm)	151.20	151.20	163.92	178.29	186.91	189.79
v_u/f'_c	0.093	0.082	0.062	0.043	0.028	0.016
θ	19.53	20.41	21.19	24.09	26.57	26.59
$\epsilon_x \times 10^3$	-0.1787	-0.0991	-0.0185	0.1572	0.3026	0.3174
β	4.35	4.34	4.26	3.55	3.18	3.23
V_c (Ton)	74.01	73.80	78.56	71.22	66.91	69.02
Requerido V_s (Ton)	52.42	38.28	12.17	-1.67	-19.09	-42.08
Requerido s (cm)	58.61	78.31	260.54	-1967.44	-172.57	-79.18
Rev $A_s F_y + A_{ps} f_{ps} = 1223 \text{Ton} \geq$	364.79	636.99	826.71	891.54	909.95	890.10
Proveido s (cm)	30.00	60.00	60.00	60.00	60.00	60.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.17: Resumen de diseño por corte Método 2: Procedimiento General

	Ubicación					
	100.4	101	102	103	104	105
V_u (Ton)	155.51	137.25	109.00	80.75	52.50	24.25
M_u (Ton.m)	230.83	609.27	1083.14	1421.63	1624.72	1692.41
V_p (Ton)	46.36	40.42	30.38	20.18	10.52	0.00
d_v (cm)	151.20	151.20	163.92	178.29	186.91	189.79
v_u/f'_c	0.093	0.082	0.062	0.043	0.028	0.016
ϵ_s	-0.00039	-0.00022	-0.00005	0.00027	0.00061	0.00064
θ	27.64	28.22	28.81	29.95	31.12	31.22
β	6.78	5.76	5.00	3.99	3.30	3.25
V_c (Ton)	115.29	97.94	92.21	80.08	69.45	69.44
Requerido V_s (Ton)	11.15	14.13	-1.48	-10.53	-21.63	-42.50
Requerido s (cm)	275.63	212.09	-2145.15	-312.69	-152.32	-78.40
$A_s F_y + A_{ps} f_{ps} = 1223 \text{Ton} \geq$	296.32	565.22	777.70	870.46	902.96	890.39
Proveido s (cm)	30	60	60	60	60	60

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.18: Resumen de diseño por corte Método 1

	Ubicación					
	100.4	101	102	103	104	105
V_u (Ton)	155.51	137.25	109.00	80.75	52.50	24.25
M_u (Ton.m)	230.83	609.27	1083.14	1421.63	1624.72	1692.41
V_p (Ton)	46.36	40.42	30.38	20.18	10.52	0.00
d_v (cm)	151.20	151.20	163.92	178.29	186.91	189.79
v_u/f'_c	0.093	0.082	0.062	0.043	0.028	0.016
θ	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00
β	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
V_c (Ton)	34.03	34.03	36.89	40.13	42.07	42.71
Requerido V_s (Ton)	92.41	78.05	53.84	29.42	5.75	-15.76
Requerido s (cm)	33.25	38.40	58.89	111.94	573.02	-211.40
Rev $A_s F_y + A_{ps} f_{ps} = 1223 \text{Ton} \geq$	227.89	472.22	722.70	839.47	889.59	890.92
Proveido s (cm)	30	35	55	60	60	60

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.19: Resumen de diseño por corte Método 3

	Ubicación					
	100.4	101	102	103	104	105
V_u (Ton)	155.51	137.25	109.00	80.75	52.50	24.25
M_u (Ton.m)	230.83	609.27	1083.14	1421.63	1624.72	1692.41
V_p (Ton)	46.36	40.42	30.38	20.18	10.52	0.00
d_v (cm)	151.20	151.20	163.92	178.29	186.91	189.79
v_u/f'_c	0.093	0.082	0.062	0.043	0.028	0.016
V_{ci} (Ton)	425.77	146.43	70.98	45.91	39.94	40.55
V_{cw} (Ton)	168.82	163.34	164.39	166.77	165.08	157.84
θ	1.80	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
V_c (Ton)	168.82	146.43	70.98	45.91	39.94	40.55
Requerido V_s (Ton)	-42.38	-34.35	19.75	23.64	7.88	-13.60
Requerido s (cm)	-72.49	-87.25	160.53	139.33	418.19	-244.95
Rev $A_s F_y + A_{ps} f_{ps} = 1223 \text{Ton} \geq$	288.08	490.05	725.10	839.48	889.59	890.92
Proveido s (cm)	30	60	60	60	60	60

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.20: Distribución de estribos de forma conservadora para la viga postensada

	Ubicación					
	100.4	101	102	103	104	105
Proveido $s(\text{cm})$	20	25	30	30	30	30

Fuente: Elaboración propia.

3.2.10. Diseño de Losa de Rodadura de Concreto.

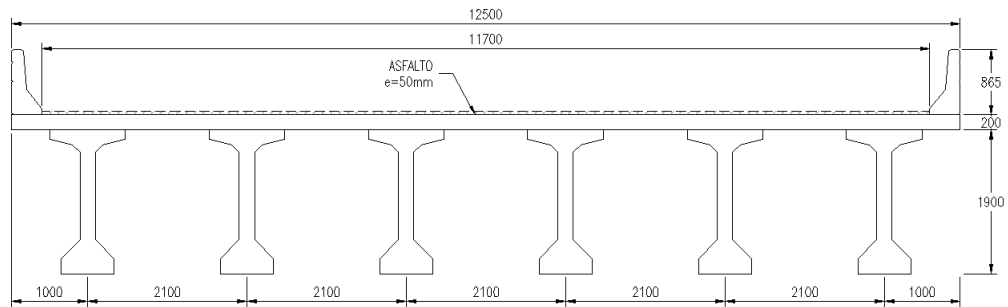


Figura 3.20: Vista de la sección transversal para el diseño de la losa.

3.2.10.1. Propiedades de los materiales.

$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ Resistencia del concreto.

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ Fluencia del acero.

$\gamma_c = 2.4 \text{ Ton/m}^3$ Peso específico del concreto.

$\gamma_a = 2.2 \text{ Ton/m}^3$ Peso específico del asfalto.

3.2.10.2. Cargas.

$P_{bar} = 0.48 \text{ Ton}$ Peso de Barrera por metro de ancho longitudinal.

$W_{asf} = 0.11 \text{ Ton/m}$ Carga de asfalto por metro de ancho transversal.

3.2.10.3. Características del camión.

$S_e = 1.80 \text{ m}$ Distancia entre ejes.

$P = 7.25 \text{ Ton}$ Peso de carga por llanta de camión.

$IM = 0.33$ Impacto Considerado.

3.2.10.4. Anchos tributarios [A4.6.2.1.3].

Para concreto vaciado in situ [Tabla A4.6.2.1.3-1]

- Volado $1140 + 0.833x$
- Momento positivo $0.66 + 0.55S$
- Momento negativo $1.22 + 0.25S$

$S = 2.10 \text{ m}$ Separacion entre vigas.

$SM^+ = 0.66 + 0.55(2.10) = 1.815$ Ancho para momento positivo.

$$SM^- = 1.22 + 0.25(2.10) = 1.745 \text{ Ancho para momento negativo.}$$

$$x = 0.30 \text{ m Distancia entre eje de viga externa a llanta mas externa.}$$

$$S_{vol} = 1.14 + 0.833(0.30) = 1.390 \text{ Ancho para momento positivo.}$$

$$B_r = 0.33 \text{ m Brazo r\u00edgido. (conservadoramente } 2/3 \text{ del ancho superior de la viga)}$$

3.2.10.5. Combinaciones de cargas.

Momentos en estado l\u00edmite de resistencia

$$Mu = 1.25DC + 1.5DW + 1.75LL$$

1. Diagrama para momentos positivos

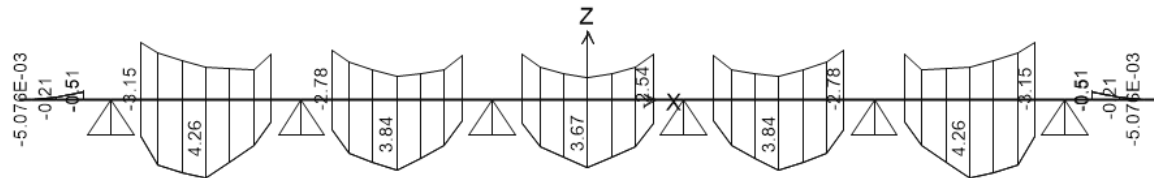


Figura 3.21: Diagrama para momentos positivos (*Ton.m*).

2. Diagrama para momentos negativos

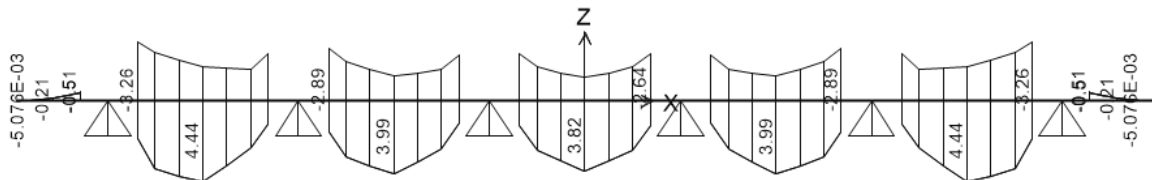


Figura 3.22: Diagrama para momentos negativos (*Ton.m*).

3. Diagrama para momentos en volado

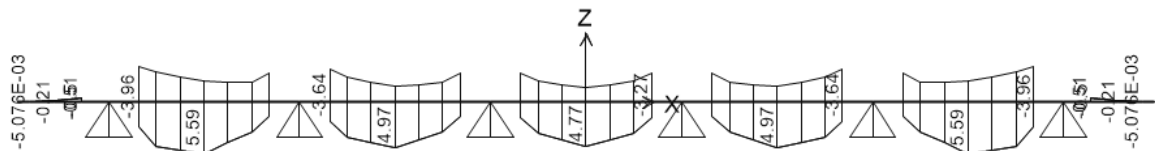


Figura 3.23: Diagrama para momentos en volado (*Ton.m*).

Momentos en estado l\u00edmite de servicio

$$M_{servicio} = 1.00DC + 1.00DW + 1.00LL$$

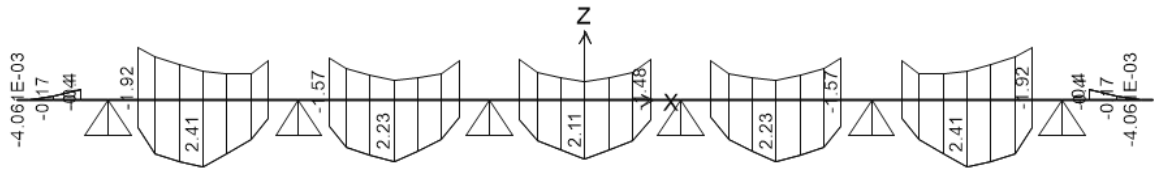


Figura 3.24: Diagrama para momentos positivos (*Ton.m*).

1. Diagrama para momentos positivos
2. Diagrama para momentos negativos

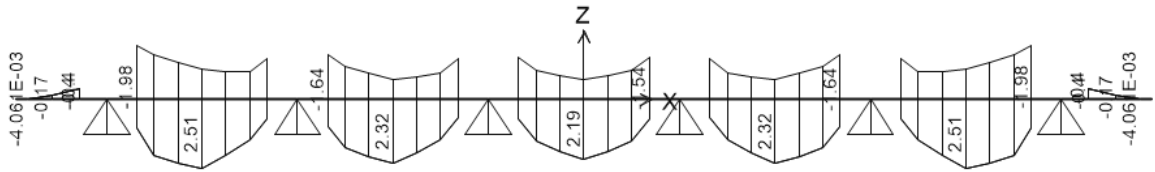


Figura 3.25: Diagrama para momentos negativos (*Ton.m*).

3. Diagrama para momentos en volado

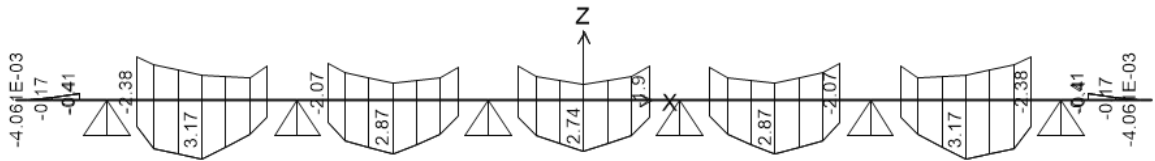


Figura 3.26: Diagrama para momentos en volado (*Ton.m*).

3.2.10.6. Diseño por flexión.

Tabla 3.21: Diseño por flexión de la losa de concreto armado.

	$M_{vol} \text{ max}$	$M^+ \text{ max}$	$M^- \text{ max}$		
M_u	0.51	4.26	3.26	T-m/m	Momento ultimo
M_u	5.1E+04	4.3E+05	3.3E+05	Kg-cm/m	Momento ultimo
b	100	100	100	cm	Ancho de losa
h	20.00	20.00	20.00	cm	Espesor de losa
d	17.00	17.00	17.00	cm	Altura efectiva
f'_c	280	280	280	Kg/cm ²	
f_y	4200	4200	4200	Kg/cm ²	
M_{cr}	2.2E+05	2.2E+05	2.2E+05	Kg-cm/m	Momento de agrietamiento
M_{dis}	6.8E+04	4.3E+05	3.3E+05	Kg-cm/m	Momento de Diseño
A_s	1.06	6.87	5.21	cm ²	Acero de diseño
a	0.19	1.21	0.92	cm	
A_{stemp}	1.80	1.80	1.80	cm ²	Acero mínimo por temperatura
ϕ	1/2	5/8	5/8	pulg	
s_{dis}	0.70	0.29	0.38	m	Espaciamiento de acero teórico
s_{ele}	0.300	0.250	0.300	m	Espaciamiento elegido

Fuente: Elaboración propia.

3.2.10.7. Control de agrietamientos en el concreto [A5.7.3.4].

Tabla 3.22: Espaciamiento máximo $s_{\text{máx}}$ para el control del agrietamiento

	Mvol	M+	M-		
h	200.00	200.00	200.00	mm	Espesor de elemento
γ_e	0.75	0.75	0.75		Clase de exposicion 0.75
β_s	1.28	1.28	1.28		
f_{ss}	3.35	197.99	15.92	Mpa	Esfuerzo del acero en tension en estado de servicio
d_c	32.70	32.70	32.70	mm	Covertura del acero en tension (centro de acero)
$s_{\text{máx}}$	21.43	0.30	4.46	m	
b	1000.00	1000.00	1000.00	mm	Ancho del elemento
M_s	4.10	24.10	19.80	KN-m	Momento máximo a servicio
A_s	422.50	792.19	660.16	mm ²	Área de acero colocada
f'_c	28.00	28.00	28.00	Mpa	Resistencia compresión del concreto
f_y	420.00	420.00	420.00	Mpa	Resistencia a la fluencia del acero
E_c	2.5E+04	2.5E+04	2.5E+04	Mpa	
E_s	2.1E+05	2.1E+05	2.1E+05	Mpa	
n	8.37	8.37	8.37		
f_{cr}	3.35	3.35	3.35	Mpa	
Sección no agrietada					
y_{cg}	98.97	98.09	98.40	mm	
A_{sna}	2.0E+05	2.1E+05	2.0E+05	mm ²	
I_{snax}	2.7E+09	2.7E+09	2.7E+09	mm ⁴	
I_{snacg}	6.8E+08	6.9E+08	6.8E+08	mm ⁴	
S_{snac}	6847327	7003184	6947757	mm ³	
S_{snas}	1E+07	1.1E+07	1E+07	mm ³	
M_{sna}	22.92	23.44	23.25	KN-m	
f_{cc}	0.61	3.58	2.94	Mpa	
f_{ss}	3.35	19.19	15.92	Mpa	
Sección agrietada					
a	500.00	500.00	500.00	mm	
b	3.5E+03	6.6E+03	5.5E+03	mm ²	
c	-6E+05	-1E+06	-9E+05	mm ³	
k_d	31.04	40.93	37.82	mm	
I_{sakt}	7.6E+07	1.3E+08	1.1E+08	mm ⁴	
J_d	157	154	155	mm	
f_{cc}	1.68	7.66	6.77	Mpa	
f_{ss}	61.83	197.99	193.89	Mpa	

Fuente: Elaboración propia.

3.2.10.8. Refuerzo de distribución [A9.7.3.2].

El refuerzo de distribución para momento positivo y negativo es:

$$220/\sqrt{s} \leq 67\% \quad S \text{ en (ft)}$$

$$220/\sqrt{s} = 84\% > 67\% \quad \therefore \text{se usa } 67\%$$

$$\%A_s = .67 \times 6.87 = 4.61 \text{ cm}^2$$

Se usará estribos de 1/2" espaciados a 0.25m

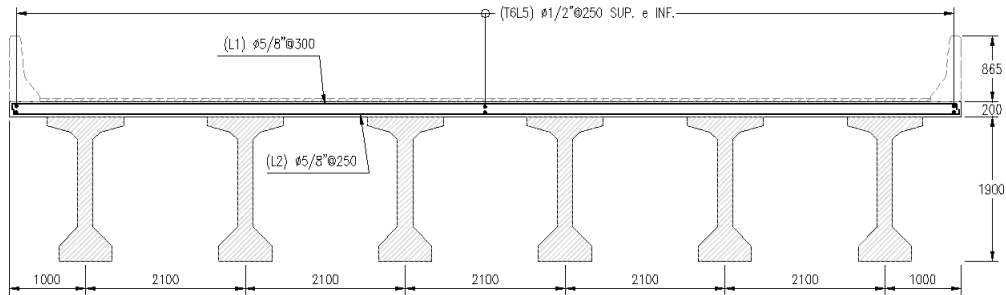


Figura 3.27: Resumen del refuerzo en la losa de concreto armado.

3.3. Miscelánea.

3.3.1. Diseño de viga diafragma.

3.3.1.1. Dimensiones y Propiedades.

1. Geometría

$D_{DIAF} = 13.80 \text{ m}$. Distancia entre diafragmas contiguos (Distancia entre diafragmas contiguos mas alejados).

$S_{VL} = 2.10 \text{ m}$. Separación entre vigas longitudinales.

$R = 1.87 \text{ m}$. Proporción de concentración de carga móvil en diafragma.

$P = 9.60 \text{ Ton}$. Peso total en una llanta de camión HL-93.

$b = 0.25 \text{ m}$. Ancho de viga diafragma

$h = 1.70 \text{ m}$. Altura de viga diafragma sin considerar losa.

2. Materiales

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2.$$

3.3.1.2. Fuerzas Actuantes.

1. Peso Propio (DC)

$W_{pp} = 1.02 \text{ Ton/m}$. Peso propio de viga por metro lineal.

$$M_{max} = \frac{W_{pp} S_{VL}^2}{8}$$

$M_{max} = 0.56 \text{ Ton} - \text{m}$. Momento máximo considerando losa simplemente apoyada entre vigas.

$$V_{max} = \frac{W_{pp} S_{VL}}{2}.$$

$V_{max} = 1.07 \text{ Ton}$. Cortante máximo en viga.

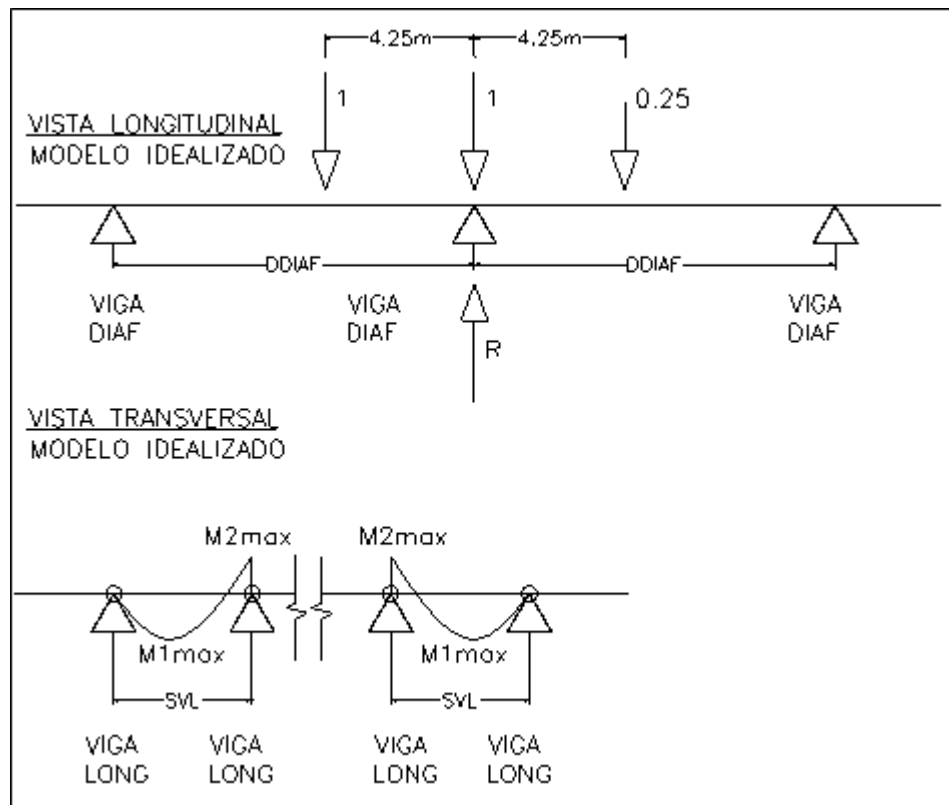


Figura 3.28: Geometría.

2. Carga Móvil (LL)

$$M_{max} = (S_{VL} < 3.6, \frac{PS}{4}, \frac{P(S-0.9)^2}{2S})$$

$M_{max} = 5.06 \text{ Ton} - m$. Momento máximo considerando losa simplemente apoyada entre vigas.

$M_{1max} = 5.67 \text{ Ton} - m$. R60% M_{max} - Momento positivo.

$M_{2max} = 3.78 \text{ Ton} - m$. R40% M_{max} - Momento negativo.

$V_{max} = 20.56 \text{ Ton}$. Cortante máximo en viga.

3.3.1.3. Combinación De Cargas.

$$1.25DC + 1.75LL$$

1. Diseño a Flexión

2. Diseño a Cortante.

$V_{Umax} = 20.6 \text{ Ton}$. Cortante máximo en viga.

$$V_{conc} = 0.53 \sqrt{f'_c} bd$$

Tabla 3.23: Diseño a Flexión

	$M_{m\acute{a}x}^+$	$M_{m\acute{a}x}^-$		
M_u	10.62	7.32	Ton-m	Momento ultimo
M_u	1062124.05	731510.83	Kg-cm/m	Momento ultimo
b	25.00	25.00	cm	Ancho de losa
h	170.00	170.00	cm	Espesor de losa
d	165.00	165.00	cm	Altura efectiva
f'_c	210.00	210.00	Kg/cm^2	
f'_y	4200.00	4200.00	Kg/cm^2	
M_{cr}	3490006.57	3490006.57	Kg-cm/m	Momento de agrietamiento
M_{dis}	1412624.99	972909.40	Kg-cm/m	Momento de Diseño
A_s	2.28	1.56	cm^2	Acero de diseño
a	2.14	1.47	cm	
ϕ	5/8	1/2	pulg	
und	1.15	1.23	und	Cantidad de barras requeridas
sele	2.00	2.00	und	Cantidad elegida

$$V_{conc} = 31.70 \text{ Ton. Cortante máximo en viga.}$$

$$\phi = 0.85.$$

$$\phi V_{conc} = 26.90.$$

$$\phi V_{ACE} = V_{Umax} - \phi V_{conc}.$$

$$V_{ACE} = 0.00 \text{ Ton.}$$

3. Área de Acero Mínimo por Corte.

$$D_b = 3.08 \text{ pulg. Diámetro de barra a usar.}$$

$$N_r = 2 \text{ und. Numero de ramas resistentes.}$$

$$A_v = 1.43 \text{ m}^2. \text{ Área de acero efectiva para corte.}$$

$$S_{AM} = 0.62 \text{ m. Espaciamiento máximo de acero mínimo (AM) por corte.}$$

4. Espaciamiento Para Acero por Corte.

$$S_{AD} = 0.45 \text{ m. Espaciamiento máximo de acero de diseño (AD) por corte.}$$

$$S_{prop} = 0.20 \text{ m. Espaciamiento proporcionado.}$$

3.3.1.4. Armadura de Contracción y Temperatura En Caras Laterales.

$$A_{min} = 0.0018Ag.$$

$$A_{min} = 7.65 \text{ cm}^2.$$

$$A_{min} = 3.825 \text{ cm}^2/\text{cara.}$$

$$D_b = 3/8 \text{ pulg. Diámetro de barra a usar.}$$

$$N_r = 1 \text{ und. Cantidad de refuerzo.}$$

$$A_v = 0.71 \text{ cm}^2. \text{ Área de acero.}$$

$$S_{max} = 0.45 \text{ m.}$$

S_{max} : No mayor que 45 cm o 3t, siendo t el espesor del diafragma (A5.10.8)

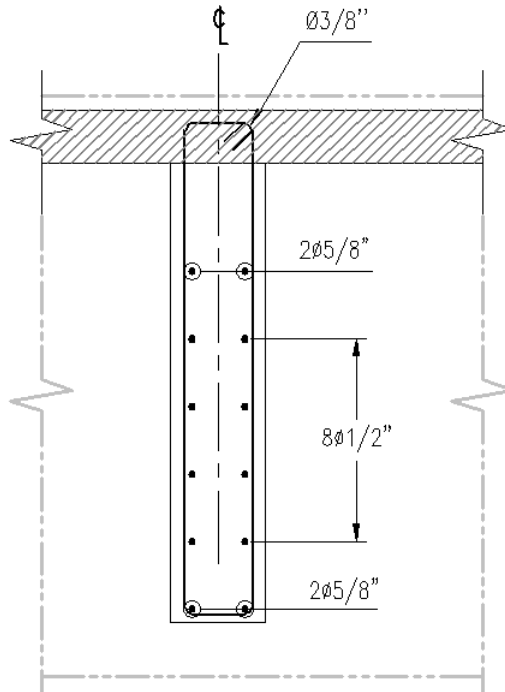


Figura 3.29: Resumen del refuerzo en la viga diafragma.

3.3.2. Diseño de Apoyo Elástico.

3.3.2.1. Datos de Ingreso.

$P_D = 200.75 \text{ kips}$. Carga Muerta.

$P_{LL} = 132.01 \text{ kips}$. Carga Viva.

$\Delta_0 = 1.5 \text{ in}$. Movimiento horizontal del puente de la superestructura.

Eje de rotación del apoyo: *Transverse*.

Rotación calculada = 0 Radians

Tolerancia de rotación = 0.005 Radians

$\theta_s = 0.005 \text{ Radians}$ Rotación para diseño.

Tipo de apoyo elástico: *Rectangular*.

Apoyo sujeto a deformación por corte?: *si*.

Losa del puente fijo contra la traslación horizontal?: *Si*.

3.3.2.2. Geometría del Apoyo Elástico.

$FW = 27.56 \text{ in}$. Ancho de la base de la viga.

$W = 19.69 \text{ in.}$ Ancho del apoyo.

$$FW \geq W$$

$$27.56 \geq 19.69 \text{ in. Ok}$$

$P_T = 333 \text{ kips.}$ Carga total sin factorar.

$A_{\min} = 280.00 \text{ in}^2.$ Área mínima de apoyo elástico. Basado en el estado límite de servicio (14.7.5.3.2).

$L_{\min} = 10.57 \text{ in.}$ Mínima longitud del apoyo.

$L = 11.80 \text{ in.}$ Longitud del apoyo.

$$L \geq L_{\min}$$

$$11.8 \geq 10.57 \text{ in. Ok}$$

$A = 232.5 \text{ in}^2.$ Área del apoyo.

3.3.2.3. Deformación por Corte [A14.7.5.3.4].

$\Delta_s = \Delta_0 = 1.50 \text{ in.}$ Máxima deformación por corte del apoyo elástico en el estado límite de servicio.

$$2\Delta_s = 3.00 \text{ in.}$$

$h_{ri} = 0.59 \text{ in.}$ Espesor de la capa interior del elastomero

$h_{cover} = 0.31 \text{ in.}$ Espesor de la capa superior e inferior.

$$h_{cover} \leq 0.70h_{ri} \quad (14.7.5.1)$$

$$0.315 \leq 0.413 \text{ in. Ok}$$

$n_{int} = 5.$ Numero de Capas Interiores

$h_{rt} = 2h_{cover} + n_{int}h_{ri} = 3.583 \text{ in.}$ Espesor Total de Elastomeros.

$$h_{rt} \geq 2\Delta_s \quad (14.7.5.3.4 - 1)$$

$$3.583 \geq 3.000 \text{ in. Ok}$$

3.3.2.4. Esfuerzos de Compresión [A14.7.5.3.2].

$\sigma_S = \frac{P_T}{A} = 1.43 \text{ ksi.}$ Esfuerzo promedio de compresión en servicio (Carga Total).

$\sigma_L = \frac{P_{LL}}{A} = 0.57 \text{ ksi.}$ Esfuerzo promedio de compresión en servicio (Carga Viva).

$$S_i = \frac{LW}{2h_{ri}(L+W)} = 6.25. \quad (14.7.5.1-1).$$

$$S_i = \frac{D}{4h_{ri}} = N/A. \quad (14.7.5.1-2).$$

$G = 0.175 \text{ ksi}$. Módulo de corte del elastomero.

$$0.080 \leq G \leq 0.175 \text{ ksi. (14.7.5.2)}$$

$$0.080 \leq 0.175 \leq 0.175 \text{ ksi. Ok}$$

Para apoyos sujetos a deformación por corte:

$$\sigma_s \leq 1.66GS. (14.7.5.3.2 - 1)$$

$$1.43 \leq 1.82 \text{ ksi. Ok}$$

$$\sigma_s \leq 1.6 \text{ ksi. (14.7.5.3.2 - 1)}$$

$$1.43 \leq 1.6 \text{ ksi Ok}$$

$$\sigma_L \leq 0.66 GS (14.7.5.3.2 - 2)$$

$$0.57 \leq 0.72 \text{ ksi Ok}$$

Para apoyos fijos sin deformación por corte:

$$\sigma_s \leq 2.00 GS. (14.7.5.3.2 - 3)$$

$$N/A \leq N/A$$

$$\sigma_s \leq 1.75 \text{ ksi. (14.7.5.3.2 - 3)}$$

$$N/A \leq N/A$$

$$\sigma_s \leq 1.00 GS. (14.7.5.3.2 - 4)$$

$$N/A \leq N/A$$

3.3.2.5. Combinación de Compresión y Rotación [A14.7.5.3.5].

a) Apoyo Rectangular.

$B = 11.81 \text{ in}$. Logintud del Apoyo.

$n_{ext} = 1.00$ Capa Exterior Permitido.

$n = n_{int} + n_{ext} = 6$. Número Equivalente de Capas Interiores de Elastómeros.

$$\sigma_s > 1.00GS \left(\frac{\theta_s}{n} \right) \left(\frac{B}{h_{ri}} \right)^2 (14.7.5.3.5 - 1)$$

$$1.43 > 0.36 \text{ ksi. Ok}$$

Sujetos a deformación por corte:

$$\sigma_S < 1.875GS \left[1 - 0.200 \left(\frac{\theta_S}{n} \right) \left(\frac{B}{h_{ri}} \right)^2 \right] \quad (14.7.5.3.5-2)$$

$$1.43 < 1.91 \text{ ksi. Ok}$$

Fijos sin deformación por corte:

$$\sigma_S < 2.25GS \left[1 - 0.167 \left(\frac{\theta_S}{n} \right) \left(\frac{B}{h_{ri}} \right)^2 \right] \quad (14.7.5.3.5-3)$$

$$1.43 < N/A$$

b) Apoyo Circular.

$$\sigma_S > 0.75GS \left(\frac{\theta_S}{n} \right) \left(\frac{D}{h_{ri}} \right)^2 \quad (14.7.5.3.5-4)$$

$$1.43 > N/A$$

Sujetos a deformación por corte:

$$\sigma_S < 2.5GS \left[1 - 0.15 \left(\frac{\theta_S}{n} \right) \left(\frac{D}{h_{ri}} \right)^2 \right] \quad (14.7.5.3.5-5)$$

$$1.43 < N/A$$

Fijos sin deformación por corte:

$$\sigma_S < 3.0GS \left[1 - 0.125 \left(\frac{\theta_S}{n} \right) \left(\frac{D}{h_{ri}} \right)^2 \right] \quad (14.7.5.3.5-6)$$

$$1.43 < N/A$$

3.3.2.6. Estabilidad [A14.7.5.3.6].

a) Para Libre Traslación Horizontal*.

$$2A \leq B. \quad (14.7.5.3.6-1)$$

$$A = \frac{1.92 \frac{h_H}{L}}{\sqrt{1 + \frac{2L}{W}}} = 0.393. \quad (14.7.5.3.6-2)$$

$$2A = 0.785.$$

$$B = \frac{2.67}{(S+2.0) \left(1 + \frac{L}{4.0W} \right)} = 0.281. \quad (14.7.5.3.6-3)$$

$$2A \leq B.$$

$$0.79 \leq 0.28.NG - \text{Ver Parte b}$$

*Notas:

- Para apoyo rectangular donde $L > W$. (14.7.5.3.6)

- Para apoyo circular, $W = L = 0.8D$. (14.7.5.3.6)

b) Para traslación horizontal libre de la superestructura:

$$\sigma_s \leq \frac{GS}{2A - B}. \quad (14.7.5.3.6 - 4)$$

$$1.43 \leq 2.17 \text{ ksi. OK}$$

c) Para traslación horizontal fija de la superestructura:

$$\sigma_s \leq \frac{GS}{A - B}. \quad (14.7.5.3.6 - 5)$$

$$1.43 \leq N/A$$

3.3.2.7. Refuerzo [A14.7.5.3.7].

a) Estado Límite de Servicio.

$F_y = 36 \text{ ksi}$. Esfuerzo de fluencia del refuerzo.

h_s : Espesor Plancha Interior .

$$h_{smin} = \frac{3.0h_{max}\sigma_s}{f_y} = 0.070 \text{ in. Control (14.7.5.3.7-1)}$$

b) Estado Límite de Fatiga.

$\Delta F_{TH} = 24.00 \text{ ksi}$. Constante de amplitud para fatiga. (Table 6.6.1.2.5-3)

$$h_{smin} = \frac{2.0h_{max}\sigma_L}{\Delta F_{TH}} = 0.028 \text{ in. (14.7.5.3.7-2)}$$

Esfuerzo mínimo de plancha requerida = 0.070 in .

$h_s = 0.0787 \text{ in}$. Espesor de Plancha Interior

$$0.079 \geq 0.070 \text{ in. Ok}$$

3.3.2.8. Resumen Final de Diseño.

$W = 19.685 \text{ in}$. Ancho del Apoyo.

$L = 11.811 \text{ in}$. Longitud del Apoyo.

$h_{ri} = 0.5906 \text{ in}$. Espesor de la Capa Interior de Elastómero.

$h_{cover} = 0.315 \text{ in}$. Espesor de la Capa Superior e Inferior.

$n_{int} = 5$. Numero de Capas Interiores de Elastómero.

$h_{rt} = 3.583$ Espesor Total de Elastómeros.

$h_s = 0.0787$ Espesor de la Plancha Interior .

Epesor típico en Cada Cara = 0.3150 in.

$h = 4.055 \text{ in.}$ Espesor Total del Apoyo.

$$h = h_{rt} + h_s(n_{int} + 1)$$

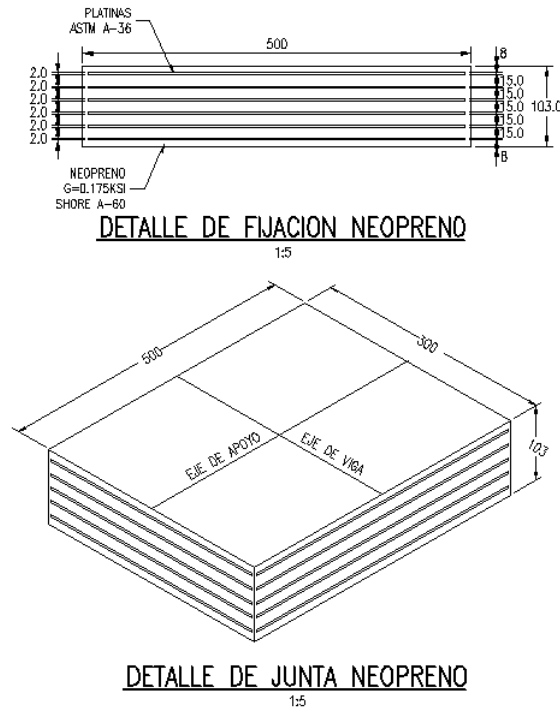


Figura 3.30: Detalle del neopreno.

3.3.3. Diseño de tope sísmico.

3.3.3.1. Geometría Y Cargas.

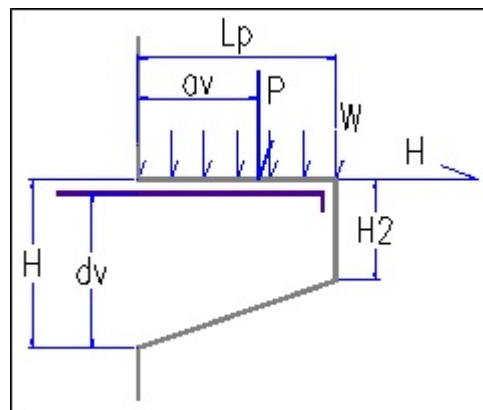


Figura 3.31: Geometría.

$P = 45.10 \text{ Ton.}$ 100% de la fuerza del sismo.

$H = 0.00 \text{ Ton.}$ En caso de comportarse como ménsula debe ser min. 20% de P.

$W = 0.00 \text{ Ton/m.}$ Carga distribuida en volado.

$W_{pp1} = 0.00 \text{ Ton/m.}$ Carga distribuida peso propio factorada en el inicio.

$W_{pp2} = 0.00 \text{ /m.}$ Carga distribuida peso propio factorada en el final.

$b = 0.50 \text{ m.}$ Ancho de volado.

$L_p = 0.90 \text{ m.}$ Longitud de volado.

$a_v = 0.74 \text{ m.}$ Distancia de aplicación carga vertical.

$H_1 = 0.90 \text{ m.}$ Altura de volado en el inicio.

$d_e = 0.83 \text{ m.}$ Peralte efectivo de acero a flexión

$H_2 = 0.90 \text{ m.}$ Altura de volado al final.

Se Comporta Como Mensula

3.3.3.2. Diseño Por Flexión.

1. Datos Constantes

$$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_{cr} = 29 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2.$$

$$V_u(d_v) = 0.00 \text{ t.}$$

$$M_{cr} = \frac{bh^2}{6}.$$

$$k = \frac{M_u}{\phi 0.85 f'_c b}.$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - 2k}.$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - (\frac{a}{2}))}$$

3.3.3.3. Diseño Por Cortante (Como Viga).

$$\epsilon_x = \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + 0.5|V_u| \cot \theta}{A_s E_s}.$$

$$V_{Conc} = 0.264 \beta \sqrt{f'_c b d_v}.$$

$$\theta = 29 + 3500 \epsilon_x.$$

$$\beta = \frac{4.8}{1 + 750 \epsilon_x}.$$

$$V_{Acero} = \frac{A_v f_y d_v}{S}.$$

$$\phi_V = 0.90.$$

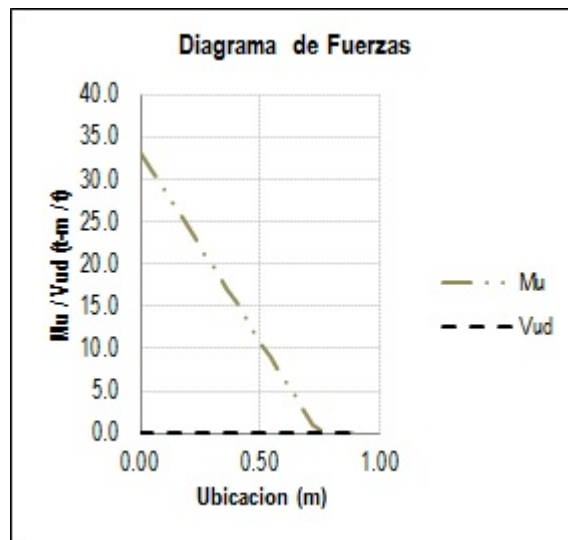


Figura 3.32: Diagrama de Fuerzas.

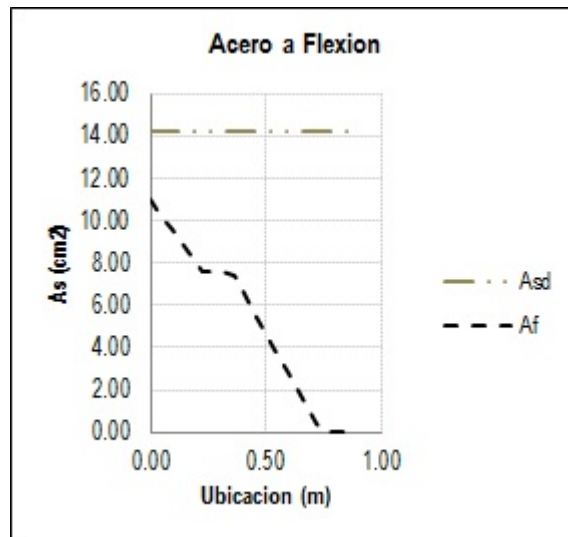


Figura 3.33: Acero a Flexión.

3.3.3.4. Diseño Por Cortante (Como Ménsula).

1. Cálculo De Acero Por Tensión.

$$H = \phi A_n f_y$$

$\phi = 0.75$. Coeficiente de reducción de resistencia.

$A_n = 0.00 \text{ cm}^2$. Área de acero por tensión directa.

2. Cálculo De Acero Por Fricción.

$$H = \phi A_v f_y \mu$$

$\phi = 0.75$. Coeficiente de reducción de resistencia.

$\mu = 1.40$. Coeficiente de fricción de concreto vaciado in-situ.

Tabla 3.24: Diseño Por Flexión

x	M_u	M_{cr}	M_{dis}	V_u	V_{ud}	h	d_e	k	a	A_f	A_{sd}
m	Ton-m	Ton-m	Ton-m	Ton	Ton	m	m	cm	cm	cm^2	cm^2
0.00	33.36	19.56	33.36	45.08	0.00	0.90	0.83	415.27	5.16	10.97	14.26
0.05	31.33	19.56	31.33	45.08	0.00	0.90	0.83	390.02	4.84	10.29	14.26
0.09	29.30	19.56	29.30	45.08	0.00	0.90	0.83	364.76	4.52	9.60	14.26
0.14	27.27	19.56	27.27	45.08	0.00	0.90	0.83	339.51	4.20	8.92	14.26
0.18	25.24	19.56	25.24	45.08	0.00	0.90	0.83	314.26	3.88	8.24	14.26
0.23	23.21	19.56	23.48	45.08	0.00	0.90	0.83	292.26	3.60	7.65	14.26
0.27	21.19	19.56	23.48	45.08	0.00	0.90	0.83	292.26	3.60	7.65	14.26
0.32	19.16	19.56	23.48	45.08	0.00	0.90	0.83	292.26	3.60	7.65	14.26
0.36	17.13	19.56	22.84	45.08	0.00	0.90	0.83	284.33	3.50	7.44	14.26
0.41	15.10	19.56	20.13	45.08	0.00	0.90	0.83	250.66	3.08	6.54	14.26
0.45	13.07	19.56	17.43	45.08	0.00	0.90	0.83	216.99	2.66	5.65	14.26
0.50	11.04	19.56	14.72	45.08	0.00	0.90	0.83	183.32	2.24	4.76	14.26
0.54	9.02	19.56	12.02	45.08	0.00	0.90	0.83	149.65	1.82	3.87	14.26
0.59	6.99	19.56	9.32	45.08	0.00	0.90	0.83	115.98	1.41	2.99	14.26
0.63	4.96	19.56	6.61	45.08	0.00	0.90	0.83	82.31	1.00	2.12	14.26
0.68	2.93	19.56	3.91	45.08	0.00	0.90	0.83	48.64	0.59	1.25	14.26
0.72	0.90	19.56	1.20	45.08	0.00	0.90	0.83	14.96	0.18	0.38	14.26
0.77	0.00	19.56	0.00	0.00	0.00	0.90	0.83	0.00	0.00	0.00	14.26
0.81	0.00	19.56	0.00	0.00	0.00	0.90	0.83	0.00	0.00	0.00	14.26
0.86	0.00	19.56	0.00	0.00	0.00	0.90	0.83	0.00	0.00	0.00	14.26
0.90	0.00	19.56	0.00	0.00	0.00	0.90	0.83	0.00	0.00	0.00	14.26

Tabla 3.25: Cuadro de barras de acero (ASTM Gr60 A706 - soldable y A615 - no soldable)

ϕ	A_s	Peso
pulg	cm^2	Kg/m
0.00	0.00	0.00
0.38	0.71	0.56
0.50	1.27	0.99
0.63	1.98	1.55
0.75	2.85	2.24
1.00	5.07	3.98
1.38	9.59	7.52

Tabla 3.26: Acero a flexión elegido

L	N_1	ϕ_1	N_2	ϕ_2	A_s
0.3	5	0.75	0	0	14.26
0.4	5	0.75	0	0	14.26
0.9	5	0.75	0	0	14.26

$$A_{vf} = 10.20 \text{ cm}^2. \text{ Área de acero por resistencia a la fricción para cortante.}$$

3. Cálculo De Acero Total Principal.

$$A_{sc} = \max(A_f + A_n, \frac{2}{3}A_{vf} + A_n).$$

$$A_f = 11.00 \text{ cm}^2. \text{ Área de acero a flexión.}$$

Tabla 3.27: Diseño Por Cortante (Como Viga)

x	M_u	V_{ud}	d_v	ϵ_x	β	θ	ϵ_x	β	θ	V_{conc}
m	Ton-m	Ton		m/m			m/m			tf
0.00	33.36	0.00	0.75	0.00	2.39	33.70	0.00	2.39	33.70	34.18
0.05	31.33	0.00	0.75	0.00	2.47	33.41	0.00	2.47	33.41	35.26
0.09	29.30	0.00	0.75	0.00	2.55	33.13	0.00	2.55	33.13	36.40
0.14	27.27	0.00	0.75	0.00	2.63	32.84	0.00	2.63	32.84	37.62
0.18	25.24	0.00	0.75	0.00	2.72	32.55	0.00	2.72	32.55	38.93
0.23	23.21	0.00	0.75	0.00	2.82	32.27	0.00	2.82	32.27	40.33
0.27	21.19	0.00	0.75	0.00	2.93	31.98	0.00	2.93	31.98	41.84
0.32	19.16	0.00	0.75	0.00	3.04	31.70	0.00	3.04	31.70	43.46
0.36	17.13	0.00	0.75	0.00	3.16	31.41	0.00	3.16	31.41	45.22
0.41	15.10	0.00	0.75	0.00	3.30	31.13	0.00	3.30	31.13	47.12
0.45	13.07	0.00	0.75	0.00	3.44	30.84	0.00	3.44	30.84	49.19
0.50	11.04	0.00	0.75	0.00	3.60	30.56	0.00	3.60	30.56	51.44
0.54	9.02	0.00	0.75	0.00	3.77	30.27	0.00	3.77	30.27	53.92
0.59	6.99	0.00	0.75	0.00	3.96	29.98	0.00	3.96	29.98	56.64
0.63	4.96	0.00	0.75	0.00	4.18	29.70	0.00	4.18	29.70	59.66
0.68	2.93	0.00	0.75	0.00	4.41	29.41	0.00	4.41	29.41	63.02
0.72	0.90	0.00	0.75	0.00	4.67	29.13	0.00	4.67	29.13	66.77
0.77	0.00	0.00	0.75	0.00	4.80	29.00	0.00	4.80	29.00	68.59
0.81	0.00	0.00	0.75	0.00	4.80	29.00	0.00	4.80	29.00	68.59
0.86	0.00	0.00	0.75	0.00	4.80	29.00	0.00	4.80	29.00	68.59
0.90	0.00	0.00	0.75	0.00	4.80	29.00	0.00	4.80	29.00	68.59

$A_{sc} = 11.00 \text{ cm}^2$. Área de acero total, resistente.

4. Acero De Distribución por Tensión.

$$A_h = 0.5(A_{sc} - A_n).$$

$A_h = 5.50 \text{ cm}^2$. Área de acero por distribución en 2/3h centrales.

3.3.4. Diseño De Anclaje Entre Losa Y Estribo.

3.3.4.1. Cálculos Previos.

$A = 0.52$. Coeficiente de aceleración.

$PP + CM = 433.43 \text{ Ton}$. Reacción en estribo, debido al peso propio y cargas muertas adicionales.

$N_t = 5.00 \text{ und}$. Número de topes transversales.

$EQ = 45.08 \text{ Ton}$. Fuerza de sismo.

3.3.4.2. Varilla Lisa A Colocar En La Unión Entre Losa Y Estribo.

3.3.4.3. Resistencia Última Por Cortante.

$$\phi V_n = \phi 0.6 f_y A$$

Tabla 3.28: Diseño Por Cortante (Como Viga)

x	ϕ_{Barr}	S	ramas	V_{Acero}	$\phi_v V_{nom}$	Estado
m	pulg.	m	und	tf	tf	
0.00	0.50	0.10	2.00	79.53	102.34	Ok
0.05	0.50	0.10	2.00	79.53	103.31	Ok
0.09	0.50	0.10	2.00	79.53	104.34	Ok
0.14	0.50	0.10	2.00	79.53	105.44	Ok
0.18	0.50	0.10	2.00	79.53	106.62	Ok
0.23	0.50	0.10	2.00	79.53	107.88	Ok
0.27	0.50	0.10	2.00	79.53	109.24	Ok
0.32	0.50	0.10	2.00	79.53	110.70	Ok
0.36	0.50	0.10	2.00	79.53	112.27	Ok
0.41	0.50	0.10	2.00	79.53	113.99	Ok
0.45	0.50	0.10	2.00	79.53	115.85	Ok
0.50	0.50	0.10	2.00	79.53	117.88	Ok
0.54	0.50	0.10	2.00	79.53	120.11	Ok
0.59	0.50	0.10	2.00	79.53	122.56	Ok
0.63	0.50	0.10	2.00	79.53	125.27	Ok
0.68	0.50	0.10	2.00	79.53	128.29	Ok
0.72	0.50	0.10	2.00	79.53	131.67	Ok
0.77	0.50	0.10	2.00	79.53	133.31	Ok
0.81	0.50	0.10	2.00	79.53	133.31	Ok
0.86	0.50	0.10	2.00	79.53	133.31	Ok
0.90	0.50	0.10	2.00	79.53	133.31	Ok

$\phi = 0.65$. Factor de reducción para corte.

$f_y = 3500.00 \text{ Kg/cm}^2$. Acero estructural A50.

$A = 1\frac{3}{8} \text{ pulg.}$ Área de acero de varilla lisa.

$\phi V_n = 13.08 \text{ Ton.}$

$N = 3.45 \text{ und.}$ Número de varillas lisas requeridas.

$N = 4.00 \text{ und.}$ Número de varilla(s) lisa(s) propuesta(s).

$N\phi V_n = 52.31 \text{ Ton.}$ Resistencia a corte de la(s) varilla(s).

$EQ = 45.08 \text{ Ton.}$ Fuerza de sismo.

Tabla 3.29: Varilla Lisa A Colocar.

ϕ	Área
(in)	(cm^2)
0.38	0.71
0.50	1.27
0.63	1.98
0.75	2.85
1.00	5.07
1.13	6.41
1.38	9.58
1.50	11.40

3.3.4.4. Resistencia Última Por Cortante.

$$N\phi V_n > EQ. \text{ OK.}$$

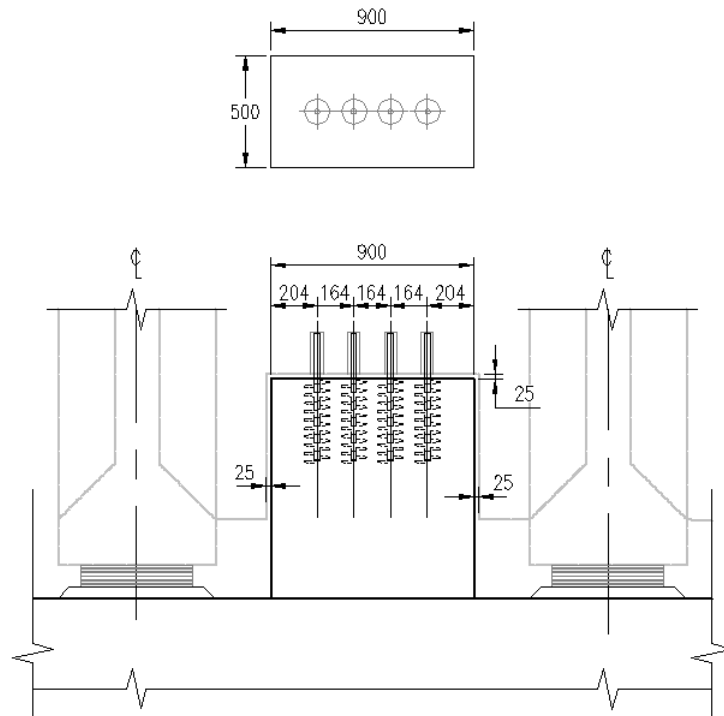


Figura 3.34: Detalle del anclaje entre losa y estribo.

3.3.5. Diseño de barrera.

3.3.5.1. Líneas De Falla Y Datos.

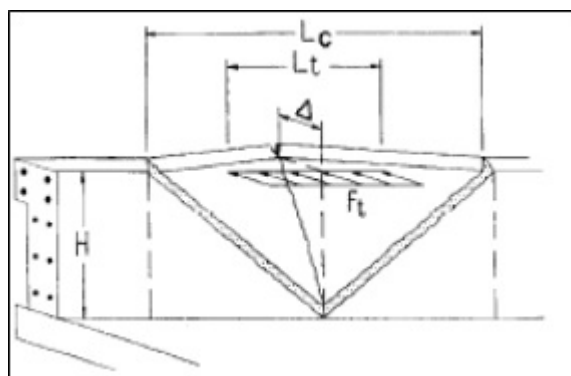


Figura 3.35: Líneas de falla y datos y la barrera..

1. Fuerzas y Datos Geométricos.

$$F_t = 24.55 \text{ Ton.}$$

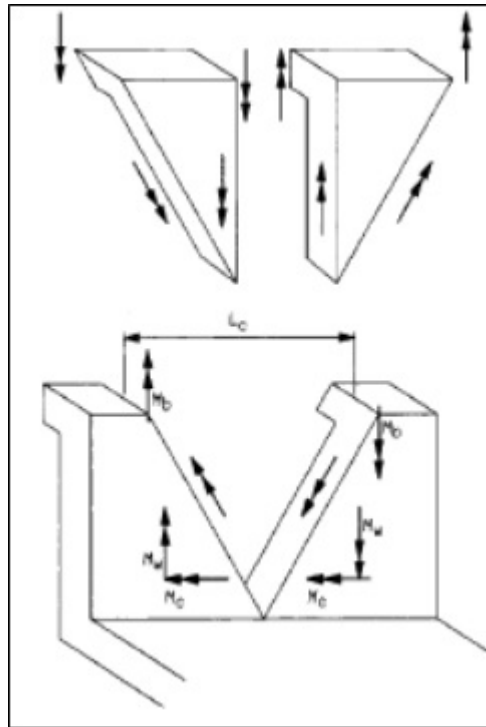


Figura 3.36: Continuación de líneas de falla y datos y la barrera.

$$F_l = 8.18 \text{ Ton.}$$

$$F_v = 8.18 \text{ Ton.}$$

$$L_t = 1.06 \text{ m.}$$

$$L_l = L_t = 1.06 \text{ m.}$$

$$L_v = 5.48 \text{ m.}$$

$$H = 0.87 \text{ m.}$$

$$R_w = \left(\frac{2}{2L_c - L_t} \right) \left(8M_b + 8M_w + \frac{M_c L_c^2}{H} \right).$$

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2} \right)^2 + \frac{8H(M_b + M_w)}{M_c}}.$$

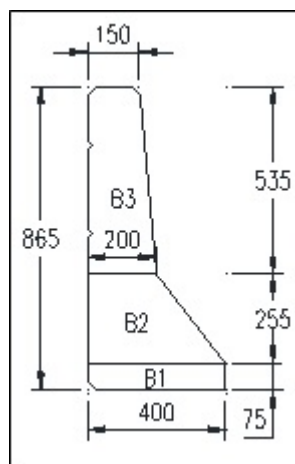


Figura 3.37: Dimensiones de la barrera.

R_w : Fuerza resistente de barrera.

M_b : Momento resistente de viga superior = 0.

M_w : Momento resistente de muro alrededor de eje vertical.

M_c : Momento resistente de muro alrededor de eje horizontal.

H : Altura de muro.

L_t : Longitud de distribución de fuerza de choque.

L_c : Longitud de falla crítica por líneas de fluencia.

2. Momento Resistente Alrededor De Eje Vertical (M_w).

Se Usara El Espesor Promedio

$A_{ba} = 0.20 \text{ m}^2$. Área de barrera.

$4\varnothing 1/2'' = 5.08 \text{ cm}^2$. Acero distribuido en cara a tracción de barrera.

$b_{eq} = 0.23 \text{ m}$. Ancho equivalente de muro.

$r = 0.05 \text{ m}$. Recubrimiento de acero.

$d = 0.18 \text{ m}$. Peralte efectivo.

$\phi = 0.90$. Factor de resistencia a flexión.

$a = 1.20 \text{ cm}$. Altura efectiva del concreto.

$\phi M_n = 3.32 \text{ Ton} - \text{m}$. Momento nominal.

3. Momento Resistente Alrededor De Eje Horizontal (M_c).

Zona B1

$b_{prom} = 0.40 \text{ m}$. Ancho de muro.

$\varnothing 1/2'' @ 15 = 8.47 \text{ cm}^2/\text{m}$. Acero distribuido en cara a tracción de barrera.

$r = 0.05 \text{ m}$. Recubrimiento de acero.

$d = 0.35 \text{ m}$. Peralte efectivo.

$\phi = 0.90$. Factor de resistencia a flexión.

$a = 1.99$. Altura efectiva del concreto.

$\phi M_{n1} = 10.88 \text{ Ton} - \text{m}/\text{m}$. Momento nominal por metro de ancho.

Zona B2

$b_{prom} = 0.20 \text{ m}$. Ancho de muro.

$\varnothing 1/2'' @ 15 = 8.47 \text{ cm}^2/\text{m}$. Acero distribuido en cara a tracción de barrera.

$r = 0.05 \text{ m}$. Recubrimiento de acero.

$d = 0.15 \text{ m}$. Peralte efectivo.

$\phi = 0.90$. Factor de resistencia a flexión.

$a = 1.99$. Altura efectiva del concreto.

$\phi M_{n2} = 4.48 \text{ Ton} - \text{m/m}$. Momento nominal por metro de ancho.

Zona B3

$b_{prom} = 0.18 \text{ m}$. Ancho de muro.

$\emptyset 1/2'' @ 15 = 8.47 \text{ cm}^2/\text{m}$. Acero distribuido en cara a tracción de barrera.

$r = 0.05 \text{ m}$. Recubrimiento de acero.

$d = 0.13 \text{ m}$. Peralte efectivo.

$\phi = 0.90$. Factor de resistencia a flexión.

$a = 1.99$. Altura efectiva del concreto.

$\phi M_{n3} = 3.68 \text{ Ton} - \text{m/m}$. Momento nominal por metro de ancho.

$\phi M_{np} = 4.54 \text{ Ton} - \text{m/m}$. Momento nominal por metro de ancho.

4. Calculo De R_w .

$L_c = 2.84 \text{ m}$.

$R_w = 29.86 \text{ Ton}$.

5. Transferencia De Corte A La Losa. (LRFD 5.8.4.1)

$$T = \frac{R_w}{L_c + 2H}$$

$T = 6.53 \text{ Ton/m}$.

V_{ni} = Resistencia al corte en zona de transferencia.

$$V_{ni} = cA_{cv} + \mu (A_{vf}f_y + P_c)$$

A_{cv} : Área de concreto en transferencia

A_{vf} : Área de concreto de transferencia

c : Factor de cohesión 0.075 Ksi

μ : Coeficiente de fricción

P_c : Peso de barrera

c : 52.50 Ton/m^2 .

μ : 0.60.

A_{cv} : 0.40 m^2 .

A_{vf} : $16.93 \text{ cm}^2/\text{m}$. 2 ramas de $\emptyset 1/2'' @ 15$.

P_c : 0.48 Ton .

$V_{ni} = 63.96 \text{ Ton/m}$.

6. Acero Mínimo Para Transferencia (LRFD 5.8.4.4-1)

$$A_{vf} \geq \frac{0.05A_{cv}}{f_y}$$

$$A_{vf_mín} = 3.33 \text{ cm}^2/m. \text{ Ok.}$$

7. Longitud De Anclaje (LRFD 5.11.2.4)

$$L_{dh} = 24.14 \text{ cm.}$$

$$F_{red} = 0.70.$$

$$L_{dh_red} = 16.89 \text{ cm.}$$

$$8\varnothing = 10.16 \text{ cm.}$$

$$6\text{pulg} = 15.24 \text{ cm.}$$

$$L_{dh_mín} = 16.89 \text{ cm.}$$

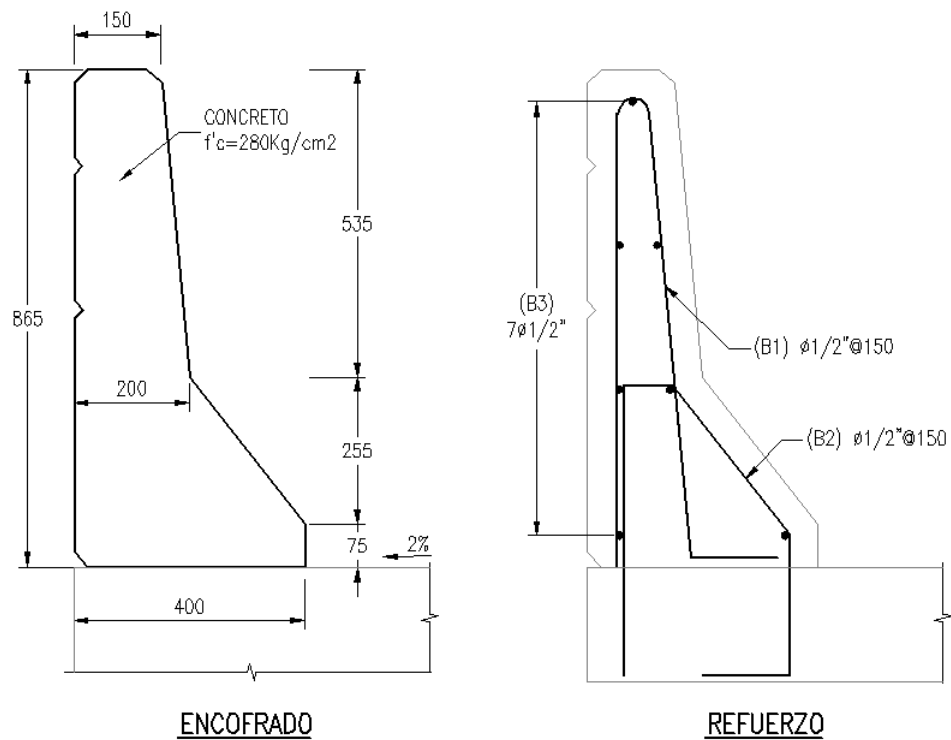


Figura 3.38: Resumen del diseño de la Barrera.

3.4. Diseño de Subestructura.

T.Y. Lin (TYLI) realiza una optimización del diseño de la subestructura del Puente Paseo de la República para la Vía Expresa Sur en Lima, Perú.

3.4.1. Descripción de la Subestructura.

La superestructura se apoya sobre el neopreno en todas las vigas cabezales. Las vigas cabezales están apoyadas sobre monocolumnas.

La figura 3.39 muestra una vista en elevación típica de los pilares.

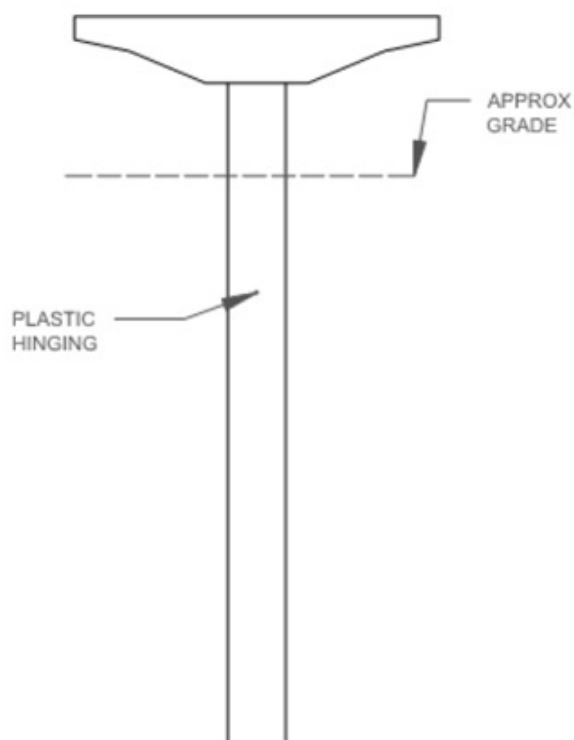


Figura 3.39: Elevación de la Monocolumna. *Fuente:* Memoria de cálculo de T.Y.Lin International.

3.4.2. Modelo para Análisis Sísmico y Diseño.

El modelo de análisis estructural para el puente se ha creado usando CSiBridge. El análisis sísmico y diseño de Vía Expresa Sur se llevó a cabo de acuerdo con la Guía de Especificaciones AASHTO LRFD para Diseño Sísmico de Puentes, 2ª edición [24], en adelante denominado “La Guía de Especificaciones”. El procedimiento de diseño sísmico adoptado es un enfoque de diseño basado en el desplazamiento.

3.4.2.1. Diseño de Aceleración de Respuesta Espectral (RSA).

El espectro de respuesta utilizado en el diseño se basa en la clase C y un sitio amortiguación supuesta del 5% . La siguiente tabla 3.30 muestra los valores utilizados para generar el espectro de respuesta. Véase la figura 3.40 para el espectro de respuesta .

Tabla 3.30: Parámetros de Ingreso para Respuesta Espectral.

<u>Tipo de Sitio C</u>
PGA= 0.52
SS= 1.11
S1= 0.53
Fpga= 1
As(%g)= 0.52
Fa= 1
Fv= 1
SDS= 1.11
SD1= 0.53
T0= 0.1
TS= 0.48

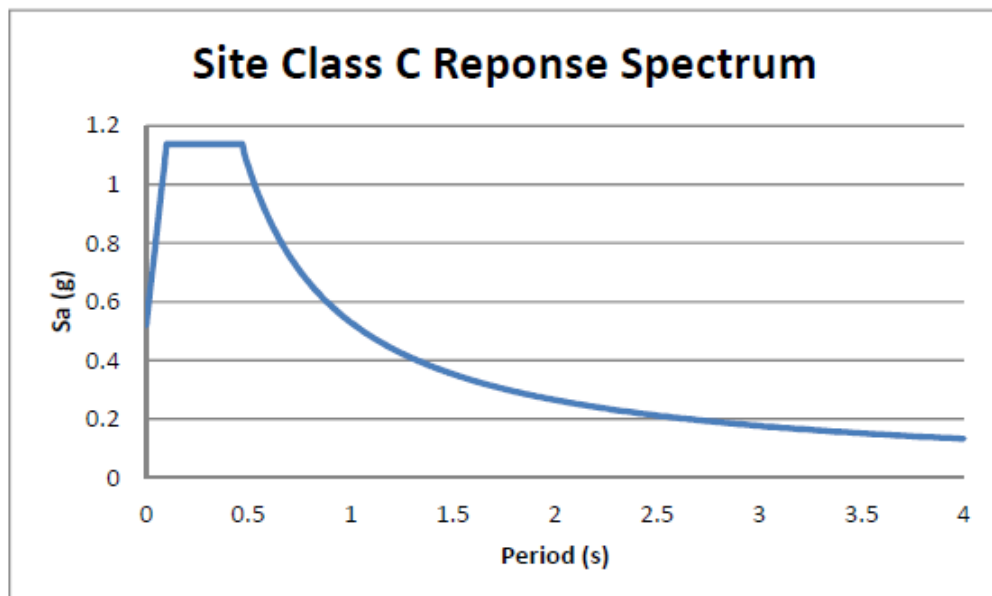


Figura 3.40: Respuesta Espectral. Fuente: Memoria de cálculo T.Y. Lin International.

3.4.3. Modelo Sísmico.

La sección 3.5 de la Guía de Especificaciones establece que cada estructura de puente deberá ser asignado a una de las cuatro categorías de diseño sísmico (SDC). La categoría de diseño sísmico para la Vía Expresa Sur puede ser determinada en base a 1-seg período de diseño espectral de aceleración (SD1), que es 0,53 g de la Tabla 3.30 anterior. De acuerdo con la tabla 3.5.1 de la Guía de Especificaciones, la categoría de diseño sísmico aplicable para el proyecto es D.

3.4.3.1. Modelo Global RSA.

El objetivo del modelo y análisis de respuesta espectral es para cuantificar la respuesta sísmica de la estructura del puente en términos de las demandas de desplazamiento estructurales. Por lo tanto, es importante desarrollar un modelo RSA basado en masas realistas, los materiales y las propiedades de la sección transversal y condiciones de contorno de la estructura durante el sismo de diseño. El modelo global de RSA se muestra en la figura 3.41 .

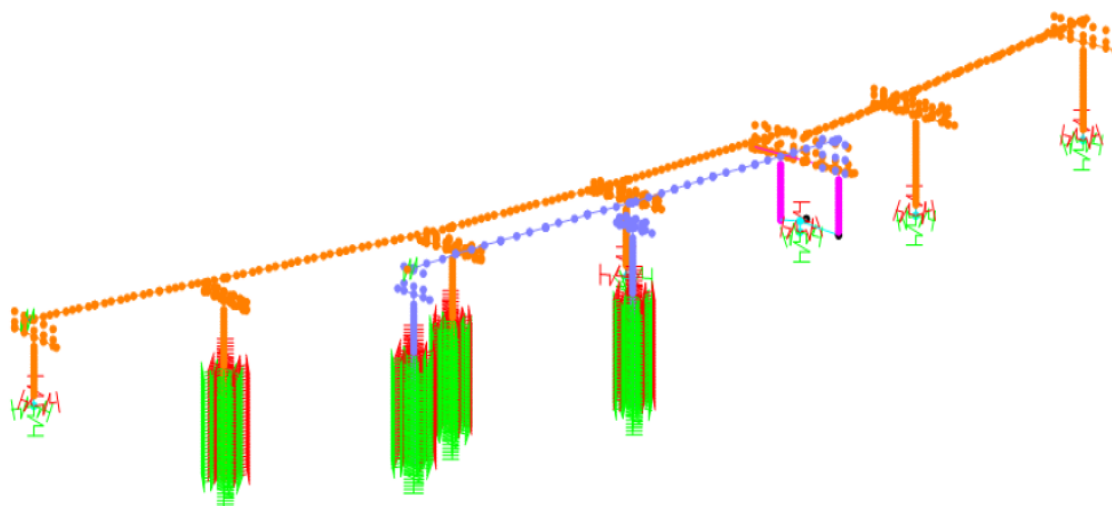


Figura 3.41: Modelo Global del Puente Paseo de la República. *Fuente:* Memoria de cálculo T.Y. Lin International.

3.4.4. Diseño de Pilar.

Calcular la capacidad de corte de una columna circular usando la AASHTO Specs for Seismic Bridge Desing (SBD) y la AASHTO LRFD Bridge Desing Specifications (AASHTO).

Utilice refuerzo en espiral; Diseñar para para la categoría (SDC) D.

Pilar 2

1. Propiedades de la Sección del Pilar.

$$D_{pier} = 2 \text{ m. Diámetro del pilar.}$$

$$C_{cover} = 75 \text{ mm. Recubrimiento del concreto.}$$

- $H_p = 13.158 m$. Altura del pilar usado para calcular el corte, =H para curvatura simple, =H/2 para curvatura doble.
- $f'_c = 27.5 MPa$. Resistencia a compresión del concreto.
- $f_y = 410 MPa$. Esfuerzo de fluencia del acero.
- $d_{bl} = 36 mm$. Diámetro de la varilla longitudinal.
- $n_{bl} = 44$. Número de barras del refuerzo longitudinal.
- $d_{sp} = 19 mm$. Diámetro del refuerzo en espiral.
- $s_{sp} = 100 mm$. Espaciamiento del refuerzo en espiral dentro de la zona plástica.
- $s_{sp.red} = 200 mm$. Espaciamiento del refuerzo en espiral fuera de la zona plástica.
- $n_{sp} = 1$. Número individual de zunchos.
- $P_u = 10000 kN$. Fuerza de compresión última en el estribo (positivo=compresión).
- $\Delta_{td} = 402 mm$. Demanda total de desplazamiento en la parte superior del análisis de respuesta espectral.
- $\Delta_{yi} = 273 mm$. Idealización del desplazamiento de fluencia en la parte superior del pilar del Análisis Pushover.
- $\Delta_{ui} = 890 mm$. Idealización del desplazamiento último en la parte superior del pilar del Análisis Pushover.
- $\Delta_{pd} = \Delta_{td} - \Delta_{yi} = 129 mm$. Demanda de desplazamiento plástico.
- $M_p = 24010 kN - m$. Capacidad de momento plástico del pilar de XTRACT.
- $M_{ne} = 21680 kN - m$. Capacidad del momento nominal del pilar de XTRACT.

2. Propiedades de la Sección del Pilar (cont.)

- $A_g = \frac{\pi}{4} D_{pier}^2 = 3.142 m^2$. Área de la sección del pilar.
- $A_{sp} = 283.873 mm^2$. Área del refuerzo en espiral.
- $D' = D_{pier} - 2C_{cover} - d_{sp} = 1.831 m$. Diámetro del núcleo.
- $\rho_{sp} = \frac{4A_{sp}}{S_{sp}D'} = 0.006$. Ratio volumétrico del refuerzo en espiral.
- $\rho_{sp.min} = 0.005$. Mínimo ratio del espiral para SDC D, SBD 8.6.5-3.
- $\rho_{sp.out} = \frac{4A_{sp}}{S_{sp.red}D'} = 0.003$. Ratio volumétrico de refuerzo transversal fuera de la zona plástica.
- $Ratio_{sp} = \frac{\rho_{sp.out}}{\rho_{sp}} = 0.5$. Ratio de refuerzo lateral fuera de la zona plástica., vs. la parte interior, por SBD 8.8.8.

$$Check_{Spiral} = \begin{cases} \text{” Ok” si } \rho_{sp} \geq \rho_{sp.min} \wedge Ratio_{sp} \geq 0.50 \\ \text{”Incrementar refuerzo en espiral fuera de la zona plástica” Si } Ratio_{sp} < 0.50 \\ \text{si no “Incrementar refuerzo en la zona plástica”} \end{cases}$$

$$Check_{Spiral} = Ok.$$

$$A_l = A_{bl}n_{bl} = 0.044 m^2. \text{ Área de refuerzo longitudinal.}$$

$A_{I.min} = 0.010A_g = 0.031 m^2$. Refuerzo mínimo para columnas en SDC D, SBD 8.8.2.

$A_{I.max} = 0.04A_g = 0.126 m^2$. Refuerzo longitudinal máximo en SBD 8.8.1.

$$Check_{LongReinf} = \begin{cases} \text{"Ok"} & \text{Si } A_I \geq A_{I.min} \wedge A_I \leq A_{I.max} \\ \text{Si no} & \\ \text{"Agregar refuerzo longitudinal"} & \text{Si } A_I < A_{I.min} \\ \text{"Reducir refuerzo longitudinal"} & A > A_{I.max} \end{cases}$$

$$Check_{LongReinf} = Ok.$$

3. Requerimientos de Ductilidad.

$\mu_{D.limit} = 4$. Ductilidad límite permitido por SBD sec 4.9.

$Cmt_{\mu.D.limit} =$ "Para RC miembros sujetos en el suelo de articulación"

$\mu_D = 1 + \frac{\Delta_{pd}}{\Delta_{yi}} = 1.473$. Demanda de ductilidad para el pilar.

$$Check_{Ductility} = \begin{cases} \text{"Ok"} & \text{Si } \mu_D \leq \mu_{D.Limit} \\ \text{si no "Ductilidad inadecuada"} & \end{cases}$$

$$Check_{Ductility} = Ok.$$

4. Revisión del Análisis Pushover.

$\Delta_{td} = 0.402 m$. Demanda de desplazamiento sísmico.

$\Delta_{ui} = 0.89 m$. Capacidad última de desplazamiento de Análisis Pushover.

$DC_{Disp} = \frac{\Delta_{td}}{\Delta_{ui}} = 0.452$.

$$Check_{Disp} = \begin{cases} \text{"Ok"} & \text{Si } DC_{Disp} \leq 1.0 \\ \text{si no "Ductilidad inadecuada"} & \end{cases}$$

$$Check_{Disp} = Ok.$$

5. Revisión de Demanda Axial.

$P_{u.limit} = 0.2f'_c A_g = 17278.76 kN$. Límite de demanda axial SBD 8.7.2-1.

Este límite es impuesto $\mu.d > 2$, Cuando no se realiza el análisis Pushover para obtener momento curvatura. Para VESUR se realizó el análisis Pushover y este límite no es aplicable. aplicable.

6. Cálculo de la Demanda por Corte.

$\lambda_{mo} = 1.2$. Sobre Resistencia magnificada, por SBD 8.5.

$Cmt_{\lambda.mo} =$ Para refuerzo A 706.

$M_{po} = \lambda_{mo} M_p = 28812 kN - m$. Sobre resistencia de capacidad de momento plástico.

$V_{po} = \frac{M_{po}}{H_p} = 2189.646 \text{ kN}$. Demanda de fuerza de corte correspondiente a la sobre resistencia de la capacidad de momento plástico.

7. Capacidad de Corte Dentro de la Zona Plástica.

$\Phi_s = 0.9$. Factor de resistencia para corte de concreto reforzado.

$f_s = \min\left(\rho_{sp} \frac{f_y}{ksi}, 0.35\right) = 0.35$. Por SBD 8.6.2-6.

$\alpha' = \frac{f_s}{0.15} + 3.67 - \mu_D = 4.531$. Factor de ajuste de corte en el concreto por SBD 8.6.2-5.

$\alpha' = \min(\alpha', 3.0)$.

$\alpha' = \max(\alpha', 0.3)$.

$\alpha' = 3$. SBD 8.6.2.

$v_{c1} = 0.032\alpha' \left(1 \text{ ksi} + \frac{P_u}{2A_g}\right) \sqrt{\frac{f'_c}{ksi}} = 1.627 \text{ MPa}$.

$v_{c2} = \min\left(0.11 \sqrt{\frac{f'_c}{ksi}} \text{ ksi}, 0.047\alpha' \sqrt{\frac{f'_c}{ksi}} \text{ ksi}\right) = 1.515 \text{ MPa}$.

$$v_c = \begin{cases} \min(v_{c1}, v_{c2}) & \text{Si } P_u > 0 = 1.509 \text{ MPa} \\ \text{si no } 0 \end{cases}$$

$A_e = 0.8A_g = 2.513 \text{ m}^2$. SBD 8.6.2-2.

$V_c = v_c A_e = 3806.785 \text{ kN}$. Capacidad del concreto al corte por SBD 8.6.2-1.

$V_s = \frac{\pi}{2} \left(\frac{n_{sp} A_{sp} f_y D'}{S_{sp}}\right) = 3347.466 \text{ kN}$. Contribución del refuerzo en espiral a la capacidad por corte, por SBD 8.6.3-1.

$V_{s,max} = 0.25 \sqrt{\frac{f'_c}{ksi}} \text{ ksi} A_e = 8651.785 \text{ kN}$. Máximo refuerzo por corte SBD 8.6.4-1.

$$Check_{Spiral.PH} = \begin{cases} \text{” Ok”} & \text{Si } V_s \leq V_{s,max} \\ \text{si no “Reducir el refuerzo en espiral dentro de la zona plástica”} \end{cases}$$

$Check_{Spiral.PH} = Ok$.

$\Phi V_n = \Phi_s (V_c + V_s) = 6438.827 \text{ kN}$. Capacidad de Resistencia al Corte SBD 8.6.1-1.

$DC_{Shear} = \frac{V_{po}}{\Phi V_n} = 0.34$.

$$Check_{Shear} = \begin{cases} \text{” Ok”} & \text{Si } DC_{Shear} \leq 1 \\ \text{si no “El corte dentro de la zona plástica es inadecuada”} \end{cases}$$

8. Capacidad de Resistencia al Corte fuera de la zona plástica.

$\beta = 2$. Factor de corte por AASHTO 5.8.3 este valor es razonable para esta verificación.

$\theta = 45$. deg.

$\alpha = 90$. deg.

$D_r = D' - d_{bl} - d_{sp} = 1.776 \text{ m}$. Diámetro del círculo que pasa a través del centro a centro del refuerzo longitudinal.

$d_v = 0.9 \left(\frac{D_{pier}}{2} + \frac{D_r}{\pi} \right)$. Espesor efectivo de la columna circular.

$d_v = D_{pier} = 2 \text{ m}$. Espesor efectivo de la sección=diámetro de la sección por AASHTO 5.8.2.9

$V_{c.red} = 0.0316\beta \sqrt{\frac{f'_c}{ksi}} k s i b_v d_v = 2451.987 \text{ kN}$. Resistencia del concreto fuera de la zona plástica por AASHTO 5.8.3.3-4

$A_v = A_{sp} = 283.873 \text{ mm}^2$

$V_{s.red} = \frac{\pi}{2} \left(\frac{n_{sp} A_{sp} f_y D'}{S_{sp.red}} \right) = 1673.733 \text{ kN}$.

$V_{po} = 2189.646 \text{ kN}$. Demanda de sobre resistencia de corte.

$V_{c.red} + V_{s.red} = 4125.72 \text{ kN}$.

$V_{n.red} = \min \left(V_{c.red} + V_{s.red}, 0.25 f'_c b_v d_v \right) = 4125.72 \text{ kN}$. Resistencia nominal fuera de la zona plástica, AASHTO 8.5.3.3.

$\Phi V_{n.red} = \Phi_s (V_{n.red}) = 3713.148 \text{ kN}$.

$DC_{Shear.Out} = \frac{V_{po}}{\Phi V_{n.red}} = 0.59$.

$$Check_{Shear.Out} = \begin{cases} \text{” Ok” Si } Check_{Shear.Out} \leq 1 \\ \text{si no “El corte fuera de la zona plástica es inadecuada”} \end{cases}$$

9. Longitud de plastificación.

$f_{ye} = 1.1 f_y = 451 \text{ MPa}$. Límite de fluencia de la resistencia del refuerzo.

$L_{p.1} = 0.08 H_p + 0.15 \frac{f_{ye}}{ksi} d_{bl} = 1.406 \text{ m}$. Longitud analítica de plastificación para columnas en zapatas y viga cabezal.

$L_{p.1} = \max \left(L_{p.1}, 0.3 \frac{f_{ye}}{ksi} d_{bl} \right) = 1.406 \text{ m}$. SBD 4.11.6-1.

$L_{p.2} = 0.1 H_p + D_{pier} = 3.316 \text{ m}$. Longitud analítica de plastificación para pilotes escavados.

$L_{p.2} = \min \left(L_{p.2}, 1.5 D_{pier} \right) = 3 \text{ m}$. SBD 4.11.6-2.

$Type_{L.p} = 2$. por SBD 4.11.6.

$Cmt_{Type.L.p} = \text{CIDH Shaft}$.

$$L_p = \begin{cases} L_{p.1} \text{ if } Tipo_{L.p} = 1 = 1.099 \text{ m} \\ L_{p.2} \text{ if } Tipo_{L.p} = 2 \end{cases}$$

$L_{pr.1} = 1.5 D_{pier} = 3 \text{ m}$.

$L_{pr.2} = H_p \frac{1}{4} = 3.29 \text{ m}$.

$L_{pr} = \max \left(L_{pr.1}, L_{pr.2}, L_p \right) = 3.29 \text{ m}$. Región de plastificación, como está definido en SBD 4.11.7.

10. Mínima Resistencia Lateral.

$P_{seismic} = 9310 \text{ kN}$. Peso de la superestructura.

$H_h = 13.158 \text{ m}$. Altura del pilar.

$D_s = 2.15 \text{ m}$. Peralte de la superestructura.

$\Lambda = 1$. 1=Factor fijo por SBD 4.8.1

$P_{trib} = \max(P_{seismic}, P_u) = 10000 \text{ kN}$. Peso tributario sísmico para el pilar, SBD 8.7.1

$M_{ne.min} = 0.1P_{trib} \left(\frac{H_h + 0.5D_s}{\Lambda} \right) = 14233.29 \text{ kN} - \text{m}$.

$M_{ne} = 21680 \text{ kN} - \text{m}$.

$$Check_{M_{ne}} = \begin{cases} \text{"Ok"} & \text{Si } M_{ne} \geq M_{ne.min} \\ \text{si no "La resistencia lateral es inadecuada ??"} & \end{cases} \quad \frac{M_{ne.min}}{M_{ne}} = 0.374$$

11. Verificación de efecto P-Δ

$\Delta_r = \frac{\Delta_d}{\Lambda} = 402 \text{ mm}$. Distancia lateral relativa entre el punto de contra flexión y el punto más alejado de la rótula plástica.

Para doble curvatura asumir un $H/2$.

$P\Delta_{limit} = 0.25M_p = 6002.5 \text{ kN}$. Para columnas de concreto reforzado SBD 4.11.5-1.

$P_{dl} = P_u = 10000 \text{ kN}$.

$\Lambda = 1$.

$P\Delta = P_{dl}\Delta_r = 4020 \text{ kN}$.

$$Check_{P\Delta} = \begin{cases} P\Delta \leq P\Delta_{limit} \\ otherwise \end{cases} \quad \frac{P\Delta}{P\Delta_{limit}} = 0.089$$

$Check_{P\Delta} = Ok$.

12. Longitud de anclaje para las barras de la columna longitudinal.

$I_{ac.min} = \frac{0.79d_{bl}f_{ye}}{\sqrt{\frac{f_c}{ksi}}} = 931.495 \text{ mm}$. Mínima longitud de anclaje para barras longitudinales de la columna desarrollado dentro de la viga cabezal o zapata para SDC C y D.

13. Resumen.

Pilar 2

$Check_{Spiral} = Ok$.

$Check_{LongReinf} = Ok$.

$Check_{Ductility} = Ok$.

$Check_{Disp} = Ok$.

$Check_{Spiral.PH} = Ok$.

$Check_{Shear} = Ok$.

$Check_{Shear.Out} = Ok$.

$Check_{Me.ne} = Ok$.

$Check_{pDelta} = Ok.$

$L_p = 3 m.$

$L_{pr} = 3.29 m.$

$I_{ac.min} = 0.931 m.$

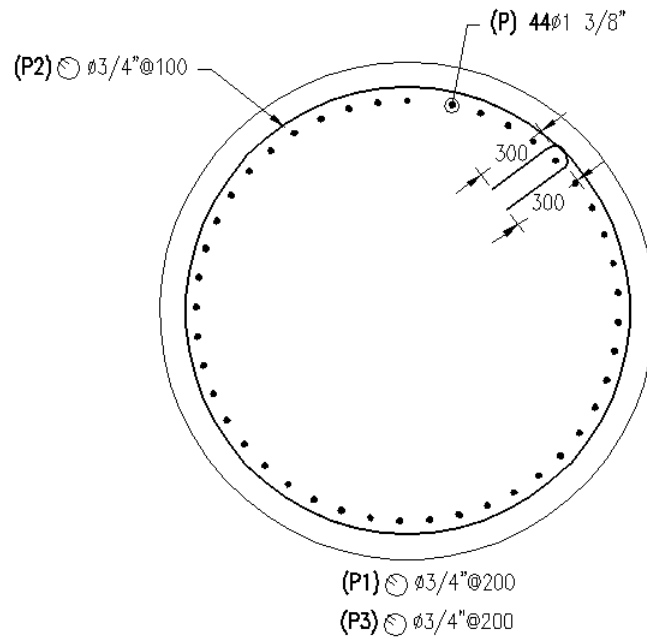


Figura 3.42: Resumen del diseño del pilar.



4 Resultados.

4.1. Resultados para la viga pretensada.

En esta sección se muestra 4 figuras que comparan la Resistencia del concreto, el espaciamiento de los estribos, el factor β (Factor que indica la capacidad del concreto para fisurarse), y el ángulo de inclinación de las tensiones de compresión diagonal “ θ ”; todas éstas están analizadas en 5 puntos comenzando desde el punto crítico y terminando en el centro de luz por tratarse de un puente simplemente apoyado.

4.1.1. Comparación de la Resistencia del Concreto Vs la longitud de la Viga.

En la figura 4.1 se muestra la resistencia del concreto según el Método 1, 2 y 3 de la AASHTO LRFD 2012. Para el punto crítico el Método 2 [A5.8.3.4.2] tiene 144% más de resistencia en comparación con el Método 1; asimismo, el Método 2 [A5.8.3.4.2] es mayor en 16% con respecto al Método 3.

4.1.2. Comparación del Espaciamiento Vs Longitud

En la siguiente figura se muestra el espaciamiento elegido para los métodos 1,2 y 3. En la figura 4.2 Podemos observar que el espaciamiento de los estribos usando el método 2 y 3 son similares y que difieren en un 50% con el método 1.

4.1.3. Comparación del factor β VS largo de la viga

El factor β indica la capacidad del concreto fisurado diagonalmente a transmitir tracción. Para el Método 2 el valor de β varía desde el punto crítico hasta la posición 103 de la longitud de la viga. Ver figura 4.3.

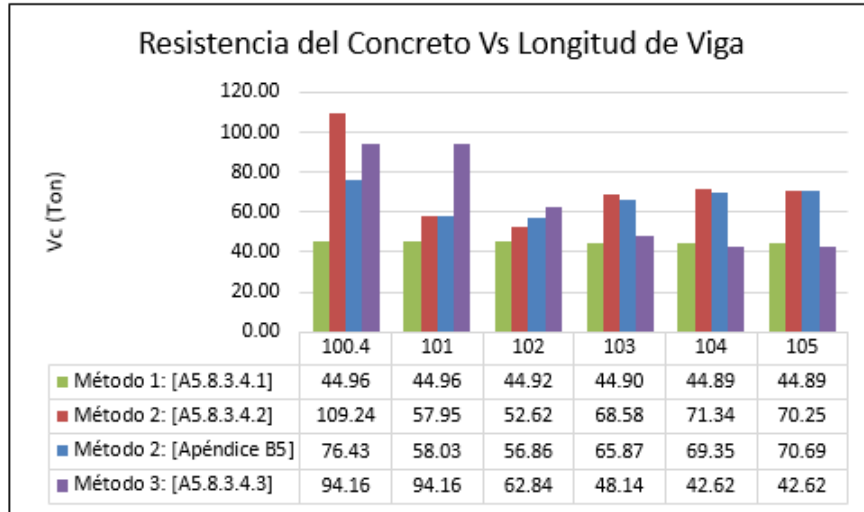


Figura 4.1: Resistencia del concreto según los métodos de la AASHTO LRFD 2012 a lo largo de la viga. *Fuente:* Elaboración propia.

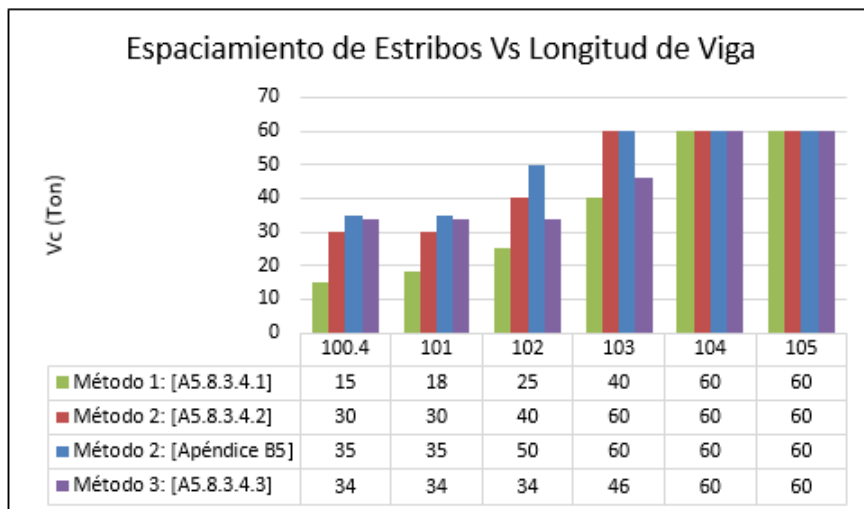


Figura 4.2: Espaciamiento a lo largo de la viga según los métodos de la AASHTO LRFD 2012. *Fuente:* Elaboración propia.

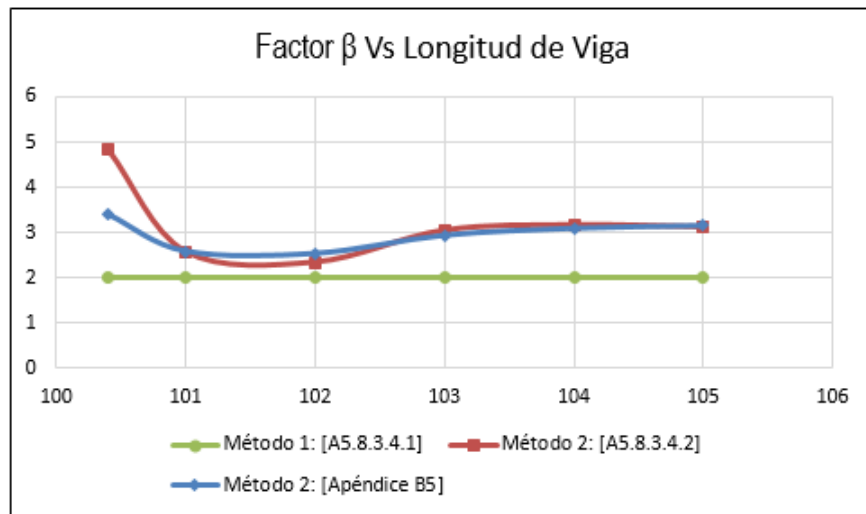


Figura 4.3: Factor β según los métodos de la AASHTO LRFD 2012. *Fuente:* Elaboración propia.

4.1.4. Comparación de θ Vs Longitud de Viga

En la figura 4.4 se muestra el valor del ángulo θ . EL valor promedio a lo largo de la viga para el Método 2 [Apéndice B5] es de 27.80° y para el Método 2 [A5.8.3.4.2] es de 31.73° y 40° para el Método 3.

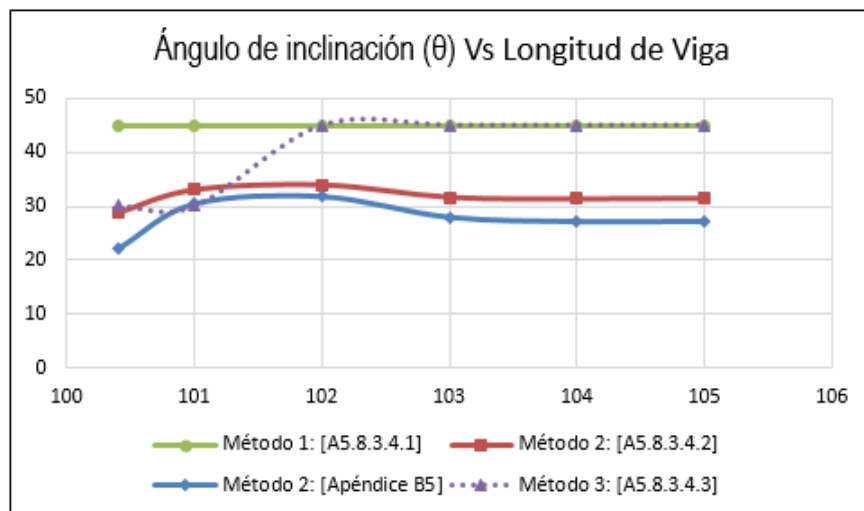


Figura 4.4: Ángulo de inclinación de la fisuras θ según los métodos de la AASHTO LRFD 2012. *Fuente:* Elaboración propia.

4.2. Resultados para la viga postensada.

De igual manera, para la viga postensada se muestra 4 figuras que comparan la Resistencia del concreto, el espaciamiento de los estribos, el factor β (Factor que indica la capacidad del concreto

para fisurarse), y el ángulo de inclinación de las tensiones de compresión diagonal “ θ ”; todas éstas están analizadas a 5 puntos comenzando desde el punto crítico y terminando en el centro de luz por tratarse de un puente simplemente apoyado.

4.2.1. Comparación de la Resistencia del Concreto Vs la longitud de la Viga.

En la figura 4.5 se hace la comparación de la Resistencia del concreto en 5 puntos de análisis a lo largo de la viga. En la figura podemos observar que con el método 2 [A5.8.3.4.2] obtenemos una resistencia de 115.29Ton esta representa un 56% mayor que el Método 2 [Apéndice B5]. Para el método 3 obtenemos una resistencia del concreto de 168.82Ton, éste valor representa un incremento del 46% con respecto al Método 2 [A5.8.3.4.2].

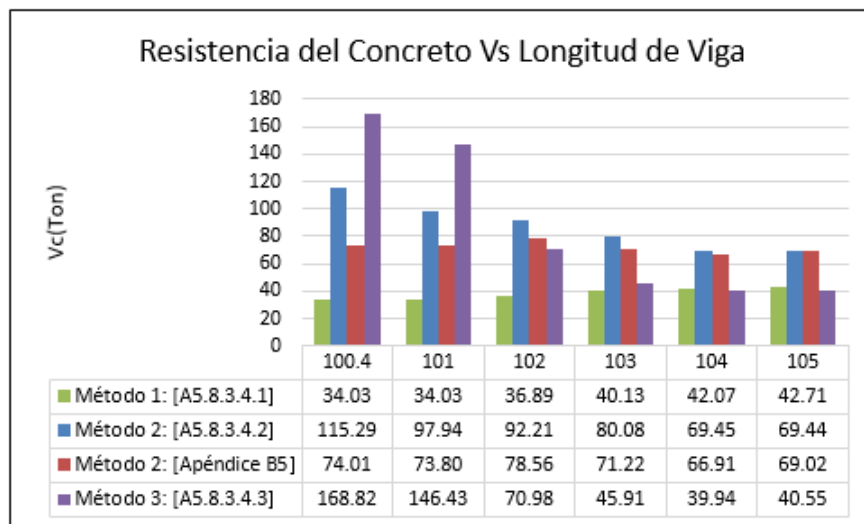


Figura 4.5: Resistencia del concreto según los métodos de la AASHTO LRFD 2012 a lo largo de la viga. *Fuente:* Elaboración propia.

4.2.2. Comparación del Espaciamiento Vs Longitud

En la figura 4.6 podemos observar que con los métodos 2 y 3 se obtienen la misma distribución a lo largo de la viga a excepción del método 1.

4.2.3. Comparación del factor β Vs largo de la viga

En la figura 4.7. El factor β , tiene su máximo valor en el punto crítico de 6.78 y desciende hasta 3.25 en el centro de luz.

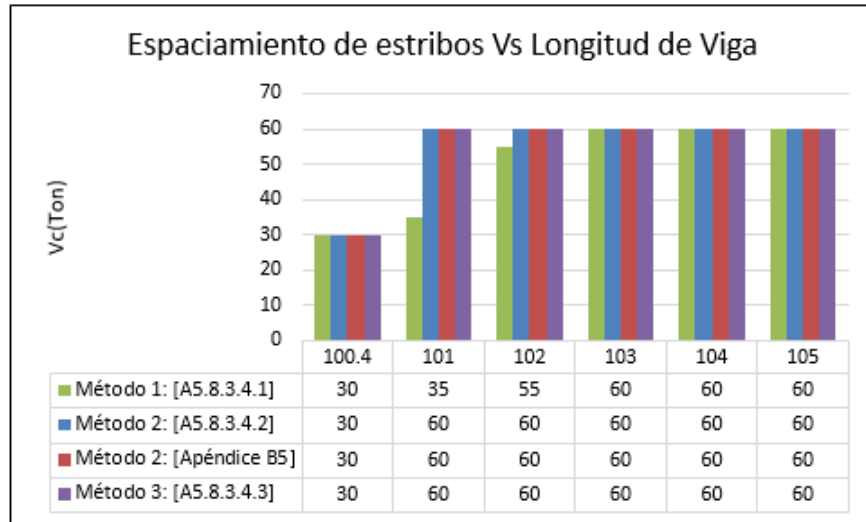


Figura 4.6: Espaciamiento a lo largo de la viga según los métodos de la AASHTO LRFD 2012. *Fuente:* Elaboración propia.

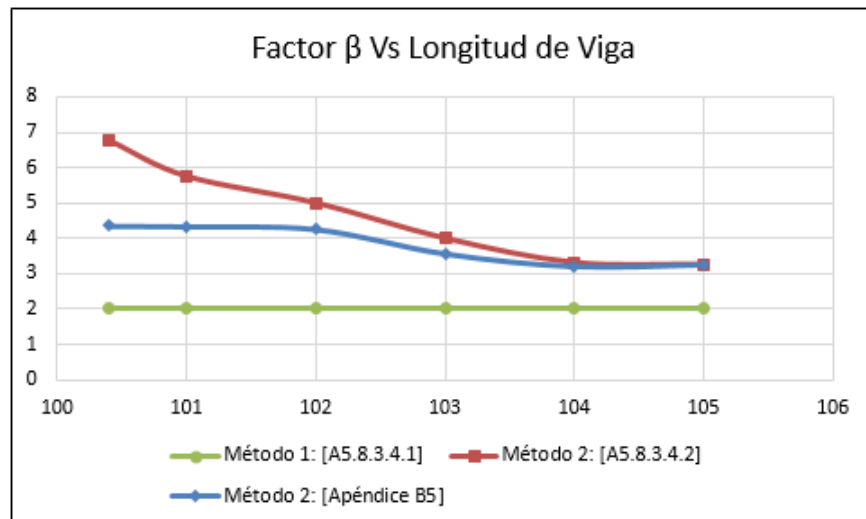


Figura 4.7: Factor β según los métodos de la AASHTO LRFD 2012. *Fuente:* Elaboración propia.

4.2.4. Comparación de θ Vs Longitud de Viga

En la figura 4.8 se muestra el valor del ángulo θ . EL valor promedio a lo largo de la viga para el Método 2 [Apéndice B5] es de 23.06 y para el Método 2 [A5.8.3.4.2] es de 29.49° y 42.34° para el Método 3.

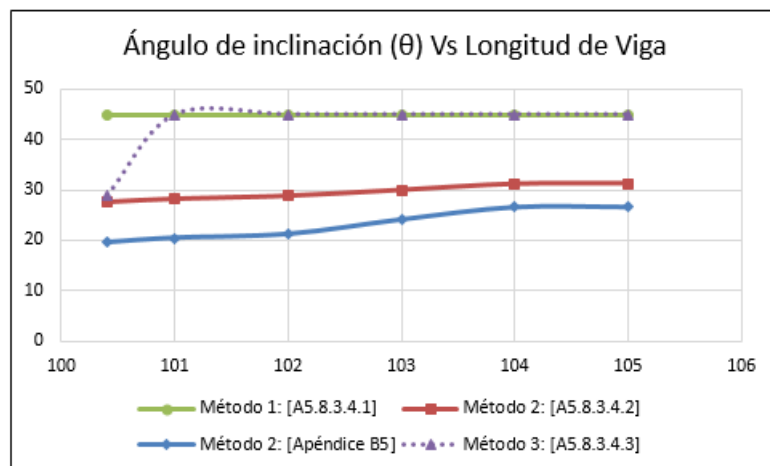


Figura 4.8: Ángulo de inclinación de la fisuras θ según los métodos de la AASHTO LRFD 2012. Fuente: Elaboración propia.

4.3. Comparación del metrado de refuerzo transversal.

En las siguientes tablas se muestran las comparaciones del metrado del refuerzo transversal para los métodos 1, 2 y 3. También se hizo el metrado con la distribución de estribos conservadora (pretensado* y postensado*) ver tablas 3.13 y 3.20.

4.3.1. Resumen de metrado de refuerzo transversal - Pretensado.

La tabla 4.1 muestra el peso total del refuerzo transversal por viga, el volumen, el ratio y el porcentaje de incremento con respecto al ratio mínimo; también podemos observar que la distribución conservadora (pretensado*) es un 17% más que el método 2 [Apéndice B5].

4.3.2. Comparación del metrado de refuerzo transversal - Postensado.

En tabla 4.2 se muestra el comparativo del refuerzo transversal para la viga postensada; asimismo, se agrega el metrado de los estribos con distribución conservadora (postensado*) que es una distribución muy usual que consideran los diseñadores. En la tabla mencionada podemos observar que la distribución conservadora es un 19% más que el método 2 y 3.

Tabla 4.1: Comparación del Metrado de la Viga pretensada

	Peso total (kg)	Volumen (m3)	Ratio (Kg/m3)	%
Pretensado				
Método 1: [A5.8.3.4.1]	3667.11	31.93	114.8	20%
Método 2: [A5.8.3.4.2]	3156.23	31.93	98.8	3%
Método 2: [Apéndice B5]	3058.27	31.93	95.8	0%
Método 3: [A5.8.3.4.3]	3165.89	31.93	99.2	3%
Pretensado*	3573.11	31.93	111.9	17%

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.2: Comparación del Metrado de la Viga postensada

	Peso total kg	Volumen (m3)	Ratio Kg/m3	%
Postensado con Vp				
Método 1: [A5.8.3.4.1]	3079.35	31.93	96.4	3%
Método 2: [A5.8.3.4.2]	3002.47	31.93	94.0	0%
Método 2: [Apéndice B5]	3002.47	31.93	94.0	0%
Método 3: [A5.8.3.4.3]	3002.47	31.93	94.0	0%
Postensado*	3573.11	31.93	111.9	19%

Fuente: Elaboración propia.

4.3.3. Resumen de metrado de refuerzo transversal - Postensado sin aporte del Vp.

En la siguiente tabla 4.3 se muestra el refuerzo transversal con el aporte del postensado. Podemos observar que hay un incremento entre 1% y 13% con respecto a los métodos 1,2 y 3 de la tabla 4.2; también la distribución conservadora es mayor en 18% con respecto al Método 2 [A5.8.3.4.2] que solo tuvo un incremento de 1%.

Tabla 4.3: Comparación del Metrado de la Viga postensada sin considerar el aporte del Vp.

	Peso total kg	Volumen (m3)	Ratio Kg/m3	%
Postensado sin Vp				
Método 1: [A5.8.3.4.1]	3327.1	31.93	104.2	8%
Método 2: [A5.8.3.4.2]	3017.85	31.93	94.5	1%
Método 2: [Apéndice B5]	3161.93	31.93	99.0	5%
Método 3: [A5.8.3.4.3]	3388.61	31.93	106.1	13%
Postensado*	3573.11	31.93	111.9	18%

Fuente: Elaboración propia.

4.4. Comparativo del Presupuesto de Vigas Pretensadas, Postensadas y Vigas Metálicas.

En la siguiente tabla 4.4 se muestra el presupuesto de las vigas pretensadas, postensadas y vigas metálicas. Estos datos nos servirán para comparar y determinar los incrementos de costo por cada sistema usado.

Tabla 4.4: Presupuesto del puente con Vigas Preesforzadas y Metálicas

Item	Descripción	Unidad	Metrado	Precio (S/.)	Total (S/.)
1	Vigas Pretensadas				911,795.74
	Concreto viga (fc=500 kg/cm2)	m3	191.58	530.00	101,537.40
	Acero de refuerzo de Viga	kg	18,014.82	4.20	75,662.24
	Pretensado	Ton.m	175,933.44	3.43	603,451.70
	Montaje	und	6.00	8,943.00	53,658.00
	Encofrado y desencofrado	m2	1,291.44	60.00	77,486.40
2	Vigas Pretensadas*				926,175.87
	Concreto viga (fc=500 kg/cm2)	m3	191.58	530.00	101,537.40
	Acero de refuerzo de Viga	kg	21,438.66	4.20	90,042.37
	Pretensado	Ton.m	175,933.44	3.43	603,451.70
	Montaje	und	6.00	8,943.00	53,658.00
	Encofrado y desencofrado	m2	1,291.44	60.00	77,486.40
3	Vigas Postensadas				1,150,908.76
	Concreto viga (fc=450 kg/cm2)	m3	191.58	520.00	99,621.60
	Acero de refuerzo de Viga	kg	18,014.82	4.20	75,662.24
	Postensado	Ton.m	175,933.44	4.80	844,480.51
	Montaje	und	6.00	8,943.00	53,658.00
	Encofrado y desencofrado	m2	1,291.44	60.00	77,486.40
4	Vigas Postensadas*				1,165,288.88
	Concreto viga (fc=450 kg/cm2)	m3	191.58	520.00	99,621.60
	Acero de refuerzo de Viga	kg	21,438.66	4.20	90,042.37
	Postensado	Ton.m	175,933.44	4.80	844,480.51
	Montaje	und	6.00	8,943.00	53,658.00
	Encofrado y desencofrado	m2	1,291.44	60.00	77,486.40
5	Vigas Postensadas sin Vp				1,151,296.33
	Concreto viga (fc=450 kg/cm2)	m3	191.58	520.00	99,621.60
	Acero de refuerzo de Viga	kg	18,107.10	4.20	76,049.82
	Postensado	Ton.m	175,933.44	4.80	844,480.51
	Montaje	und	6.00	8,943.00	53,658.00
	Encofrado y desencofrado	m2	1,291.44	60.00	77,486.40
6	Vigas Metálicas				2,953,464.30
	Viga metálica	Ton	206.70	9,290.00	1,919,964.30
	Montaje y Lanzamiento	Ton	206.70	5,000.00	1,033,500.00

Fuente: Elaboración propia y los precios obtenidos del área de Presupuestos de GMI.

* Corresponde a una distribución conservadora de los estribos.

En la figura 4.9 se muestra el comparativo del costo del puente con vigas pretensadas, postensadas y con vigas metálicas.

4.4. *Comparativo del Presupuesto de Vigas Pretensadas, Postensadas y Vigas Metálicas.*

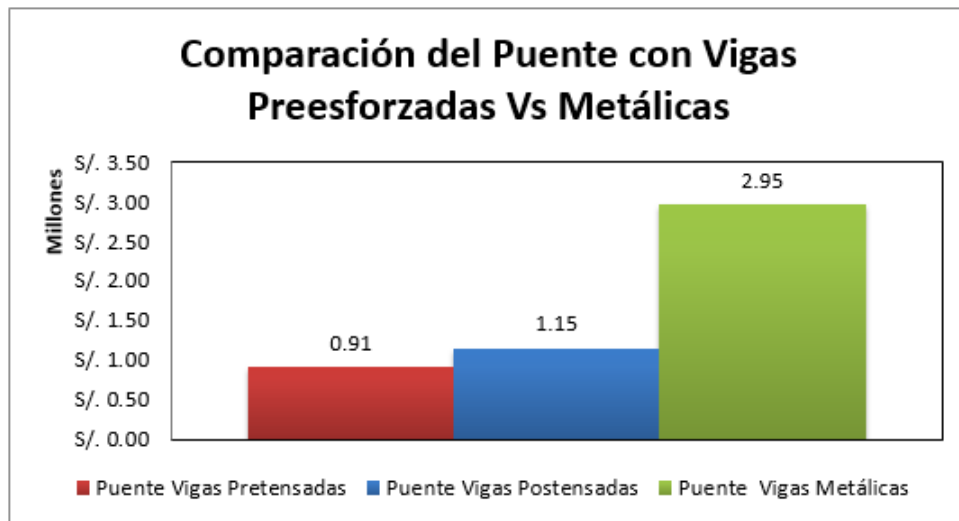


Figura 4.9: Comparación del costo del puente con vigas pretensadas, postensadas y con vigas metálicas. *Fuente:* Elaboración propia.

$$\frac{\text{Costo del puente con vigas postensadas} - \text{Costo del puente con vigas pretensadas}}{\text{Costo del puente con vigas pretensadas}} = 26\%$$

De la comparación del puente con vigas pretensadas y postensadas, obtenemos que el costo de un puente con vigas postensadas es un 26% más que el costo de un puente con vigas prefabricadas (pretensadas).

$$\frac{\text{Costo del puente con vigas metálicas} - \text{Costo del puente con vigas pretensadas}}{\text{Costo del puente con vigas pretensadas}} = 224\%$$

De la comparación del puente con vigas metálicas y pretensadas, obtenemos que el costo de un puente con vigas metálicas es 224% más que el costo de un puente con vigas prefabricadas (pretensadas).

$$\frac{\text{Costo del puente con vigas metálicas} - \text{Costo del puente con vigas postensadas}}{\text{Costo del puente con vigas postensadas}} = 157\%$$

De la comparación del puente con vigas metálicas y postensadas, obtenemos que el costo de un puente con vigas metálicas es 157% más que el costo de un puente con vigas postensadas.

Comparando el costo del refuerzo transversal en la viga pretensada obtenemos:

$$\begin{aligned} &= \text{Costo del refuerzo en viga pretensada*} - \text{Costo del refuerzo en la viga pretensada} \\ &= 75,662.24 - 90,042.37 \end{aligned}$$

$$= 14,380.13$$

$$= \frac{14380.13}{N_{vigas}=6} = 2396.7$$

El ahorro para el puente pretensado es de S/. 14,380.13 y por cada viga S/. 2396.7. Este valor es tan significativo, sin embargo, en el proyecto VESUR se tiene alrededor de 180 vigas, entonces el ahorro sería de S/. 431,406.00.

4.5. Influencias de V_p respecto a la Resistencia Total V_n

La tabla 4.5 muestra la influencia de V_p con respecto a la resistencia total V_n para los tres métodos de resistencia al corte; Asimismo, podemos observar que la influencia de V_p varía entre 14% y 25% en el punto crítico.

Tabla 4.5: Resumen de diseño por corte Método 2: [Apéndice B5]

	Ubicación					
	100.4	101	102	103	104	105
Método 1: [A5.8.3.4.1]						
V_n (Ton)	182.81	160.09	124.92	115.20	107.50	98.24
V_p (Ton)	46.36	40.42	30.38	20.18	10.52	0.00
$V_p/V_n\%$	25.36%	25.25%	24.32%	17.52%	9.78%	0.00%
Método 2 [Apéndice B5]						
V_n (Ton)	222.78	164.18	161.79	146.28	132.34	124.55
V_p (Ton)	46.36	40.42	30.38	20.18	10.52	0.00
$V_p/V_n\%$	20.81%	24.62%	18.78%	13.79%	7.95%	0.00%
Método 2: [A5.8.3.4.2]						
V_n (Ton)	264.06	188.33	175.44	155.14	134.88	124.97
V_p (Ton)	46.36	40.42	30.38	20.18	10.52	0.00
$V_p/V_n\%$	17.56%	21.46%	17.32%	13.01%	7.80%	0.00%
Método 3: [A5.8.3.4.3]						
V_n (Ton)	317.59	236.81	154.21	120.97	105.37	96.08
V_p (Ton)	46.36	40.42	30.38	20.18	10.52	0.00
$V_p/V_n\%$	14.60%	17.07%	19.70%	16.68%	9.98%	0.00%

Fuente: Elaboración propia.

4.6. Verificación de la Hipótesis.

4.6.1. Verificación de la Hipótesis General.

El aprovechamiento al máximo de la resistencia al corte en el Puente Preesforzado Paseo de la República de VESUR reduce la distribución de refuerzo transversal en cada viga en un porcentaje de 17% y 19% para vigas pretensadas y postensadas, respectivamente. Usar viga prefabricadas reduce el costo entre 26% y 224% con respecto a vigas postensadas y metálicas, respectivamente. La variación en el diseño por corte usando los métodos 2 y 3 de la AASHTO LRFD 2012 es del

0% al 3%. El método 2 tiene 144% más de resistencia de concreto en comparación con el método 1.

4.6.2. Verificación de las Hipótesis Secundarias.

1. El proyecto VESUR es un tipo de proyecto EPC, lo cual significa que la ingeniería, la procura y la construcción está a cargo de la empresa GyM. Considerando vigas pretensadas se ahora entre un 26% y 224% con respecto a vigas postensadas y metálicas respectivamente.
2. En el caso de las vigas postensadas se demostró que al no considerar el aporte del preesforzado estamos incrementando el refuerzo transversal entre el 1% y 13% utilizando los métodos 1, 2 y 3 de la AASHTO LRFD 2012; lo cual, en proyectos de gran envergadura son importantes.
3. Comparando de los métodos 1, 2 y 3 de la AASHTO LRFD 2012. La variación utilizando el Método 2 y 3 para diseño por corte de vigas preesforzadas está entre el 0% y 3% para una viga postensada y pretensada, respectivamente.
4. Al calcular con los métodos 1, 2 y 3 en el punto crítico y luego en las ubicaciones 101, 102, 103, 104 y 105 de la longitud de la viga, nos ha permitido aprovechar al máximo la resistencia al corte del concreto y hacer una optimización en la distribución de los estribos de 17% y 19% de ahorro en refuerzo transversal para vigas pretensadas y postensadas, respectivamente.
5. Para el pretensando el método 2 tiene 144% más de resistencia de concreto en comparación con el método 1 y el método 3 es menor en 16% con respecto al método 2. Para el postensado el Método 3 en mayor en 46% con respecto al método 2.

5.1. Conclusiones.

1. En el caso de la viga pretensada podemos observar que por el sistema constructivo todos los cables de preesfuerzo son horizontales, por lo tanto, no se tiene un aporte del preesforzado que contribuya a la resistencia al corte.
2. Tradicionalmente el diseño por corte lo verifican en el punto crítico y luego el refuerzo es espaciado a 30cm, lo cual resulta muy conservador; entonces, es importante analizar la viga en diez puntos porque de esta manera podemos aprovechar al máximo la resistencia al corte.
3. El Método 1 es un método muy tradicional en el diseño de secciones no preesforzadas; sin embargo, en el diseño de puentes presforzados este método resulta en un 144% conservador en comparación con el método 2 y el método 3; por lo tanto, en el diseño de puentes presforzados lo más recomendable es usar el Método 2 y Método 3; y dejar el método 1 para diseño para otros elementos estructurales como la viga cabezales y zapatas de puentes.
4. Los torones en las vigas de un puente postensado son de forma parabólica. Esta forma parabólica permite un aporte a la resistencia al corte. Este aporte es importante ya que contribuye en la disminución de estribos a lo largo de toda la viga.
5. Se concluye que la falla por corte ocurre en un plano inclinado y típicamente una fisura de corte intersecta varios estribos.
6. Los valores de β y θ son importantes en el cálculo de la resistencia del concreto al corte y no son parámetros constantes como se simplificaba el método 1. Por tanto, es necesario calcular estos parámetros para obtener resultados óptimos.
7. Se recomienda usar el método de modelo por secciones para vigas en las cuales las secciones permanecen planas luego de la aplicación de la cargas y cumplen con las condiciones de equilibrio, compatibilidad y la relación de esfuerzo-deformación.

5.2. Recomendaciones.

1. Se recomienda diseñar puentes postensados en nuestra ciudad de Ayacucho porque obtendremos un ahorro económico del 61% con respecto a un puente de sección mixta (vigas metálicas y losa de concreto).
2. Para viaductos se recomienda vigas pretensadas o postensadas de longitudes que varían entre 25m a 35m.
3. Para el análisis de pérdidas en el postensado tomar en cuenta la pérdida por deslizamiento del anclaje, puesto que, si la pérdida por deslizamiento pasa el centro de luz, entonces solo se postensa de un solo lado, caso contrario se hará el postensado de ambos extremos.
4. Se recomienda analizar la viga en diez puntos para optimizar el diseño por corte.
5. Se recomienda utilizar el Método 2: Método General de la AASHTO para el diseño por corte por su facilidad y buena aproximación de la resistencia al corte.
6. Hoy en día en el país contamos con muchas empresas que ofrecen el servicio de postensado, podemos mencionar a la siguientes empresas: UNICON, SAMAYCA, Freyssinet Tierra Armada Perú, PREANSA, TITANDOL y VSL PERÚ.
7. En el diseño de puentes con vigas pretensadas con torones rectos se debe tener cuidado en los extremos, porque estos cables rectos pueden generar una tracción en el concreto y luego provocar fisuras. Para contrarrestar ello se recomienda usar concreto de alta resistencia.



6 Futuras Líneas de Investigación.

6.1. Futuras Líneas de Investigación.

En este apartado se presentan algunas líneas de investigación que pueden ser objeto de interés, atendiendo al trabajo expuesto en la presente tesis.

1. En relación al diseño por corte, la metodología descrita puede aplicarse también en puentes curvos. En consecuencia, puede ser interesante obtener los resultados en puentes curvos incluyendo la torsión. Por ejemplo, puentes curvos tipo cajón y puentes curvos con vigas rectas y losa de concreto curva (óvalos).
2. Otro posible e interesante línea de trabajo consiste en la aplicación del postensado en edificios. Pueden ser interesantes los beneficios potenciales en cuanto la reducción de peralte de las vigas, la distancia del entrepiso y las luces que podrían abarcar.
3. Puede ser útil investigar sobre el uso del postensado externo como alternativa para reforzar puentes metálicos que han sido diseñados con camiones HS15, HS20 y HS25.

Bibliografía

- [1] Bartt Gunter, Edward Mercado, and Say-Gunn Low. *Bridge Design Practice. 4th. Edition.* Caltrans, State of California Department of Transportation, 2015.
- [2] Wai-Fah Chen and Lian Duan. *Bridge Engineering Handbook Superstructure Design.* Segunda Edición U.S. Taylor and Francis Group, LLC, 2014.
- [3] P. E. John Corven and P.E. Alan Moreton. *Post-Tensioning Tendon Installation and Grouting Manual.* Federal Highway Administration. Washington, DC., 2013.
- [4] Eduardo Reinoso Angulo, Mario E. Rodríguez, and Rafael Betancourt Ribotta. *Manual de Diseño de Estructuras Prefabricadas y Presforzadas.* Instituto de Ingeniería de la UNAM, 2000.
- [5] American Association of State Highway and Transportation Officials. *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications.* Washington, D.C., 2012.
- [6] Graña y Montero. *Memoria Descriptiva - Puente Paseo de la República.,* 2015.
- [7] Evan C. Bentz, Frank J. Vecchio, and Collins. Michael P. Simplified modified compression field theory for calculating shear strength of reinforced concrete elements. *ACI STRUCTURAL JOURNAL*, 2006; pp. 614-624.
- [8] Patricio S. Padilla Lavaselli. *Tesis Capacidad Resistente a Cortante de Elementos de Hormigón Armado con Bajas Cuantías de Armadura Longitudinal y sin Armadura Transversal.* Universidad Politécnica de Madrid, 2008.
- [9] Graña y Montero. *Memoria Descriptiva del Proyecto Vía Expresa Sur,* 2015.
- [10] Maher K. Tadros. *Precast Prestressed Concrete Bridge Design Manual.* Precast/Prestressed Concrete Institute, 2003.
- [11] Barker and Puckett. *Design of Highway Bridges An LRFD Approach.* Ed. Jhon Wiley and Sons. Inc., 2013.
- [12] Fonseca M. *Tesis Diseño de un Puente con Vigas Prefabricadas.* Pontifica Universidad Católica del Perú, 2015.

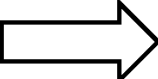
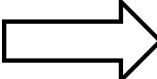
-
- [13] M. Hawkins, A. Kuchma, F. Mast, M. Marsh, and Reineck. *NCHRP Report 549 Simplified Shear Design of Structural Concrete Members*. National Cooperative Highway Research Program, 2005.
- [14] Antonio Cabañas Pérez. *Tesis Concreto Presforzado*. Instituto Politécnico Nacional de México, 2008.
- [15] Manuel Luna Zamudio. *Tesis Diseño de Estructuras de concreto Presforzado*. Universidad Veracruzana México, 2008.
- [16] Basilio J. Curbelo. *Concreto Estructural Presforzado*, 2015.
- [17] Yucra R. *Tesis Aplicación de Legos de Concreto en la Construcción de Viaductos de Trenes: Caso de Estudio Tren Eléctrico de Lima*. Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Cristobal de Huamanga., 2015.
- [18] Vilcapoma D. *Análisis Comparativo del Diseño para Corte de una Viga de Concreto Armado con la Norma AASHTO LRFD 2007 Y 2010*. GMI S.A. Ingenieros Consultores. Libro del conocimiento Vol. V, 2014; pp. 159-171.
- [19] American Concrete Institute. *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318SUS-14) y Comentario (ACI 318USR-14)*. ACI, 2014.
- [20] Collins M. P, Mitchel D., Adebar P., and Vecchio F. J. A general shear design method. *ACI STRUCTURAL JOURNAL*, 1996; pp. 36-60.
- [21] Vecchio F. J. and Collins M. P. The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. *ACI JOURNAL*, 1986; pp. 36-60.
- [22] Norma técnica Peruana. E 060 concreto armado. 2009.
- [23] Jack C. McCormac and Russell H. Brown. *Design of Reinforced Concrete*. John Wiley, 2014.
- [24] American Association of State Highway and Transportation Officials. *AASHTO guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design*. Washington, D.C. 2nd. Edition, 2011.
- [25] Arielle Ehrlich and Dave Dalberg. *LRFD Bridge Design Manual*. Minnesota Department of Transportation Bridge Office, 2015.



A ANEXOS.

A.1. Anexos del Plan de Tesis

ANEXO N° 1 IDENTIFICACIÓN DE LA PROBLEMÁTICA, PRIORIZACIÓN PROVISIONAL, SELECCIÓN E INTEGRACIÓN DEL PROBLEMA.

Problemática del	Criterios de priorización					Total de criterios	Prioridad Provisional
Aprovechamiento al máximo de la resistencia al corte en vigas preesforzadas del Puente Paseo de la República de la Vía Expresa Sur.	a) Su solución contribuirá o facilitará la solución de otros problemas.	b) La U.N.S.C.H considera de interés investigar los diseños por corte.	c) es de los que se repiten con mayor frecuencia	d) Incrementa los gastos de la empresa al ser un proyecto (EPC).	e) En su solución integral están interesados los responsables de otras áreas de la empresa.	Con Sí: superados por cada problema.	de mayor a menor; y, en caso de empate de arriba abajo.
a) Empirismos aplicativos: No aplican criterios de Smax en cada parte de la viga.	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	5	1 Sí
b) Carencias Carencia de una investigación por corte en cada parte de la viga.	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	5	2 Sí
c) Deficiencias Al calcular sólo en el punto crítico.	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	5	3 Sí
d) Limitaciones Limitaciones en el aprovechamiento al máximo de la resistencia al corte.	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	5	4 Sí
e) Empirismos Normativos Las normas que usa la empresa son del año 2007, estas no están actualizadas.	Sí	Sí	Sí	Sí	No	4	5 Sí
f) Discrepancias teóricas En el diseño por corte con los Ingenieros Estructurales.	No	Sí	Sí	No	No	2	6 No
g) Restricciones En la entrega de Memoria de cálculo	Sí	No	No	Sí	Sí	3	7 No
Empirismos aplicativos, carencias, deficiencias, limitaciones y empirismos normativos de la verificación por corte en vigas preesforzadas.					Problema: Provisionalmente priorizado, seleccionado e integrado como partes que pasan al Anexo 2		

Fuente: Elaboración propia.

Figura A.1: Anexo 1.

ANEXO N° 2 PRIORIZACIÓN DEFINITIVA DE LAS PARTES O VARIABLES DEL PROBLEMA REALACIONADAS CON CRITERIOS DE IDENTIFICACÓ

Problemática del	Criterios de priorización					Suma de prioridades parciales por cada parte del problema.	Prioridades definitivas de las Partes del Problema de menor a mayor (Priorización Olímpica)
	a) Su solución contribuirá o facilitará la solución de otros problemas.	b) La U.N.S.C.H considera de interés investigar los diseños por corte.	c) es de los que se repiten con mayor frecuencia	d) Incrementa los gastos de la empresa al ser un proyecto (EPC).	e) En su solución integral están interesados los responsables de otras áreas de la empresa.		
Aprovechamiento al máximo de la resistencia al corte en vigas preesforzadas del Puente Paseo de la República de la Vía Expresa Sur.							
a) Empirismos aplicativos: No aplicaremos criterios de Smax en cada parte de la viga.	1	1	1	2	2	= 7	
b) Carencias Carencia de una investigación por corte en cada parte de la viga.	2	2	2	1	1	= 8	
c) Deficiencias Al calcular sólo en el punto crítico.	3	3	3	1	2	= 12	
d) Limitaciones Limitaciones en el aprovechamiento al máximo de la resistencia al corte.	1	1	1	1	1	= 5	
e) Empirismos Normativos Las normas que usa la empresa son del año 2007, éstas no están actualizadas.	4	4	4	4	5	= 21	

Fuente: Elaboración propia.

Figura A.2: Anexo 2.

**ANEXO N° 3
MATRIZ PARA PLANTEAR SUBHIPÓTESIS Y LA HIPÓTESIS GLOBAL FACTUAL EXPLICATIVA CON LLENADO COMPLETO**

Viene del Anexo "2"
Viene del Objetivo Especifico "b"
Viene del objetivo especifico "a"

Factor ~X Problema	Factor A REALIDAD	FACTOR ~ B: Marco Referencial							Fórmulas de las subhipótesis
		Planteamientos Teóricos			Normas que la rigen		Entorno del Proyecto		
Limitaciones Empirismos Aplicativos Carencias Deficiencias Empirismos Normativos	Situación actual de la verificación por corte de la vigas preesforzadas del proyecto VESUR	~ B1	~ B2	~ B3	~ B4	~ B5	~ B6	~ B7	
		Conceptos	Métodos para calcular la resistencia al corte	Aporte del preesforzado	AASHTO LRFED 2012	Manual de Diseño de Puentes	Proyecto EPC	Beneficios Potenciales	
~X ₁ = Limitaciones	A ₂ = Actividades								"a" ~ X ₁ ; A ₂ ; ~ B ₄ ; ~ B ₆ ; ~ B ₇
~X ₂ = Empirismos aplicativos	A ₁ = Responsables								"b" ~ X ₂ ; A ₁ ; ~ B ₁ ; ~ B ₃
~X ₃ = Carencias	A ₃ = Recursos								"c" ~ X ₃ ; A ₃ ; ~ B ₂ ; ~ B ₄
~X ₄ = Deficiencias	A ₁ = Responsables								"d" ~ X ₄ ; A ₁ ; ~ B ₁ ; ~ B ₄ ; ~ B ₅
~X ₅ = Empirismos Normativos	A1 = Responsables								"e" ~ X ₅ ; A1; ~ B ₄ ; ~ B ₅
Total de cruces por cada variable de ~B.		2	1	1	4	2	1	1	
Total de cruces por cada sub factor de ~B.					4	6			2
Prioridades de los subfactores de ~B.					2	1			3

Fuente: Elaboración propia.

Figura A.3: Anexo 3.

ANEXO N° 4
MENÚ DE TÉCNICAS, INSTRUMENTOS INFORMANTES O FUENTES Y SUS PRINCIPALES VENTAJAS Y DESVENTAJAS

Técnica	Instrumento	Informantes o Fuentes	Principales Ventajas	Principales Desventajas
Encuesta	Cuestionario	Informantes (3eras Personas Numerosas)	Aplicable a gran número de Informantes. Sobre gran número de datos.	-Poca profundidad.
Entrevista	Guía de entrevista	Informantes (3eras Personas Especiales, muy pocas)	Permite profundizar los aspectos interesantes.	-Sólo aplicable a un pequeño número de informantes importantes.
Análisis documental	Fichas (Precisar el tipo: texto)	Fuentes: Precisarlas	Muy objetiva. Puede constituir evidencia	-Limitada a fuentes documentales.
Observación de Campo	Guía de observación de campo	Informante 1ª Persona: El propio investigador	Contacto directo del investigador con la realidad.	-Aplicación limitada a aspectos fijos o repetitivos.
Focus Group	Guías de entrevistas (Varias)	Grupos de especialistas o representantes de un nicho de mercado	Es la que nos permite profundizar más	-Difícil y costosa Requiere repetirse 10 o mas veces.

Fuente: Elaboración propia.

Figura A.4: Anexo 4.

ANEXO N° 5
MATRIZ PARA PLANTEAR SUBHIPÓTESIS Y LA HIPÓTESIS GLOBAL FACTUAL EXPLICATIVA CON LLENADO COMPLETO

Fórmulas de las subhipótesis (Viene de la última columna del anexo 3)	Nombre de las variables consideradas en cada fórmula (Sólo las de A y B y sin repetición)	Técnicas de recolección (con más ventajas y menos desventajas para cada variable)	Instrumento de recolección (que corresponde a la técnica seleccionada)	Informante o fuente (que corresponde precisarlos para cada instrumento)
"a" ~ X1; A2; ~ B4; ~ B6; ~ B7	A ₂ = Actividades	Entrevista	Guía de entrevistas	Informantes: Responsables
	~ B4 = AASHTO LRFD 2012	Análisis documental	Fichas de resumen	Fuente: Norma Especializada
	~ B6 = Proyecto EPC	Análisis documental	Fichas de resumen	Fuente: Libros especializados
	~ B7 = Beneficios Potenciales	Análisis documental	Fichas de resumen	Fuente: Norma Especializada
"b" ~ X2; A1; ~ B1; ~ B3	A ₁ = Responsables	Entrevista	Guía de entrevistas	Informantes: Responsables
	~ B1 = Conceptos	Análisis documental	Fichas de resumen	Fuente: Libros especializados
	~ B3 = Aporte del preesforzado	Análisis documental	Fichas de resumen	Fuente: Libros especializados
"c" ~ X3; A3; ~ B2; ~ B4	A ₃ = Recursos	Entrevista	Guía de entrevistas	Informantes: Responsables
	~ B2 = Métodos para calcular la resistencia al corte	Análisis documental	Fichas de resumen	Fuente: Libros especializados
"d" ~ X4; A1; ~ B1; ~ B4; ~ B5	~ B5 = Manual de Diseño de Puentes	Análisis documental	Fichas de resumen	Fuente: Norma Especializada
"e" ~ X5; A1; ~ B4; ~ B5	-	-	-	-

Fuente: Elaboración propia.

Figura A.5: Anexo 5.

ANEXO N° 6: Matriz de Consistencia de todo el Plan: Problema General y Específicos, Objetivo General y Específicos, Hipótesis Global y sus subhipótesis.

<p>Problema General</p> <p>El problema en que se centra la investigación, es al que denominamos: Limitaciones, empirismos aplicativos, carencias, deficiencias y empirismos normativos del aprovechamiento al máximo de la resistencia al corte en vigas preesforzadas del Puente Paseo de la República de la Vía Expresa Sur.</p>	<p>Objetivo General</p> <p>Diseñar el punto preesforzado y analizar la verificación por resistencia al corte del Puente Paseo de la República de 225m del proyecto VESUR; con respecto a un Marco Referencial que integre: Planteamientos Teóricos atinentes a la verificación por corte, vigas preesforzadas, normas que rigen el diseño de puentes y condiciones del entorno-ámbito del proyecto; mediante un análisis predominantemente cuantitativo pero con calificaciones e interpretaciones cuantitativas, con el propósito de identificar las causas de las partes principales del problema; de tal manera que tengamos base para proponer recomendaciones que contribuyan a mejorar y optimizar la verificación de resistencia al corte.</p>	<p>Hipótesis General</p> <p>La verificación por corte de las vigas preesforzadas del proyecto VESUR adolece de limitaciones, empirismos aplicativos, carencias, deficiencias y empirismos normativos, que afectan el aprovechamiento al máximo de la resistencia al corte de las vigas preesforzadas del proyecto VESUR; porque no se ajusta adecuadamente a las normas que la rigen, como la AASHTO LRFD 2012 y el Manual de Diseño de Puentes; o por desconocer o aplicar mal algunos Planteamientos Teóricos atinentes a este tipo de proyectos o por no entender el entorno regional; como el tipo de proyecto EPC y el beneficio potencial.</p>
<p>Problemas Específicos</p> <p>a) ¿Si existen limitaciones, cuáles son y a qué afectan?</p> <p>b) ¿Si adolecen de empirismos aplicativos cuáles son, y a quiénes y en qué porcentaje les afecta?</p> <p>c) ¿Si existen carencias, cuáles son o respecto a qué se dan o a qué afectan?</p> <p>d) ¿Si existen deficiencias, cuáles son?</p> <p>e) ¿Si existen empirismos normativos, cuáles son?</p>	<p>Objetivos Específicos</p> <p>a) Ubicar, seleccionar y presentar resumidamente los Planteamientos teóricos directamente relaciones con este tipo de proyectos (Estado del arte), tales como Conceptos Básicos, Métodos para calcular la resistencia al corte y Aporte del preesforzado a la resistencia al corte; La Norma y Manual que debe cumplir, tales como: AASHTO LRFD 2012 y Manual de diseño de puentes del MTC, respectivamente; las condiciones del Entorno-ámbito del proyecto, tales como Proyecto EPC y Beneficios potenciales; todo lo cual será integrado como Marco Referencial, necesario y suficiente, que usemos “a manera de modelo” como patrón comparativo para el análisis de la verificación por corte en vigas preesforzadas del proyecto VESUR.</p> <p>b) Diseñar el puente preesforzado y describir el procedimiento de la verificación por corte del Puente Paseo de la República de 225m del proyecto VESUR, en</p>	<p>Hipótesis Secundarias</p> <p>a) Por no haber considerado el tipo de proyecto EPC, o no se hayan adecuado a las condiciones del entorno para obtener los beneficios potenciales, no se apliquen las normas como la AASHTO LRFD 2012; explica y está relacionado casualmente con las limitaciones, que afectan negativamente a las actividades del proyecto para el logro de los objetivos de la verificación por corte de las vigas preesforzadas del proyecto VESUR.</p> <p>b) Los responsables de la verificación por corte, adolecen de empirismos aplicativos; porque no conocen o aplican mal algunos conceptos, además de no considerar el aporte del preesforzado, directamente relacionado con la verificación por corte.</p> <p>c) Por no conocer los métodos para calcular la resistencia al corte y por no haber cumplido con las especificaciones del AASHTO LRFD 2012; explican y están relacionados directamente con las carencias de</p>

Figura A.6: Matriz de Consistencia.

	<p>sus partes o variables, tales como: Responsables, actividades del proyecto y Recursos.</p> <p>c) Comparar cuantitativa y cualitativamente los resultados, con el apoyo de programas computarizados, tales como los aplicativos de MS Office y Mindjet, cada parte o variable de la verificación por corte, con respecto a cada parte o variable del Marco Referencial que se considere atingente, que se obtendrá con el logro del objetivo "a".</p> <p>d) Identificar las causas, relaciones causales o motivos, de cada parte o variable del problema; es decir de: las limitaciones, empirismos aplicativos, carencias, deficiencias y empirismos normativos.</p> <p>e) Proponer recomendaciones que contribuyan a mejorar las decisiones y acciones de la verificación por corte en vigas preesforzadas del proyecto VESUR, de tal manera que se sea cómo se podrían superar las limitaciones, corregir los empirismos aplicativos, cubrir las carencias, reducir las deficiencias y empirismos aplicativos.</p>	<p>los recursos, que permiten el aprovechamiento al máximo de la resistencia al corte.</p> <p>d) Los responsables de la verificación por corte tienen deficiencias, debido a que no se utiliza los conceptos en cada parte de la viga o no se adecuan a las normas como la AASHTO LRFD 2012 y el manual de diseño de puentes.</p> <p>e) Los responsables de la verificación por corte adolecen de empirismos normativos, porque no usan las especificaciones AASHTO LRFD 2012 y el manual de diseño de puentes.</p>
--	--	---

Figura A.7: Continuación de la Matriz de Consistencia.

A.2. Anexos de la Tesis

A.2.1. Estudios Básicos de Geotécnica

Proy GMI N° 181233	ESTUDIO DEFINITIVO DE INGENIERIA DE LA VIA EXPRESA	Fecha: 17/02/2015
Revisión:	ESTUDIO GEOTÉCNICO DE LA VIA EXPRESA SUR	Página 1

COEFICIENTE DE BALASTO HORIZONTAL K_h - IVD-01 – REPUBLICA DE PANAMA

Para Puente-01; longitud = 250 m

De acuerdo a los datos obtenidos de los ensayos de perforación diamantina P-04, P-05, P-06, P-07 con ensayos de penetración estándar, ubicados en la zona de estudio. Se aprecia que la primera capa está conformada por el material de relleno con profundidades que van aumentando desde 2.60 m hasta 4.50 m aproximadamente. Seguidamente de un estrato de material gravoso (GP), que adquiere mayores densidades según va incrementando su profundidad.

Para determinar el coeficiente de balasto horizontal entre el pilote y el suelo se tiene la siguiente expresión:

$$k_h = f * (Z/D)$$

Donde:

K_h = Coeficiente de balasto horizontal (Tn/ft³)

f = Coeficiente de variación lateral de la subrasante (Tn/ft³)

Z = Profundidad de análisis (ft)

D = Diámetro del pilote (ft)

Empleando la Figura 1, se determina el valor de " f " en función de la densidad relativa del suelo.

Figura A.8: Estudio básico de Geotécnica 1.

Proy GMI N° 181233	ESTUDIO DEFINITIVO DE INGENIERIA DE LA VIA EXPRESA	Fecha: 17/02/2015
Revisión:	ESTUDIO GEOTÉCNICO DE LA VIA EXPRESA SUR	Página 2

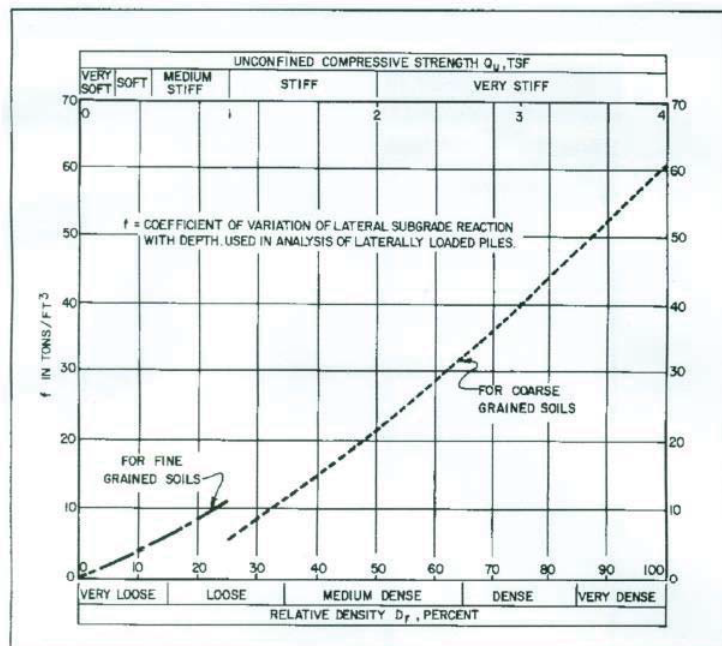


FIGURE 1
Coefficient of Variation of Subgrade Reaction

Valores del Coeficiente de Variación Lateral de la Subrasante

Tipo de Material	Profundidad (m)	Densidad Relativa (%)	f (Tn/m3)
GP	4.50 - 20.00	60 - 90	1024 - 1872

Figura A.9: Estudio básico de Geotécnia 2.

Proy GMI N° 181233	ESTUDIO DEFINITIVO DE INGENIERIA DE LA VIA EXPRESA	Fecha: 29/01/2015
Revisión:	ESTUDIO GEOTÉCNICO DE LA VIA EXPRESA SUR	Página 1

COEFICIENTE DE BALASTO

De acuerdo a los obtenidos de los ensayos de perforación con diamantina y las líneas geofísicas mediante el método MASW, se han efectuado los cálculos correspondientes, los resultados son los siguientes:

Tipo de Suelo	Coefficiente de Balasto (Kg/cm3)
GP	11.00
ML	5.00

Figura A.10: Estudio básico de Geotécnia 3.

Proy GMI N° 181233	ESTUDIO DEFINITIVO DE INGENIERIA DE LA VIA EXPRESA	Fecha: 29/01/2015
Revisión:	ESTUDIO GEOTÉCNICO DE LA VIA EXPRESA SUR	Página 1

IVD - 01 República de Panamá

Para el Puente-01; L=250 m

En el área de estudio se han efectuado las perforaciones diamantinas P-4, P-5, P-6 y P-7 y las líneas geofísicas LS-01, LS-02, MASW-01 y MASW-02. De donde se aprecia que la primera capa está conformada por el material de relleno con profundidades desde 2.60 hasta 4.50 m aproximadamente. Seguidamente de un estrato de material gravoso (GP), que adquiere mayores densidades según va incrementando su profundidad.

De acuerdo a los datos de campo y cálculos se establece una profundidad de desplante de 4.50 m en el material gravoso (GP). Los parámetros utilizados son los siguientes:

Espesores	Tipo de Suelo	C (Kpa)	ϕ (°)	P.U. (Tn/m ³)	Módulo de Elasticidad del terreno de cimentación (kPa)
0 - 4.50	Material de relleno	-	-	-	-
4.50 - 15.00	GP	0	34	1.85	65000 - 100000

Las capacidades admisibles serán las siguientes:

Ancho de Zapata, B (m.)	Largo de Zapata, L (m.)	Profundidad de desplante, Df (m.)	Qadm - CARGAS DE SERVICIO (Kg/cm ²)	Q ult. (Kg/cm ²)	Qadm - LRFD (Kg/cm ²)	Asentamiento (mm.)
5.50	7.00	4.50	3.20	9.60	4.32	23.54

Para el Puente-03; L=57 m

En el área en estudio se han ubicado las perforaciones P-14 y P-15, se ha considerado la línea LS-03 y MASW-03. De donde se puede apreciar que la primera capa corresponde a un material de relleno entre las profundidades de 1.5 a 2.0 m, seguidamente una capa de material limoso (ML) entre las profundidades de 4.0 a 4.7 m. A continuación una capa de material gravoso (GP), que adquiere mayores densidades según va incrementando su profundidad.

De acuerdo a los datos de campo y cálculos se establece una profundidad de desplante de 4.70 m en el material gravoso (GP). Los parámetros utilizados son los siguientes:

Figura A.11: Estudio básico de Geotécnia 4.

Proy GMI N° 181233	ESTUDIO DEFINITIVO DE INGENIERIA DE LA VIA EXPRESA	Fecha: 29/01/2015
Revisión:	ESTUDIO GEOTÉCNICO DE LA VIA EXPRESA SUR	Página 2

Espesores	Tipo de Suelo	C (Kpa)	ϕ (°)	P.U. (Tn/m ³)	Módulo de Elasticidad del terreno de cimentación (kPa)
0.00 - 2.00	Material de relleno	-	-	-	-
2.00 - 4.70	ML	5	24°	1.60	15000
4.70 - 15.00	GP	0	35°	1.85	45000 - 85000

Las capacidades admisibles serán las siguientes:

Ancho de Zapata, B (m.)	Largo de Zapata, L (m.)	Profundidad de desplante, Df (m.)	Qadm - CARGAS DE SERVICIO (Kg/cm ²)	Q ult. (Kg/cm ²)	Qadm - LRFD (Kg/cm ²)	Asentamiento (mm.)
5.50	10.40	2.50	2.10	6.30	2.84	25.28
5.50	10.40	4.70	3.30	9.90	4.50	24.00

Para el Puente-02: L=20 m

En el área en estudio se ha ubicado las perforaciones P-12 y se han considerado las línea geofísicas Ls-03, Ls-05, MASW – 03 y MASW – 05 se puede apreciar que la primera capa corresponde a un material de relleno desde el nivel del terreno hasta una profundidad que va desde 2.80 hasta una profundidad máxima de 3.00 metros aproximadamente, seguidamente un material limoso (ML) entre las profundidades de 2.10 m a 6.5 m. aproximadamente. A continuación una capa de material gravoso (GP), que adquiere mayores densidades según va incrementando su profundidad.

De acuerdo a los datos de campo y cálculos se establece una profundidad de desplante de 5.00 m en el material gravoso (GP). Los parámetros utilizados son los siguientes:

Profundidades	Tipo de Suelo	C (Kpa)	ϕ (°)	P.U. (Tn/m ³)	Módulo de Elasticidad del terreno de cimentación (kPa)
0.00 – 3.00	Material de relleno	-	-	-	-
2.10 – 6.00	ML	2.7	19°	1.60	12000
4.70 - 15.00	GP	0	36°	1.85	50000 - 85000

Figura A.12: Estudio básico de Geotécnia 5.

Proy GMI N° 181233	ESTUDIO DEFINITIVO DE INGENIERIA DE LA VIA EXPRESA	Fecha: 29/01/2015
Revisión:	ESTUDIO GEOTÉCNICO DE LA VIA EXPRESA SUR	Página 3

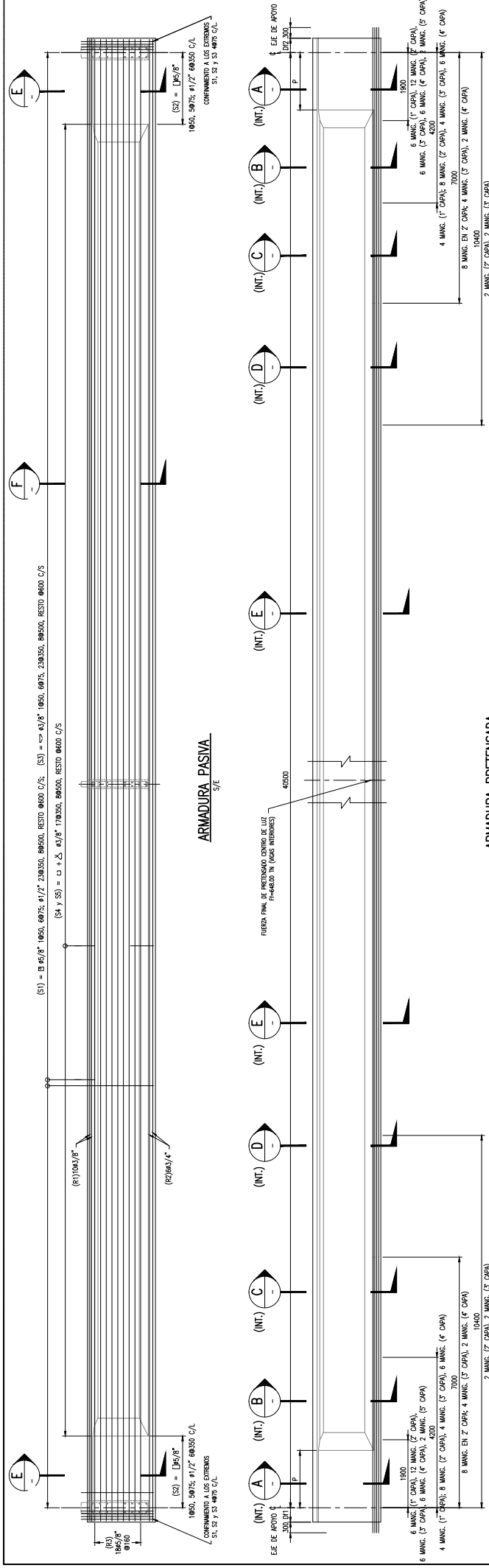
Las capacidades admisibles serán las siguientes:

Ancho de Zapata, B (m.)	Largo de Zapata, L (m.)	Profundidad de desplante, Df (m.)	Qadm - CARGAS DE SERVICIO (Kg/cm ²)	Q ult. (Kg/cm ²)	Qadm - LRFD (Kg/cm ²)	Asentamiento (mm.)
6.00	7.00	2.50	1.50	3.00	2.00	19.00
6.00	7.00	5.00	3.90	11.70	5.27	24.32

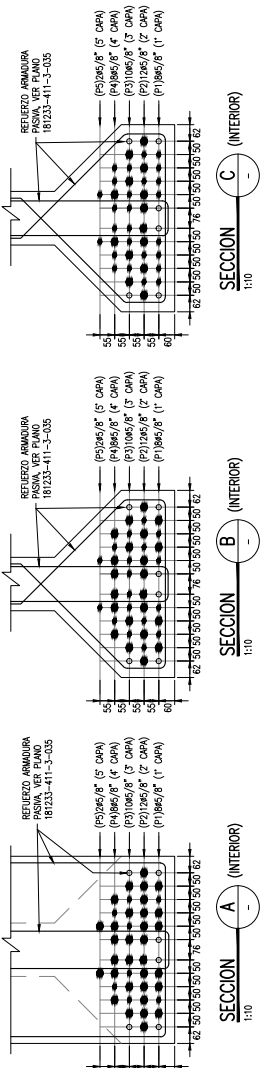
Para el Puente-04: L=25 m

En el área de estudio se ubicaron las líneas geofísicas Ls-04 A, Ls-04B, MASW-04 A y MASW-04B. De acuerdo a los resultados de los ensayos de refracción la primera capa se encuentra conformada por un material de cobertura alcanzado una profundidad de 5.00 a 6.00 metros aproximadamente. Con la finalidad de tener datos del perfil estratigráfico que nos permitan confirmar la profundidad de desplante, se ha coordinado efectuar una calicata de 10.00 metros de profundidad. Los datos de la exploración a cielo abierto se obtendrán a finales de febrero. Debido a que el Puente P-04 se encuentra cercano al puente P-02 de 20 metros de longitud se asumirán los datos propuestos para el puente P-02.

Figura A.13: Estudio básico de Geotécnia 6.



ARMADURA PRETENSADA
3/E



SECCION A (INTERIOR)
1:10

SECCION B (INTERIOR)
1:10

SECCION C (INTERIOR)
1:10

SECCION D (INTERIOR)
1:10

CABLE PRETENSADO

NORMATIVIDAD ASHTO LFRO 2012

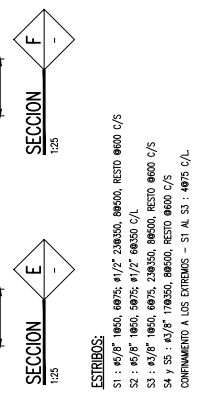
FUERZA DE PRETENSADO:

- VIGA INTERIOR: $F_i = 4800 \text{ lb}$
- CONCRETO VIGA PRETENSADO: $f_c = 500 \text{ kg/cm}^2$
- RESISTENCIA MINIMA AL MOMENTO DEL TENSAO: $f_s = 375 \text{ kg/cm}^2$
- ARMADURA DE REFUERZO ASTM A706: $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$
- LONGITUDINALES: $f_y = 4500 \text{ kg/cm}^2$
- CABLES DE PRETENSADO: $f_p = 270 \text{ lb}$

LONGITUDES MÍNIMAS DE ANCLAJE Y SOLAPE (S.L.C.)

Ø PILL	ANCLAJE (cm)	SOLAPE (cm)	Ø PILL (cm)	ANCLAJE (cm)	SOLAPE (cm)
3/8"	40.0	50.0	15.0	15.0	15.0
1/2"	45.0	70.0	20.0	20.0	20.0
5/8"	60.0	90.0	30.0	30.0	30.0
3/4"	75.0	120.0	35.0	35.0	35.0
1"	100.0	180.0	40.0	40.0	40.0
1 3/8"	160.0	240.0	40.0	40.0	40.0

NOTA
1. TODAS LAS DIMENSIONES SE ENCUENTRAN EXPRESADAS EN MILÍMETROS (S.L.C.)



SECCION E
1:25

SECCION F
1:25

ESTRIBOS:

- S1: $\phi 5/8"$ 1850, 6875; $\phi 1/2"$ 20450, 88400, RESTO 8850 C/S
- S2: $\phi 5/8"$ 1850, 6875; $\phi 1/2"$ 20450 C/L
- S3: $\phi 5/8"$ 1850, 6875, 20450, 88400, RESTO 8850 C/S
- S4 y S5: $\phi 5/8"$ 17050, 88400, RESTO 8850 C/S

COMPLEMENTO A LOS EXTREMOS - S1 AL S3: 4875 C/L

LEYENDA

- 19 5/8" (CORDON CON MANIBERA)
- 19 5/8" (CORDON SIN MANIBERA)
- ARMADURA PASIVA

ABREVIATURAS:
MANG.: MANGONERÍA
INT.: MANGONERÍA INTERIORES

UNIVERSIDAD NACIONAL SAN CRISTOBAL
DE HUAMANGA

ESCALA: ANEXO A15
FECHA:
CODIGO:

PROYECTISTA:
DISEÑO:
DIBUJO:
REVISADO:
APROBADO:

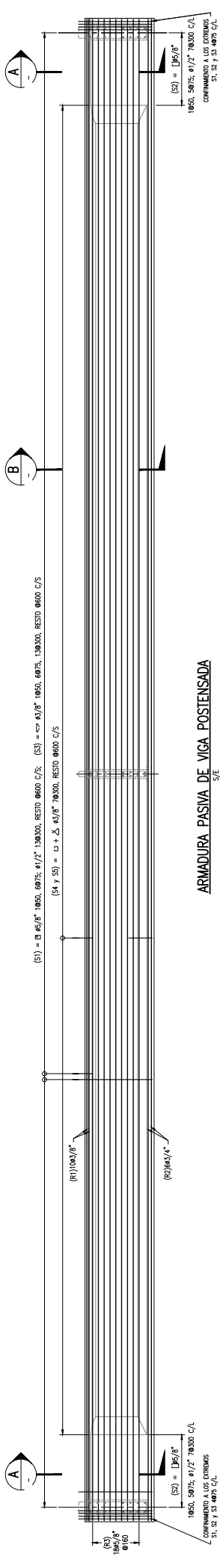
REVISIONES:
DESCRIPCION
FECHA

CONCESIONARIO:

PLANO:
IND001 PUNTE PASEO DE LA REPUBLICA
ARMADURA DE SUPERESTRUCTURA
VIGA PRETENSADA

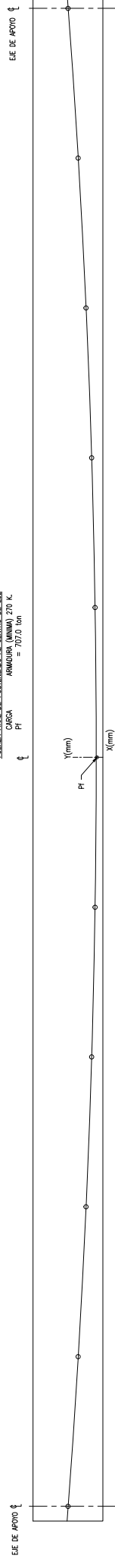
ESTUDIO DEFINITIVO DE INGENIERIA
VIA EXPRESA SUR

ANEXO A15



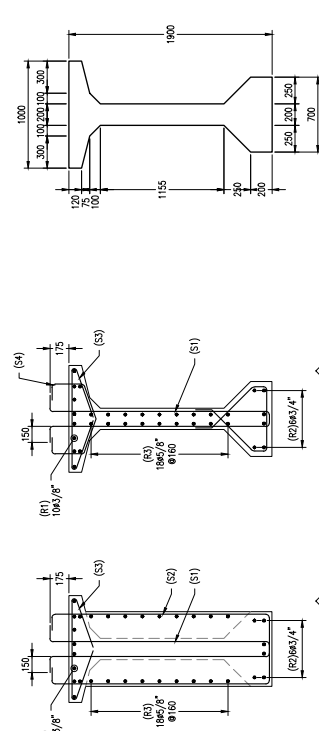
ARMADURA PASIVA DE VIGA POSTENSADA

FUERZA FINAL DE POSTENSADO AL CENTRO DE LUZ
 CARGA PI
 ARMADURA (MINIMA) 270 K.
 = 707.0 ton

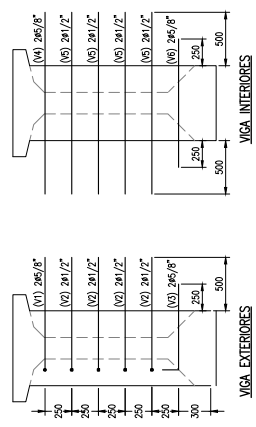


TRAMO Z	X(mm)	Y(mm)	4150	8300	12450	16600	20750	24900	33200	37350	41500
	0	944	669	455	302	211	180	211	455	669	944

CENTROIDE FUERZA EFECTIVA DE POST-TENSADO



DIMENSIONES DE LA VIGA



ARMADURA DE CONEXIÓN VIGAS DIAFRAGMA (H=1900)

CABLE POSTENSADO

NORMATIVIDAD AASHTO LRFD 2012

- CONCRETO VIGA POSTENSADO $f_c = 450 \text{ Kg/cm}^2$
- RESISTENCIA MINIMA AL MOMENTO DEL TENSAO $f_t = 360 \text{ Kg/cm}^2$
- ARMADURA DE REFUERZO ASTM A706 $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

CABLES DE POSTENSADO:

- LONGITUDINALES $\mu = 0.25 \cdot 1/\text{rod}$
- PERDIDAS DE POSTENSADO: $k = 0.008 \cdot 1/\text{m}$
- PERDIDA A LARGO PAZSO = 23del
- EL TENSAO SE EFECTUARA POR UN SOLO EXTREMO.

ESTRIBOS:

- S1 : $\phi 3/8$ 1950, 6975; $\phi 1/2$ 139300, RESTO $\phi 600$ C/S
 - S2 : $\phi 3/8$ 1950, 5975; $\phi 1/2$ 79300 C/L
 - S3 : $\phi 3/8$ 1950, 6975, 139300, RESTO $\phi 600$ C/S
 - S4 Y S5 : $\phi 3/8$ $\phi 600$, RESTO $\phi 600$ C/S
- CONFINAMIENTO A LOS EXTREMOS - S1 AL S3 : $\phi 975$ C/L

UNIVERSIDAD NACIONAL SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA

PROYECTISTA: _____

CONCESIONARIO: _____

ESTUDIO DEFINITIVO DE INGENIERIA VIA EXPRESA SUR

PLANO: IN001 PUNTE PASO DE LA REPUBLICA ARMADURA DE SUPERESTRUCTURA VIGA POSTENSADA

ESCALA: ANEXO-A16

FECHA: _____

CODIGO: _____

REVISIONES:

NO.	FECHA	DESCRIPCION
01	02/2016	REVISADO

APROBADO: _____

