

**ANALISIS DE SENSIBILIDAD ENTRE LAS ALTERNATIVAS DE
PUENTES VANO A VANO Y VIGA-LOSA**

CÉSAR MAURICIO MANTILLA GALVIS

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA**

2009

**ANALISIS DE SENSIBILIDAD ENTRE LAS ALTERNATIVAS DE
PUENTES VANO A VANO Y VIGA-LOSA**

CÉSAR MAURICIO MANTILLA GALVIS

Trabajo de Grado para optar al título de Ingeniero Civil

DIRECTOR

GUSTAVO CHIO CHO

Profesor asociado de la Universidad Industrial de Santander

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA**

2009

*A mis padres, mi hermana, mi familia
y mis amigos.*

AGRADECIMIENTOS

Al profesor Gustavo Chio Cho, por la oportunidad de trabajar con él en este proyecto y la orientación brindada.

Al ingeniero Leonardo Rosillo, gerente de la empresa donde laboro actualmente, por la tutoría y las herramientas que puso a mi disposición a través de su empresa.

A todos mis amigos, por su apoyo e insistencia en la elaboración de este documento.

A toda mi familia, por la educación y el apoyo incondicional que me han brindado durante todos estos años.

TABLA DE CONTENIDO

	Pág.
1. PRELIMINARES.....	1
1.1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.2 OBJETIVOS	2
1.2.1 OBJETIVO GENERAL.....	2
1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	2
1.3 ALCANCES Y LIMITACIONES.....	3
2. ESTADO DEL ARTE	5
2.1 HISTORIA.....	5
2.2 CONCEPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	13
2.2.1 CONDICIONANTES DE LA ESTRUCTURA.....	13
2.2.2 MATERIALES	17
2.2.2.1 Concreto.....	18
2.2.2.2 Acero.....	19
2.2.3 ACCIONES	21
2.2.3.1 ACCIONES VERTICALES.....	21
2.2.3.2 ACCIONES HORIZONTALES	25
2.2.3.3 COMBINACIONES DE CARGA.....	31
2.2.4 TIPOLOGÍA DEL PUENTE.....	32
2.2.5 PROCESOS CONSTRUCTIVOS	35
2.2.5.1 Superestructuras Con Elementos Prefabricados	36
2.2.5.2 Superestructuras Con Elementos Construidos “In Situ”	37
2.3 CONCRETO PRESFORZADO	40
2.3.1 PRINCIPIOS Y GENERALIDADES.....	40
2.3.2 METODOS DE PRESFORZADO	41
2.3.3 TECNICAS DE PRESFORZADO	42
2.3.4 COMPORTAMIENTO EN FLEXION	44
2.3.5 CÁLCULO DE LAS PÉRDIDAS	48
3. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS	54
3.1 ALTERNATIVA DE PUENTE VIGA – LOSA.....	54

3.1.1	GENERALIDADES	54
3.1.2	PROCESO CONSTRUCTIVO	55
3.1.3	CÁLCULO ESTRUCTURAL	57
3.1.3.1	ACCIONES	57
3.1.3.2	MATERIALES, COEFICIENTES DE SEGURIDAD Y NORMATIVAS	60
3.1.4	ESTADOS DE CARGA.....	62
3.1.5	VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS	63
3.1.6	DISEÑO ESTRUCTURAL	64
3.2	ALTERNATIVA VANO A VANO	69
3.2.1	GENERALIDADES	69
3.2.2	PROCESO CONSTRUCTIVO	70
3.2.3	CÁLCULO ESTRUCTURAL	71
3.2.3.1	ACCIONES	71
3.2.3.2	MATERIALES, COEFICIENTES DE SEGURIDAD Y NORMATIVAS	74
3.2.4	ESTADOS DE CARGA.....	76
3.2.5	VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS	77
3.2.6	DISEÑO	78
4.	ANÁLISIS ECONOMICO	83
5.	OBSERVACIONES Y CONCLUSIONES	88
	BIBLIOGRAFIA.....	91

INDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Elementos del Puente	5
Figura 2. Puente Arco de Piedra	6
Figura 3. Puente de Madera.....	7
Figura 4. Puentes Metálicos en Celosía.....	8
Figura 5. Puente Colgante.....	9
Figura 6. Puente Atirantado.....	10
Figura 7. Puente Colgante-Atirantado	11
Figura 8. Secciones Transversales de Puentes.....	12
Figura 9. Curva Esfuerzo-Deformación del Concreto	19
Figura 10. Curva Esfuerzo-Deformación del Acero.....	20
Figura 11. Carga del Tándem & Línea de Carga	23
Figura 12. Camión HL-93 & Línea de Carga.....	23
Figura 13. Combinaciones de Carga y Factores de Carga.....	31
Figura 14. Factores de Mayoración para Cargas Permanentes	32
Figura 15. Secciones Transversales Típicas de Vigas Prefabricadas.....	33
Figura 16. Secciones Transversales Típicas de Puentes Losa	34
Figura 17. Tipologías Estructurales.....	35
Figura 18. Proceso de Montaje Tradicional.....	36
Figura 19. Proceso de Montaje Alternativo	36
Figura 20. Proceso de Montaje con Vigas de Lanzamiento.....	37
Figura 21. Tipos de Cimbras	38
Figura 22. Cimbra por Tramos	38
Figura 23. Construcción por Empuje.....	39
Figura 24. Construcción por Voladizos	40

Figura 25. Presforzado Pretensado.....	42
Figura 26. Presforzado Postensado.....	42
Figura 27. Presforzado Exterior.....	43
Figura 28. Fuerza de Tensionamiento y Peso propio	44
Figura 29. Cargas Externas.....	45
Figura 30. Esfuerzos Resultantes	45
Figura 31. Refuerzo Adicional	48
Figura 32. Pérdidas de Pre-esfuerzo dependientes del tiempo sugeridas por AASHTO	53
Figura 33. Secciones Transversales del Puente.....	55
Figura 34. Planta y alzado Puente de Vigas	55
Figura 35. Primera Etapa de Construcción	56
Figura 36. Primer Tensionamiento	56
Figura 37. Fase Final Proceso Constructivo	57
Figura 38. Espectro Sísmico de Diseño	59
Figura 39. Acciones sobre Estribo.....	66
Figura 40. Modelo de Bielas & Tirantes	66
Figura 41. Armado de las Vigas	67
Figura 42. Refuerzo del Estribo.....	67
Figura 43. Refuerzo de la Losa	68
Figura 44. Refuerzo Apoyos Intermedios.....	68
Figura 45. Secciones Transversales del Puente.....	69
Figura 46. Esquema en planta y alzado.....	70
Figura 47. Primera Etapa del Proceso Constructivo	70
Figura 48. Tensionamiento del Acero.....	71
Figura 49. Espectro Sísmico de Diseño	73

Figura 50. Armado de la Losa	80
Figura 51. Armado del Estribo	81
Figura 52. Armado Apoyo Intermedio.....	81
Figura 53. Presupuesto alternativa viga-losa	83
Figura 54. Porcentaje de Participación por elemento del puente	84
Figura 55. Porcentaje de Participación por Capítulo.....	85
Figura 56. Presupuesto alternativa Losa aligerada.....	85
Figura 57. Porcentaje de Participación por elemento del puente	86
Figura 58. Porcentaje de Participación por Capítulo.....	87

INDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Factores de Presencia Múltiple	24
Tabla 2. Factores de impacto	24
Tabla 3. Altura De Suelo Equivalente Para Tráfico Perpendicular A Estribos..	26
Tabla 4. Altura De Suelo Equivalente Para Tráfico Paralelo A Muros	26
Tabla 5. Requisitos para Puentes Regulares	28
Tabla 6. Coeficiente de Reducción R	29
Tabla 7. Cuantías de Refuerzo alternativa Viga-Losa	82
Tabla 8. Cuantías de Refuerzo alternativa Vano a Vano	82
Tabla 9. Porcentaje de Participación por ítem	84
Tabla 10. Porcentaje de Participación por capítulo	84
Tabla 11. Porcentaje de Participación por ítem	86
Tabla 12. Porcentaje de Participación por capítulo	86

INDICE DE ANEXOS

	Pág.
ANEXO A: MEMORIA DE CALCULO PUENTE DE VIGAS	93
ANEXO B: MEMORIA DE CALCULO PUENTE LOSA.....	141

RESUMEN

TÍTULO: ANALISIS DE SENSIBILIDAD ENTRE LAS ALTERNATIVAS DE PUENTES VANO A VANO Y VIGA-LOSA*

AUTOR: CÉSAR MAURICIO MANTILLA GALVIS**

PALABRAS CLAVE: Puente Vehicular, Puentes de vigas, puentes losa, Construcción por vanos, concreto presforzado, Norma AASHTO 2005.

RESUMEN: En el presente documento se analiza el comportamiento estructural de un puente de vigas y un puente de losa aligerada, denominado vano a vano debido al sistema constructivo. Ambas alternativas se plantean con una luz de 105m, con tres luces en cada puente. El puente de vigas tendrá un esquema isostático, mientras que el puente losa será hiperestático.

Durante el desarrollo del proyecto, se realiza una breve reseña histórica de los puentes, la introducción al concreto postensado y a la norma estadounidense AASHTO LRFD, se muestran las bases fundamentales del cálculo estructural y el procedimiento de diseño con cierto nivel de detalle. Para agilizar el procedimiento de cálculo, se utilizaron diversos programas de análisis estructural como ROBOT MILLENNIUM V20, PCACOL, ESTRIBO.EXE Y PAASHTO.EXE. En la parte final puede encontrarse el análisis económico de las alternativas, que consta de un presupuesto con gráficas comparativas, y las conclusiones del trabajo realizado.

Se ha encontrado que el puente de vigas es la solución más económica, debido a la cantidad de materiales necesarios, y la que ocasiona menores inconvenientes al tráfico de la vía inferior ya que posee elementos prefabricados. Por otro lado, el puente losa ofrece alturas de las secciones de sus elementos menores y disminuye la aparición de juntas de construcción en su superficie.

* *Proyecto de Grado*

** *Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas, Escuela de Ingeniería Civil. Director: Gustavo Chio Cho.*

ABSTRACT

TITLE: SENSIBILITY ANALYSIS BETWEEN BEAM BRIDGES AND SLAB BRIDGES*

AUTHOR: CÉSAR MAURICIO MANTILLA GALVIS**

KEY WORDS: Road bridges, beam bridges, slab bridges, span construction, prestressed concrete, AASHTO 2005 specifications.

ABSTRACT: In this document the structural behavior of a beam bridge and a slab bridge is analyzed. These bridges have 105m length, each one with three spans. The beam bridge will have isostatic behavior and the slab bridge will be hyperstatic.

During this project development, a brief historical summary is shown, as well as the prestressed concrete introduction and the AASHTO LRFD specifications, plus the basics of structural analysis and detailed design steps. In order to improve the computation process, structural analysis software, such as ROBOT MILLENNIUM V20, PCACOL, ESTRIBO.EXE Y PAASHTO.EXE, have been used. At the end of this document, the economic analysis of the bridges will be found, containing a budget with pie charts and the project's conclusions.

The beam bridge is the cheapest solution, due to the amount of materials and because it's the one that causes less trouble in lower road's traffic owing to the fact that it has prefabricated elements. In the other hand, the height of the cross sections of the slab bridge is lower than the beam bridge ones, as well as reducing constructions joints on its surface.

* Degree Work

** Physical-Mechanical Engineering Faculty, Department of Civil Engineering. Director: Gustavo Chio Cho

1. PRELIMINARES

1.1 INTRODUCCIÓN

A través de la historia los puentes han sido construidos con el mismo objetivo, superar un obstáculo que se presenta en un trazado. Este obstáculo puede ser natural o artificial, como se explica en los siguientes capítulos. Gracias a las investigaciones y avances que se han hecho en esta materia, han surgido numerosas tipologías y procesos para construirlos, respondiendo a las necesidades específicas del entorno donde se encuentran ubicados.

Entre las posibles tipologías que pueden plantearse para resolver el problema de la discontinuidad en una vía, existen dos de especial interés que serán tratadas en este documento: los puentes con vigas y los puentes losa construidos con concreto presforzado.

En los siguientes apartados se identificarán los diversos tipos de puentes construidos hasta el momento, los condicionantes del proyecto como un todo, materiales utilizados, procesos constructivos y los resultados obtenidos por la materialización de estas grandes obras de ingeniería. A pesar que este trabajo de grado está dirigido al estudio de los puentes en concreto, es imprescindible mencionar las diversas tipologías que los antecedieron, y de una u otra forma condujeron a la construcción de los mismos, además de brindar un marco de referencia del entorno en el cual se propone desarrollar este trabajo de grado.

Se tratarán las bases teóricas necesarias para realizar el cálculo estructural de cada tipo de puente, aspectos generales del proceso constructivo y se elaborará un presupuesto para estimar el costo de cada alternativa.

El detalle de los cálculos realizados y parámetros utilizados se presentan en la parte final del documento, mostrando el procedimiento de cálculo y figuras que ilustran las características geométricas y los patrones de armado correspondientes a cada elemento de los puentes.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 OBJETIVO GENERAL

- Realizar el análisis de sensibilidad de las alternativas de construcción entre puentes con el sistema vano a vano y viga losa de luces mayores a 30m.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Evaluar el desempeño estructural de los sistemas de puentes construidos vano a vano y de viga-losa con los métodos analíticos existentes.
- Comparar los costos estimados para la construcción de ambas alternativas y la viabilidad económica que estos ofrecen.
- Utilizar un programa de análisis estructural en tres dimensiones.
- Aplicar los conocimientos básicos adquiridos en las asignaturas de la rama estructural durante el programa de pregrado.

1.3 ALCANCES Y LIMITACIONES

Con el firme propósito de profundizar en los conceptos básicos adquiridos durante la fase de pregrado, se propone investigar, entender y describir el comportamiento del concreto pres-esforzado como material principal de las superestructuras de los puentes con luces mayores a 25m.

El análisis de las alternativas se hará para puentes con luces mayores a 30m, proponiendo dos tipologías estructurales diferentes: un puente con vigas presforzadas prefabricadas y losa fundida en sitio, y un puente con losa aligerada fundida en sitio.

La alternativa del puente de vigas propondrá elementos simplemente apoyados en sus extremos que presentarán comportamiento isostático; mientras que el puente de losa aligerada será continuo (estructura hiperestática) y fundido en una sola fase, con el objetivo de simplificar el modelo de cálculo.

En lo referente a la normativa aplicada al diseño de los elementos, se utilizará la norma americana “*AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2005*”, ya que el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes “CCDSP-95” recomienda su uso mientras se logra una adaptación del método LRFD a la normativa Colombiana¹. El espectro sísmico de diseño tendrá los coeficientes de aceleración, sitio e importancia de la normativa Colombiana, ya que son los que definen la respuesta de la estructura en la ubicación hipotética de la misma en determinado lugar del país.

Se contará con numerosas y variadas herramientas de cálculo. El programa de análisis estructural utilizado es “ROBOT MILLENNIUM V.20.”, licenciado a la empresa de ingeniería estructural PEDELTA S.L. en la ciudad de Bogotá.

Adicionalmente, se contará con 2 programas de cálculo de uso exclusivo de dicha empresa para el cálculo de estribos y de losas aligeradas presforzadas para puentes, ESTRIBO.EXE Y PAASHTO.EXE respectivamente.

¹ Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes, 1995. Art. A.1.1.3.

Con el objetivo de generar un documento que sirva de guía y soporte para el cálculo de los tipos de puentes mencionados anteriormente, en la parte final del documento se podrá encontrar con cierto detalle los pasos de cálculo y las hipótesis utilizadas para analizar el comportamiento de los diversos elementos que conforman el puente.

2. ESTADO DEL ARTE

2.1 HISTORIA

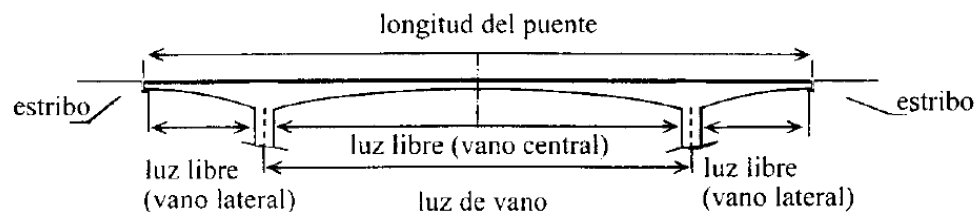
Al observar con detenimiento el ambiente que habitamos, es posible identificar numerosos obstáculos que nos impiden movilizarnos libremente de un lugar a otro. Obstáculos que pueden presentarse ya sea por causas naturales como el paso de un curso de agua, un valle entre montañas, una falla geológica o bien por causas artificiales, como es el caso de una vía construida por el hombre.

Los puentes son obras ejecutadas por el hombre con el fin de superar estos obstáculos que generan discontinuidades en un trazado. Posibilidades y necesidades están siempre relacionadas y la historia de los puentes no es sino la expresión de esta relación. Los puentes han ido satisfaciendo las necesidades sociales alumbradas por lo posible².

Al identificar el problema y plantear la solución mediante la construcción de esta clase de estructuras, se ha dado origen a diversas tipologías que dan respuesta a la necesidad de transitar continuamente entre dos lugares diferentes.

Los elementos que componen el puente se clasifican en dos categorías: la superestructura y la subestructura.

Figura 1. Elementos del Puente



Fuente: Ministerio de Fomento Español. 2000.

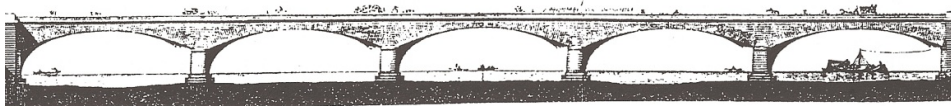
La superestructura está conformada por los elementos que posibilitan la continuidad del trazado, como las vigas y el tablero; mientras que la subestructura la conforman aquellos elementos que dan soporte a la

² Javier Manterola, *Puentes. Tomo I.*

superestructura y transmiten las cargas al terreno, como los estribos y la cimentación.

Los primeros puentes de los cuales se tiene evidencia son los de piedra y fueron moldeados en forma de arco, debido a que este material no posee resistencia a la tracción y esta tipología estructural trabaja principalmente para resistir esfuerzos de compresión gracias a la configuración geométrica de los elementos que la componen. Existen discusiones en torno al origen de la utilización de estas estructuras, que según varias versiones tuvieron su origen en Asia en el seno de las civilizaciones mesopotámicas, pero fueron los romanos quienes los perfeccionaron para darnos a conocer los que vemos hoy en día.

Figura 2. Puente Arco de Piedra



Fuente: MANTEROLA, Javier.

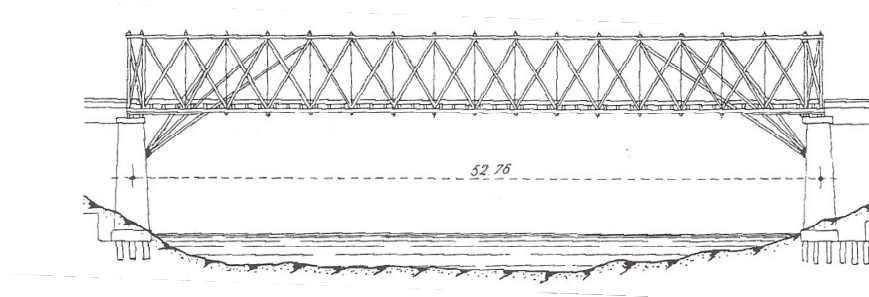
Las bases científicas de la tecnología de este tipo de puentes eran escasas pero suficientes para solucionar los problemas de comunicación en esa época. La garantía del buen desempeño estructural de los puentes de piedra era obtenida empíricamente, mediante el método de prueba y error, hasta que en el S.XIX se consolidó al definir ciertos parámetros que ayudaban al dimensionamiento de la estructura.³

A la par de los puentes de piedra se construían los de madera. Pero debido a la vulnerabilidad de la madera ante agentes naturales, tan comunes como el agua y el fuego, no quedaron suficientes exponentes de este tipo de estructuras. Únicamente pueden encontrarse registros de puentes de madera contruidos después del S.XVIII. Además, este tipo de puentes solo progresó en países

³ Estos parámetros son la relación Flecha/Luz y Ancho del Apoyo/Luz.

donde la materia prima para su construcción es abundante, como Suiza y Estados Unidos.

Figura 3. Puente de Madera



Fuente: MANTEROLA, Javier.

Los puentes de madera están constituidos por numerosos elementos lineales que confluyen en determinado punto llamado nudo. Esta disposición de elementos le permite soportar tracciones y compresiones.

La carrera por salvaguardar luces más grandes había comenzado, y debido a esto se concibieron numerosas configuraciones estructurales con la madera, que lograron luces de más de 100m.

Con la llegada de la revolución industrial a finales del S.XVIII y principios del S.XIX se produjeron numerosos avances en la tecnología, dando origen a nuevos materiales y procesos. El avance en materia de puentes no fue ajeno a estos acontecimientos, y es en esta época que experimentan una evolución importante.

Existen tres factores determinantes en esta evolución. El primero de ellos es la gran demanda de transporte y la masiva construcción de ferrocarriles para satisfacerla, que ocasionó la construcción de puentes cada vez más importantes y en lugares alejados y de difícil acceso.

Otro factor importante fue el desarrollo de nuevos materiales gracias a la industrialización. Primero fue la fundición, que es una material con alto

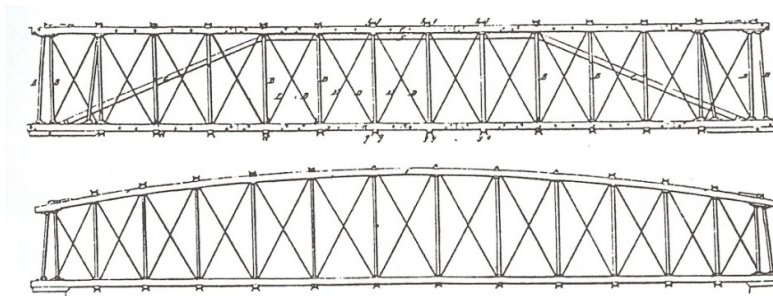
contenido de carbono y cierta fragilidad; luego apareció el hierro forjado que contenía menor porcentaje de carbono e impurezas, otorgándole así mayor resistencia a la tracción. Por último el acero, que es el resultado de la constante evolución en la ciencia de los materiales. El acero se fabricó por primera vez en 1856, y se mejoró en 1866 hasta que alcanzó una resistencia a la tracción de 2000kg/cm^2 .⁴

El último factor importante fue la consolidación de los conceptos científicos, que se venían desarrollando desde años atrás, sobre el comportamiento de los materiales utilizados. Los avances en la resistencia de materiales, la dinámica y el cálculo diferencial, brindaron las herramientas necesarias para lograr un acercamiento más preciso a los fenómenos que se presentan cuando un material es sometido a la acción de cargas, y los parámetros que condicionan su desempeño estructural.

Es así como se comienza a implementar el acero masivamente para construir puentes. Estas estructuras poseen numerosas ventajas sobre las tipologías previamente desarrolladas, ya que el acero es un material que posee gran resistencia a la tracción, durabilidad y maleabilidad.

Gracias a estas bondades, los puentes metálicos han tomado diversas formas, que van desde puentes en celosía, pasando por los puentes arco metálico hasta los colgantes.

Figura 4. Puentes Metálicos en Celosía



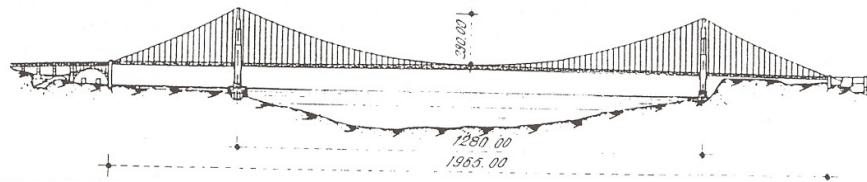
Fuente: MANTEROLA, Javier.

⁴ Javier Manterola, *Puentes. Tomo I, Pág. 1-24.*

Existen dos tipologías muy particulares que resaltan dentro de los puentes metálicos construidos hasta el momento: los puentes colgantes y los puentes atirantados.

El origen de los puentes colgantes se remota a las civilizaciones más antiguas de Asia y América del Sur, donde se utilizaban con frecuencia por la viabilidad del proceso constructivo en la época y los materiales utilizados. Estas estructuras están conformadas por 2 cables principales, anclados a una torre en cada extremo; de los cuales cuelgan numerosos cables secundarios que dan apoyo a la losa de circulación.

Figura 5. Puente Colgante

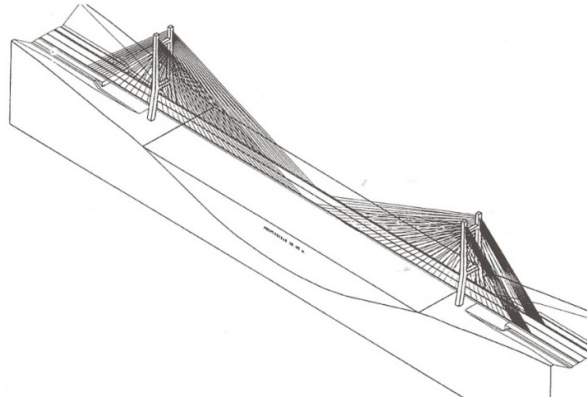


Fuente: MANTEROLA, Javier.

Las primeras versiones en la época moderna de este tipo de puentes se construyeron en Estados Unidos a principios del año 1800, hasta alcanzar luces mayores a los 200m. El principal problema que enfrentó este tipo de puentes fue la oscilación causada por el viento o por el tránsito masivo de personas, que obligó a la investigación exhaustiva sobre este fenómeno, para lograr las estructuras que vemos hoy en día.

Los puentes atirantados, al igual que los colgantes, fueron construidos debido a que sus diseñadores obedecían a un impulso primario de sortear un obstáculo sosteniendo la superficie de circulación con cables. Estos puentes están constituidos por cables lanzados directamente desde los apoyos a las vigas que sostienen la losa, creando apoyos intermedios que le otorgan mayor rigidez a la misma que un puente colgante.

Figura 6. Puente Atirantado



Fuente: MANTEROLA, Javier.

Esta tipología de puentes también enfrentó varios problemas en sus comienzos, debido a que no se sabía a ciencia cierta cómo se comportaban los cables que sostenían la estructura. La principal causa de falla de los puentes atirantados en sus inicios se debía a que no todos los cables entraban en funcionamiento al mismo tiempo, ocasionando concentración de esfuerzos en algunos tirantes, que finalmente fallaban y causaban el colapso de la estructura.⁵

Estos inconvenientes se fueron solucionando con el pasar del tiempo, al descubrir que es necesario tensar los cables para que empiecen a funcionar desde el momento de su instalación y no esperar a que la deformación del tablero los active.

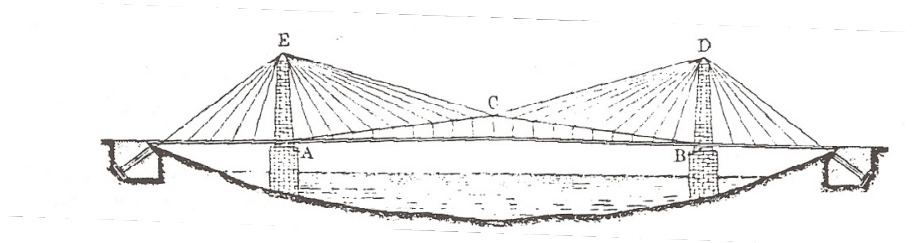
Sin embargo, desde mediados del S.XIX, se inició la construcción de puentes que mezclaban cables colgados y atirantados⁶, para aprovechar en una sola estructura las ventajas que ofrecían ambas tipologías y minimizar el problema

⁵ “Un mecanismo tan hiperestático, que no se pone en carga simultáneamente, puede producir concentraciones importantes de tensiones en determinados tirantes y llevar el puente a la ruina”. Javier Manterola, *Puentes*. Tomo I, Pág. 1-54.

⁶ *Puentes de Niágara (1855), Cincinnati (1867), Brooklyn (1883)*. Javier Manterola, *Puentes*. Tomo I Pág. 1-54.

de las oscilaciones excesivas, que era una de las principales causas del colapso de estas estructuras suspendidas en esa época.

Figura 7. Puente Colgante-Atirantado



Fuente: MANTEROLA, Javier.

El uso del hormigón como material principal se dio a la par que los puentes de piedra. En la mayoría de los casos la piedra era reemplazada por el hormigón simple, preparado con cemento puzolánico, agua, arena y gravas, para construir los puentes arco. Pero su utilización era mínima, ya que se tenía más confianza y experiencia en el manejo de la piedra para este tipo de estructuras durante casi todo el S.XIX.

La revolución de este material para la construcción de puentes empezó en 1824, cuando Joseph Aspdin desarrolla el cemento Portland. Su utilización comenzó a ser más frecuente para la construcción de muros y cimentaciones, así como la utilización de barras de acero embebidas dentro del hormigón⁷, para conformar uno de los materiales que ha revolucionado la industria de la construcción: el hormigón armado.

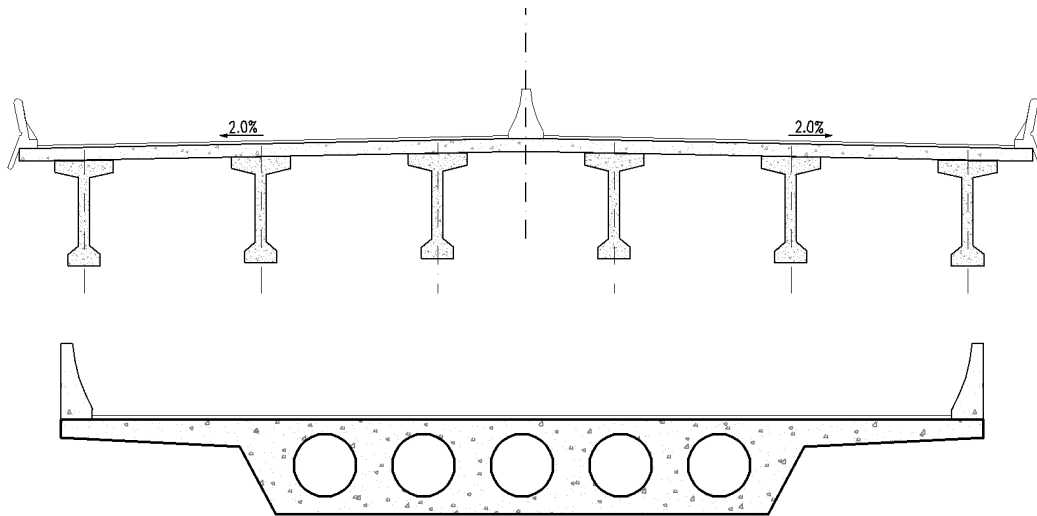
El sistema fue patentado por Joseph Monier en 1877 en Francia, y su uso se extendió por todo el mundo a finales del S.XIX. Este nuevo material ofrecía muchas ventajas, ya que combinaba la resistencia a compresión de hormigón con la resistencia a tracción del acero, elevando la capacidad de soportar cargas y por consiguiente el rango de funcionamiento.

⁷ La utilización de barras y grapas de hierro forjado data del S.XVIII. Javier Manterola, Puentes. Tomo I, Pág. 1-57.

La construcción de puentes de hormigón armado se masificó hacia los años 20, presentándose dos tipos importantes: puentes de vigas o puentes losa.

Los puentes de vigas, como su nombre lo indica, están compuestos por vigas que sostienen la losa de circulación o están unidas a ella monólicamente, mientras que los puentes losa son aquellos en los que ésta conforma la sección resistente.

Figura 8. Secciones Transversales de Puentes



Arriba: Puente de Vigas

Abajo: Puente Losa

Fuente: PEDELTA S.L.

La luz que pueden sortear ambos tipos, de vigas o losa, está condicionada por las deformaciones y esfuerzos en el material, limitándolos a no más de 30m por vano, con el fin de conservar las dimensiones de sus elementos dentro de un rango aceptable desde el punto de vista estético, constructivo y económico

Por este motivo, se desarrolló una variación de este material: el concreto presforzado, que permitía salvar luces más grandes con elementos más esbeltos y plantear una amplia gama de secciones transversales para la superestructura del puente. La utilización de esta nueva evolución del hormigón empezó a hacerse más común en los años 50, trayendo hasta la actualidad diversas manifestaciones de las posibilidades que brinda este material.

2.2 CONCEPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

El planteamiento general de la estructura que salvará el obstáculo dependerá de ciertas variables que se presentan en todo proyecto de construcción de este tipo.

Debido a que los puentes usualmente forman parte de un proyecto mucho más amplio, mantienen una interrelación en la que se condicionan mutuamente. Por lo tanto, las estructuras no son un hecho aislado que se puedan diseñar y proyectar con total libertad, sino que existen una serie de situaciones que deben ser analizadas antes de escoger una tipología en particular.

Una vez considerados todos los factores que definen inicialmente las características de la estructura, el proyectista deberá elegir los materiales, la tipología estructural, el procedimiento constructivo y las características de los elementos funcionales.

2.2.1 CONDICIONANTES DE LA ESTRUCTURA

Dentro de estos se pueden citar:

Los funcionales: son aquellos que hacen referencia a las características infaltables de la estructura. Es necesario identificar la finalidad de la misma, definiendo cuales son las características esenciales que ha de tener, cuáles las convenientes y cuales son simplemente accesorias.

Los de trazado: son aquellos que están definidos por el diseño geométrico de la vía que soporta o del obstáculo que deba salvar. Entre ellos están: la geometría en planta y alzado, la sección transversal de la vía que soporta, los gálibos mínimos o máximos que debe tener y las futuras ampliaciones de las que pueda ser objeto.

Debido a que en la mayoría de los proyectos viales que se ejecutan se define primero la rasante de la vía, las estructuras deben ser ajustadas a estos trazados, ocasionando ciertos inconvenientes en sus geometrías.

Entre ellos es posible resaltar:

Las rasantes excesivamente ajustadas, que limitan el canto de la estructura proyectada al tener que cumplir ésta con un gálibo vertical mínimo. De esta manera se disminuye la posibilidad de elegir ciertas alternativas que pueden resultar más económicas.

Los cruces con fuerte esviaje, dan lugar a estructuras más largas y con mayores luces de lo necesario, obligando a plantear soluciones muy singulares que generan costos adicionales para el proyecto⁸.

Los carriles de incorporación dentro de las estructuras, que originan tableros de ancho variable que incrementan costos y dificultan el proceso constructivo.

Las intersecciones excesivamente complejas, dificultan la disposición de apoyos de las estructuras proyectadas, obligando al aumento de luces y en muchos casos generando vanos descompensados.

Geológicos y geotécnicos: Las características morfológicas y mecánicas del suelo del lugar donde se va construir el puente son variables muy influyentes en la elección de la alternativa a utilizar.

La existencia de una falla geológica cerca del lugar donde se construirá la estructura, puede llevar a la elección de alternativas más complejas y por lo tanto más costosas.

La capacidad portante del suelo puede limitar la luz máxima de la estructura, con el fin de disminuir las cargas transmitidas al terreno; así como la elección de alternativas de bajo peso propio que utilicen materiales más livianos, el aumento del número de vanos y las dimensiones de las sub-estructuras.

Condicionantes Constructivos: La tipología estructural y el proceso constructivo son variables que están íntimamente relacionadas. Una es

⁸ Debido a la complejidad de las bases del cálculo estructural y los procesos constructivos necesarios para la materialización de la obra.

complemento de la otra. Dentro de este tipo de condicionantes se presentan las siguientes situaciones:

Altura excesiva de la rasante, dificulta el uso de cimbras y formaletas convencionales para construir los distintos elementos del puente.

La topografía y las condiciones de acceso al lugar de construcción, pueden inducir la elección de alternativas prefabricadas o el empleo de soluciones empujadas mecánicamente.

Las programaciones de obra demasiado estrictas y ajustadas pueden llevar al empleo de soluciones prefabricadas, o de alternativas con procesos constructivos tipificados en la zona donde se ubicará la estructura.

La existencia de rutas alternas, contribuye al desarrollo continuo y oportuno de las actividades de obra, debido a que no sería necesario realizar desvíos provisionales, que en varias ocasiones resultan peligrosos; para minimizar el impacto negativo en el tráfico de la zona de influencia.

Económicos: La evaluación de costos de una estructura debe hacerse de manera integral, considerando toda la vida útil de la misma, desde su proyección hasta su demolición. De manera específica, se deben contemplar los costos generados por la proyección de la tipología estructural, el proceso de diseño, los materiales necesarios, los costos de construcción, explotación, mantenimiento y demolición, tanto de estructuras provisionales como del mismo puente. Mediante este análisis se puede obtener el costo real de la estructura, y la importancia que se decida otorgar a este criterio depende exclusivamente de los personajes involucrados directamente en el proyecto. Dentro de los condicionantes económicos cabe mencionar:

El precio de los materiales y la mano de obra en el momento de la construcción del proyecto.

La cantidad e importancia de las estructuras proyectadas, permiten que los medios auxiliares utilizados para su construcción como cimbras, formaletas y maquinaria sean amortizadas en su totalidad.

El plazo disponible para la entrada en funcionamiento de la estructura condiciona fuertemente la elección de alternativas, ya que el incumplimiento en la fecha límite pactada generalmente repercute en la economía del proyecto.

La remoción de residuos generados por la obra es una variable de gran incidencia en el costo total del proyecto, y además está ligada a los materiales y proceso constructivo utilizado.

Estéticos: Es el condicionante más subjetivo de todos los aquí presentados y depende de la percepción que tengan los proyectistas sobre la estructura como parte fundamental y complementaria del entorno del cual hará parte.

No necesariamente las estructuras estéticamente más agradables son siempre las alternativas más costosas, la integración de la estructura a su entorno depende de otras variables como:

Formas básicas que definan los elementos de la estructura, sin que requieran procesos constructivos demasiado complejos ni causen un impacto visual negativo en los usuarios.

Buenos acabados, que en materia de puentes se refieren a coloraciones uniformes del hormigón o una agradable combinación de colores de los elementos metálicos dado el caso.

El correcto uso de formaletas y productos aditivos para los materiales, con el fin de generar elementos con formas bien definidas y superficies uniformes.

El diseño y la ejecución de elementos como las barandas, impostas, andenes, sardineles, etc.

El sistema de drenaje de la estructura, contribuye a mantenerla libre de manchas causadas por el escurrimiento del flujo de aguas lluvias en los elementos que conforman el puente.

El entorno que rodea la estructura, generalmente sugiere utilizar determinadas formas para sus elementos. Proyectando, por ejemplo, una estructura más tradicional en ambientes rurales u otra más moderna en ambientes urbanos.

Ambientales: Las posibles estructuras deben proyectarse para que tengan una vida útil que se ajuste a las normativas vigentes, en un entorno adecuado bajo ciertas condiciones ambientales, procurando proyectar estructuras que generen bajos costos de mantenimiento. Dentro de los condicionantes ambientales se tienen:

Atmósferas muy agresivas, que sugieran el uso de soluciones en concreto presforzado para controlar la fisuración, y de esta manera asegurar la vida útil de los materiales.

La presencia de condiciones ambientales que favorezcan la corrosión, condiciona enormemente la implementación de soluciones metálicas, ya que éstas son susceptibles a sufrir este fenómeno.

La existencia de cursos de agua demasiado agitados, puede contribuir al aceleramiento de la socavación en algunas zonas. Este hecho condiciona la luz de los vanos del puente con el fin de evitar la construcción de subestructuras en estas áreas.

2.2.2 MATERIALES

El material con el cual se construirá el puente permitirá que sus elementos tomen determinadas formas y hará que la estructura posea una respuesta estructural única.

El material más utilizado en nuestro medio es el concreto, ya sea reforzado o presforzado, sin arrebatarse mérito al acero estructural, que en los últimos años ha tomado ventaja como material preferido para la construcción de puentes peatonales.

La utilización del concreto como material predilecto para la construcción de puentes de carretera se debe a que en Colombia encontramos abundante materia prima para su elaboración; hecho que ha contribuido al desarrollo de la

industria en este campo, rezagando la producción de acero estructural en grandes cantidades.

2.2.2.1 Concreto

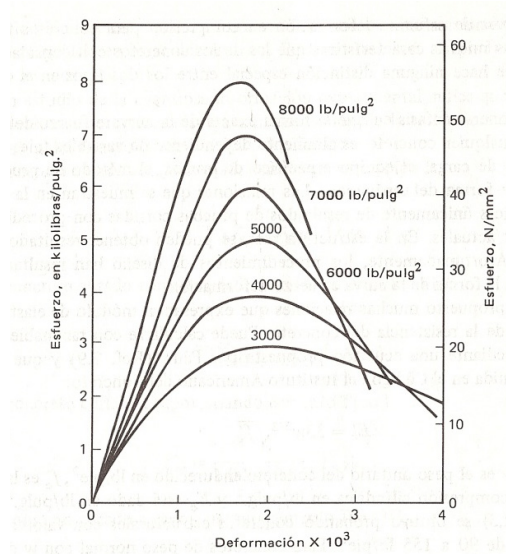
Este material es utilizado para resistir principalmente los esfuerzos de compresión que se presentan en determinado elemento de la estructura. Ya que no presenta grandes deformaciones antes de fallar, se clasifica como un material frágil.

En los elementos estructurales reforzados, es común la utilización de concretos con resistencia a compresión hasta 28MPa, ya que las cargas a las que se encuentran sometidos son menores que las de un elemento presforzado y el control de las fisuras juega un papel importante pero no crucial en la respuesta estructural. De acuerdo a lo anterior, los elementos que se construyen más frecuentemente con este tipo de hormigón son: las cimentaciones, los estribos, las pilas, las vigas y losas reforzadas.

El concreto de alta resistencia ($f'_c \geq 35\text{MPa}$) es utilizado para la construcción de elementos presforzados, ya que la magnitud de las cargas es superior y permite la optimización de las dimensiones de los elementos; además con este material se mejora el control de fisuras y deflexiones. Este tipo de concreto es utilizado ampliamente en losas y vigas pre-esforzadas.

En la siguiente gráfica se aprecia la curva esfuerzo-deformación para varios tipos de concretos, incluidos los de alta resistencia.

Figura 9. Curva Esfuerzo-Deformación del Concreto



Fuente: NILSON, Arthur. 1990.

Se puede observar que los concretos de alta resistencia poseen un módulo de elasticidad mayor, que se mide con la pendiente de la curva respectiva en el origen; pero al mismo tiempo son más frágiles, debido a que presentan deformaciones menores con respecto al concreto estándar, en el momento de su falla.

2.2.2.2 Acero

El acero es utilizado para resistir los esfuerzos de tensión que se presentan en las estructuras. Falla de manera dúctil, ya que se deforma considerablemente antes de alcanzar el esfuerzo máximo que resiste.

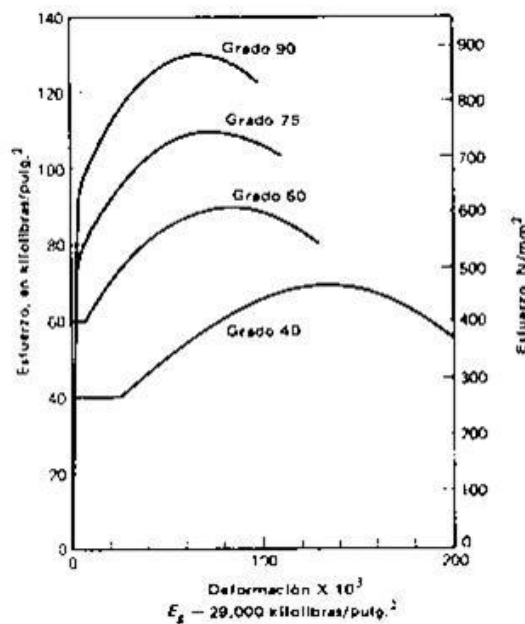
El acero de refuerzo más utilizado en la construcción es aquel que posee un esfuerzo de fluencia $f_y = 420\text{MPa}$. Cuando el acero se somete a cargas de tracción, se deforma proporcionalmente a la magnitud del esfuerzo que resiste, hasta alcanzar el límite de fluencia. En este punto, el material comienza a presentar deformaciones mayores sin que aumente el esfuerzo; hasta llegar a la etapa del endurecimiento por deformación, incrementando su resistencia para alcanzar el esfuerzo máximo antes de fallar.

El acero de alta resistencia, empleado como acero de pre-esfuerzo, presenta un límite de fluencia mucho mayor que el acero de refuerzo, pero una vez alcanza este punto, las deformaciones se incrementan considerablemente hasta alcanzar el esfuerzo máximo y fallar.

Por lo tanto, el acero de alta resistencia posee menor ductilidad, debido a que la deformación en el momento de falla del material es menor que la del acero de refuerzo.

En la siguiente figura, se presenta la curva esfuerzo-deformación para aceros de refuerzo y de pre-esfuerzo.

Figura 10. Curva Esfuerzo-Deformación del Acero



Fuente: NILSON, Arthur. 1990.

El acero de refuerzo también es utilizado en los miembros de concreto presforzado, con el fin de contribuir a la resistencia a tracción de la sección, proveer refuerzo transversal para cortante y torsión, además de controlar las fisuras que puedan aparecer en el concreto por contracción y temperatura.

2.2.3 ACCIONES

Las cargas aplicadas, ya sea en la superestructura o la subestructura, se pueden clasificar en acciones verticales y horizontales. A su vez, cada tipo puede dividirse en acciones directas o indirectas.

Las directas son las fuerzas y las indirectas son las deformaciones impuestas a cada elemento en particular.

2.2.3.1 ACCIONES VERTICALES

Estas cargas hacen referencia a las provenientes del peso propio de la estructura, el peso de los elementos funcionales como la capa asfáltica, los bordillos y barreras; y la carga viva. Dentro de este tipo de cargas se pueden considerar las acciones verticales provocadas por fuerzas sísmicas, pero en la mayoría de casos este efecto es despreciado.

Dentro de las acciones indirectas se pueden encontrar los asentamientos diferenciales y los cambios de temperatura.

CARGAS PERMANENTES. COMPONENTES VERTICALES:

DC, PESO PROPIO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

El peso propio de los distintos elementos se calcula a partir de su geometría adoptando una densidad del concreto, ya sea reforzado o presforzado, de valor

$$\gamma_c = 2.40 \text{ T/m}^3 \cdot$$

DW, PESO DEL PAVIMENTO Y BARRERAS

El peso del pavimento se calcula asumiendo $\gamma_{pav} = 2.25 \text{ T/m}^3$ de densidad según la tabla 3.5.1-1 de *AASHTO LFRD*.

EV, EMPUJE VERTICAL DE TIERRAS

El peso del suelo de relleno sobre la zapata del estribo se calcula asumiendo $\gamma_{suelo}=2.00\text{ton/m}^3$ y $K_a=0.33$ como el coeficiente de presión de tierras activo.

CARGAS VIVAS. COMPONENTES VERTICALES:**LL, IM, CARGA VIVA DE CARRIL**

A efectos de cálculo de los valores de las cargas vivas (modelo de carga vehicular) se adopta el criterio de la AASHTO LFRD 2005 (HL-93).

El número de carriles a considerar es:

$$N_{carriles} = \frac{\text{ancho de calzada}}{3.60} \quad (2-1)$$

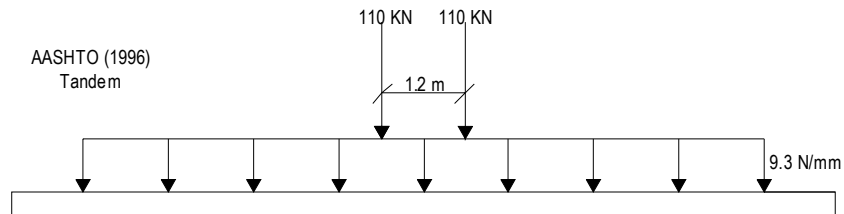
La carga vehicular de diseño en cada uno de los 3 carriles se toma como combinación de las siguientes cargas:

- Carga de camión de 3 ejes con una carga total de 32.5 T o eje tándem constituido por dos cargas iguales de 11.00Ton separadas 1.2 m
- Carga de carril de valor uniforme en sentido longitudinal e igual a 0.93 T/m aplicada en un ancho de carril de 3.00m (lo que equivale a una carga superficial de 0.31 T/m²).

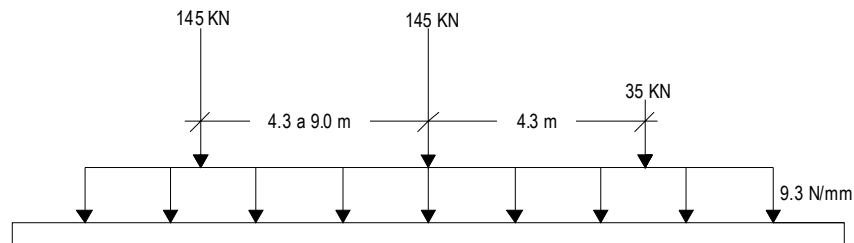
La aplicación de las cargas será la siguiente:

En cada carril se tomará el efecto más desfavorable de las tres combinaciones siguientes:

- El efecto de un eje tándem junto a la carga de carril.

Figura 11. Carga del Tándem & Línea de Carga

- El efecto de un camión de diseño junto a la carga de carril.

Figura 12. Camión HL-93 & Línea de Carga

Para el cálculo del ELS de deformaciones, se podrá tomar una carga vehicular reducida de valor igual al más desfavorable de:

- Un camión de diseño
- 25% del efecto del camión de diseño junto la carga de carril

Se incluirá en la carga del camión el factor de impacto, y se comprobará que la máxima flecha producida por las cargas anteriores no supera el valor $L/1000$, siendo L la longitud del vano.

Además se deben aplicar factores de reducción por simultaneidad de carriles cargados.

Tabla 1. Factores de Presencia Múltiple

# de Líneas de Diseño	Factor
1	1.20
2	1.00
3	0.85
Más de 3	0.65

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2005. Tabla 3.6.1.1.2-1

El factor de impacto (IM), expresado como un porcentaje del esfuerzo de la carga viva, aplicándose a los efectos producidos por el camión de diseño o por el eje tándem.

Tabla 2. Factores de impacto

Componente	IM
Juntas	75%
Estados Límite de Fatiga Y Fractura	15%
Otros Estados Límite	33%

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2005. Tabla 3.6.2.1

EFFECTO DE DEFORMACIONES IMPUESTAS:

TU, VARIACIÓN UNIFORME DE TEMPERATURA

Para el cálculo del efecto de la variación uniforme de temperatura en el tablero se adoptará una temperatura promedio de 25°C, con una variación máxima anual de $\pm 5^\circ\text{C}$.

SE, ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES

Se deberán considerar las sollicitaciones provocadas por los valores extremos de los asentamientos diferenciales entre subestructuras y entre unidades de una misma subestructura⁹.

⁹ AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2005. Sec. 3.12.6

2.2.3.2 ACCIONES HORIZONTALES

Refiriéndose a las acciones directas que afectan la superestructura, es posible identificar la fuerza de frenado y la fuerza centrífuga, actuando en sentido longitudinal. La fuerza de viento y la fuerza de impacto actúan en el sentido transversal, mientras que la fuerza sísmica actúa en ambos sentidos.

En la subestructura actúa el empuje horizontal del relleno y una sobrecarga viva sobre el talud de los estribos.

Las acciones indirectas en este caso serían ocasionadas por el flujo plástico y la retracción del concreto.

CARGAS PERMANENTES. COMPONENTES HORIZONTALES:

EH, EMPUJE HORIZONTAL DE TIERRAS

Se calcula como una distribución de carga hidrostática que varía con la altura “h” y está definido por el peso propio del relleno $\gamma_{suelo}=2.00\text{ton/m}^3$ y por el coeficiente de presión de tierras activo $K_a=0.33$. Este empuje solo afecta los estribos que conforman la subestructura.

CARGAS VIVAS. COMPONENTES HORIZONTALES:

LS, SOBRECARGA DE TIERRAS

Se incluye una sobrecarga viva en el costado de tierras de estribos y muros de contención. Esta sobrecarga se calcula como un empuje horizontal uniforme, ocasionado por una altura de tierra equivalente, dependiendo de la dirección del tráfico con respecto al elemento que se considere y la altura del mismo. El valor de la sobrecarga estará dado por:

$$\Delta p = k\gamma_{suelo}gh_{eq} \quad (2-2)$$

$\Delta p =$ Empuje horizontal constante del suelo retenido debido a la sobrecarga

h_{eq} = altura de suelo equivalente para carga vehicular

k = Coeficiente de empuje lateral del suelo

g = Aceleración de la gravedad

Tabla 3. Altura De Suelo Equivalente Para Tráfico Perpendicular A Estribos

Altura del Estribo (mm)	Heq (mm)
1500	1200
3000	900
≥6000	600

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2005. Tabla 3.11.6.4-1

Tabla 4. Altura De Suelo Equivalente Para Tráfico Paralelo A Muros

Altura del Muro (mm)	Heq (mm) Distancia entre el paramento posterior del muro y el borde del tráfico	
	0mm	300mm o más
1500	1500	600
3000	1050	600
≥6000	600	300

AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2005. Tabla 3.11.6.4-2

BR, FUERZA DE FRENADO/ARRANQUE

La fuerza de frenado o arranque considerada es la mayor de un 25% de la carga vertical de los camiones de diseño o ejes tándem por carril posicionados en todos los carriles existentes y actuando en la misma dirección; ó, el 5% del camión de diseño más la línea de carga; ó, 5% del tándem de diseño más la línea de carga. En todos los carriles se supondrá actuando la fuerza en la misma dirección, en previsión de conversión de circulación a un único sentido en el futuro.

Además, se tendrán en cuenta los factores de simultaneidad de carga entre carriles y no se aplicará el factor de impacto a esta carga.

CE, FUERZA CENTRÍFUGA

La fuerza centrífuga se determina mediante el producto de la carga vertical de los camiones de diseño o ejes tándem por carril posicionados en todos los carriles existentes:

$$C = \frac{4v^2}{3gR} \quad (2-3)$$

$C =$

Fuerza centrífuga expresada como porcentaje de la carga viva sin impacto

$v =$ *velocidad en m/seg*

$R =$ *Radio de giro de la curva*

CT, FUERZA DE IMPACTO DE VEHÍCULOS

Se deben considerar dos supuestos para el impacto de vehículos: El impacto contra la subestructura de vehículos que circulen por la vía inferior y el impacto de vehículos que circulen por la superestructura contra las barreras de protección.

No es necesario considerar fuerza de impacto sobre la subestructura si existe una barrera de protección separada al menos 3000mm de la superficie más cercana de la subestructura.

ACCIÓN SÍSMICA, (EQ)

Se debe usar un método determinado para el análisis por cargas sísmicas dependiendo de la zona sísmica donde se encuentre el proyecto, la regularidad de la estructura, y la importancia del puente¹⁰.

¹⁰ AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2005. Sec. 4.7.4.

ZONA SÍSMICA

La zona sísmica está definida por el nivel de amenaza del lugar donde se ubicará la estructura. Este y otros parámetros afines están definidos por los códigos locales, como la Norma Colombiana Sismo-resistente (NSR-98) y el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes (CCDSP-95).

IMPORTANCIA

La estructura se clasifica como un puente Esencial (475 años de periodo de retorno del evento sísmico).

REGULARIDAD

La regularidad depende del número de luces, de la distribución de la masa y de la distribución de las rigideces.

Tabla 5. Requisitos para Puentes Regulares

Parámetro	Valor				
	2	3	4	5	6
Máximo ángulo subtenido para un puente curvo	90°	90°	90°	90°	90°
Máxima relación de longitudes entre tramo y tramo	3	2	2	1.5	1.5
Máxima relación de rigidez entre tramo y tramo, excluyendo estribos	---	4	4	3	2

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2005. Tabla 4.7.4.3.1-1

COEFICIENTE DE REDUCCION DE LA RESPUESTA SISMICA (R)

Para aplicar el coeficiente de reducción R, se deben cumplir los requisitos de los artículos 5.10.2.2, 5.10.11 y 5.13.4.6.

Tabla 6. Coeficiente de Reducción R

Subestructura	Categoría según la importancia		
	Crítica	Esencial	Otras
Pilar tipo muro-mayor dimensión	1.5	1.5	2.0
Caballetes de pilotes de hormigón armado			
Solo pilotes verticales	1.5	2.0	3.0
Con pilotes inclinados	1.5	1.5	2.0
Columnas Individuales	1.5	2.0	3.0
Caballete de pilotes de acero o de pilotes compuestos de acero y hormigón			
Solo pilotes verticales	1.5	3.5	5.0
Con pilotes inclinados	1.5	2.0	3.0
Caballetes Multicolumna	1.5	3.5	5.0

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2005. Tabla 3.10.7.1-1

FUERZA DEL VIENTO.

Las acciones debidas al viento son las definidas en la sección 3.8 del código **AASHTO LRFD**. Estas acciones corresponden a velocidades de viento de 160Km/h.

WS, CARGA DE VIENTO SOBRE LA ESTRUCTURA

La velocidad de diseño del viento a una altura z sobre el terreno V_{DZ} , en km/h, se calcula como:

$$V_{DZ} = 2.50V_o \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) Ln \left(\frac{Z}{z_o} \right) \quad (2-4)$$

Donde:

V_{10} es la velocidad de referencia del viento a 7 m de altura sobre el nivel del suelo para la zona en la que se ubica el puente= 160km/h.

V_B es la velocidad de referencia básica, 60km/h.

Z es la altura en metros a la que se encuentran los elementos sobre los que se está calculando la acción de viento.

V_0 es la velocidad de rugosidad para el entorno en el que se encuentra ubicado el puente.

Z_0 es la altura de rugosidad para el entorno en el que se encuentra ubicado el puente.

A partir de esta velocidad de diseño, podemos calcular la presión básica de viento, P_D :

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \quad (2-5)$$

Donde:

P_B es la presión básica de viento según igual a 0.0024MPa.¹¹

P_D es la presión de diseño de viento.

WL, CARGA DE VIENTO SOBRE LAS CARGAS VIVAS

La presión de viento sobre los vehículos se representará como una fuerza interrumpible de 1.46KN/m, actuando perpendicular a la calzada y 1800mm sobre la misma, y se deberá transmitir a la estructura¹².

EFFECTO DE DEFORMACIONES IMPUESTAS:

CR y SH, FLUJO PLÁSTICO Y RETRACCIÓN

El efecto de la retracción de fraguado en la superestructura no se contempla dado que en su gran mayoría se desarrolla durante el fraguado del hormigón. Teniendo en cuenta que las vigas son fundidas en plataformas de fabricación previo montaje, la estructura quedará libre en su gran mayoría de este efecto, en el caso de la losa de hormigón que se fundirá en sitio, su efecto quedará restringido por las vigas ya fraguadas. El efecto de la retracción en la

¹¹ AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2005. Tabla 3.8.1.2.1.-1.

¹² AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2005. Art. 3.8.1.3.

infraestructura se controla por la inclusión de armadura mínima capaz de absorber este efecto.

El efecto del flujo plástico es considerado en el cálculo de las pérdidas de tensión de los cables de pre-esfuerzo de las vigas pos-tensadas.

2.2.3.3 COMBINACIONES DE CARGA

Las combinaciones y factores de carga que se aplicarán a la estructura están dados por la norma AASHTO.

Figura 13. Combinaciones de Carga y Factores de Carga

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar uno de estos por vez			
										EQ	IC	CT	CV
Estado Límite													
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	Y_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	Y_{TG}	Y_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA II	Y_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	Y_{TG}	Y_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA III	Y_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	Y_{TG}	Y_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA IV Sólo EH, EV, ES, DW, DC	Y_p 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	Y_p	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	Y_{TG}	Y_{SE}	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	Y_p	Y_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	Y_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	Y_{TG}	Y_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	Y_{TG}	Y_{SE}	-	-	-	-
FATIGA Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2005. Tabla 3.4.1-1

Figura 14. Factores de Mayoración para Cargas Permanentes

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Componente y accesorios	1,25	0,90
DD: Fricción negativa (downdrag)	1,80	0,45
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65
EH: Empuje horizontal del suelo		
• Activo	1,50	0,90
• En reposo	1,35	0,90
EL: Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00
EV: Empuje vertical del suelo		
• Estabilidad global	1,00	N/A
• Muros de sostenimiento y estribos	1,35	1,00
• Estructura rígida enterrada	1,30	0,90
• Marcos rígidos	1,35	0,90
• Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1,95	0,90
• Alcantarillas metálicas rectangulares	1,50	0,90
ES: Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2005. Tabla 3.4.1-2

Las combinaciones de carga utilizadas en el análisis de las alternativas son principalmente:

- SERVICIO I, SERVICIO III
- RESITENCIA I, RESISTENCIA II
- EVENTO EXTREMO I

2.2.4 TIPOLOGÍA DEL PUENTE

Los puentes se pueden clasificar de acuerdo a diversos criterios, pero en general, todos apuntan a describir las características de la superestructura. De acuerdo a esta clasificación tenemos estructuras:

Isostáticas o hiperestáticas

Rectas, curvas o esviadas

Metálicas, de hormigón, mixtas

De canto constante o variable

De vigas, losa maciza, losa aligerada, losa nervada o viga cajón

Losa prefabricada o fundida “in situ”, entre otras.

Sin embargo, una de las clasificaciones que más interesa a los ingenieros civiles es aquella que hace referencia a la tipología estructural, dentro de la cual podemos encontrar:

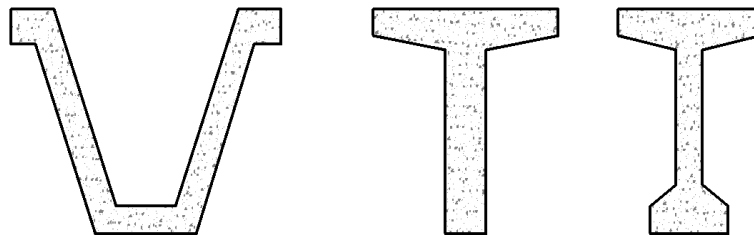
Puentes de tramo recto, ya sean de luz simple o tramo continuo; que a su vez se dividen en celosías y tableros constituidos por vigas, losas o cajones. Estas estructuras son utilizadas para cubrir luces de hasta 500m.

Puentes Viga-Losa: Los puentes de vigas prefabricadas suelen emplearse para luces menores o iguales a 40m; ya que para luces mayores, el peso propio de estos elementos ocasionaría problemas durante su montaje y/o transporte. Las vigas soportan el tablero, generalmente fundido en sitio, y pueden estar unidas “a tope” o separadas entre sí.

La fabricación de éstas puede hacerse en obra o en taller. Cuando el proceso se lleva a cabo en taller, el elemento resultante será una viga pre-esforzada pretensada; mientras que si se construye en obra será pre-esforzada postensada.

Este tipo de solución plantea generalmente esquemas isostáticos, ya que las vigas se encuentran simplemente apoyadas en ambos extremos. Rara vez se crean estructuras hiperestáticas con esta tipología, aunque en casos especiales esto se logra mediante la disposición de armaduras activas o pasivas a través de los elementos prefabricados.

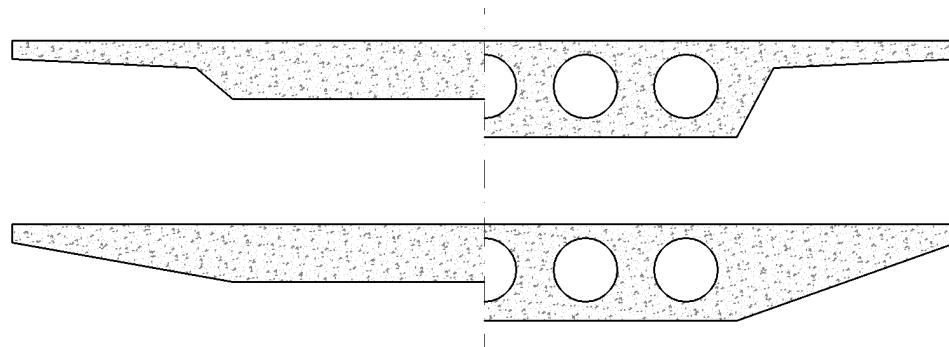
Figura 15. Secciones Transversales Típicas de Vigas Prefabricadas



Puentes Losa: Los puentes tipo losa se utilizan para luces menores o iguales a 45m, con canto variable o constante. A su vez, la losa puede ser maciza cuando la altura de la sección no sobrepasa los 0.90m; o aligerada cuando la altura es mayor a 1.20m. Para cantos comprendidos entre los 0.90m y 1.20m la solución se ve influenciada por otros factores que condicionan la estructura¹³.

Este tipo de estructura es totalmente construida en sitio para garantizar la continuidad de la losa, hecho que permite la supresión de las juntas de construcción, generando una estructura durable y con estética agradable.

Figura 16. Secciones Transversales Típicas de Puentes Losa



Esta tipología suele utilizarse para plantear estructuras hiperestáticas, y debido a su esbeltez son las más aptas cuando la altura de la rasante obliga a utilizar cantos reducidos. Para luces inferiores a 18m, la solución más económica es la losa de hormigón armado; mientras que para luces mayores a los 20m las losas pre-esforzadas son más competitivas¹⁴.

Puentes arco, dentro de los cuales se encuentran los de tablero superior, intermedio o inferior. Los puentes arco, que en la actualidad se construyen metálicos, tienen luces entre los 150 y 500m.

Puentes atirantados, ya sea con tirantes centrales o de doble plano. Este tipo de estructuras se usa para luces entre 100 y 500m.

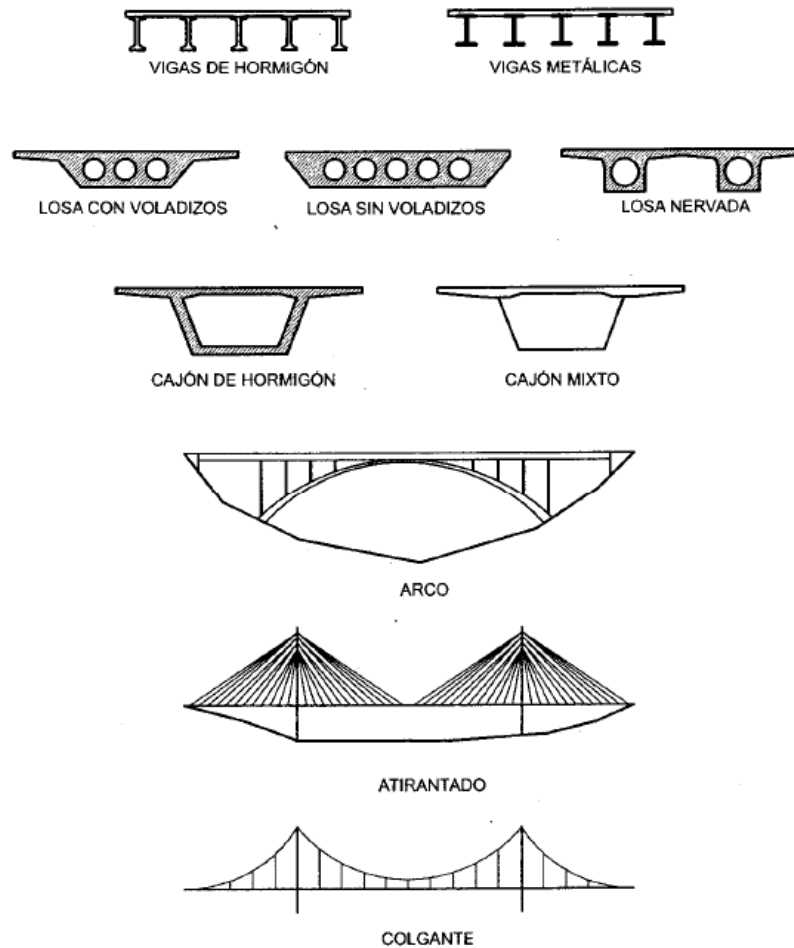
¹³ *Obras de Paso de Nueva Construcción. Pág. 33*

¹⁴ *Obras de Paso de Nueva Construcción. Pág. 36*

Puentes colgantes, son los que poseen el record de mayor longitud, atravesando luces de hasta 1500m.

Puentes con atirantamiento inferior.

Figura 17. Tipologías Estructurales



Fuente: Ministerio de Fomento Español. 2000.

2.2.5 PROCESOS CONSTRUCTIVOS

El proceso constructivo está intrínsecamente relacionado con la tipología estructural escogida, ya que cada tipo de puente presenta características únicas que requieren diferentes procedimientos, maquinaria y disposición de

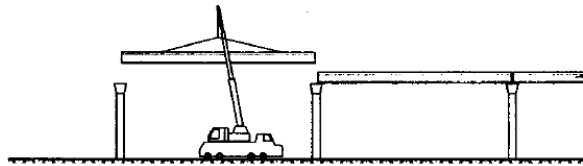
mano de obra. Esta relación se hace más estrecha en cuanto más sofisticada es la estructura.

2.2.5.1 Superestructuras Con Elementos Prefabricados

Estos elementos pueden ser vigas de hormigón o metálicas. Usualmente las vigas prefabricadas de hormigón se construyen en obra, para luego ser colocadas en su lugar definitivo; mientras que las vigas metálicas son hechas en talleres, ya que de esta forma se controla mejor la calidad del elemento en cuestión.

Tradicionalmente las vigas prefabricadas se colocan en su posición definitiva mediante grúas, siempre y cuando el peso de los elementos y la altura de la rasante lo permitan.

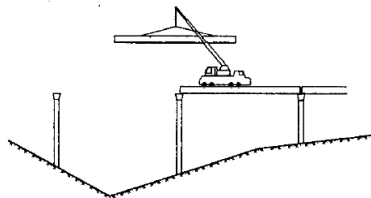
Figura 18. Proceso de Montaje Tradicional



Fuente: Ministerio de Fomento Español. 2000.

Cuando el peso de los elementos no es excesivo y la altura de la rasante muy elevada, la colocación de las vigas puede hacerse con una grúa que se apoya sobre el tramo construido previamente.

Figura 19. Proceso de Montaje Alternativo

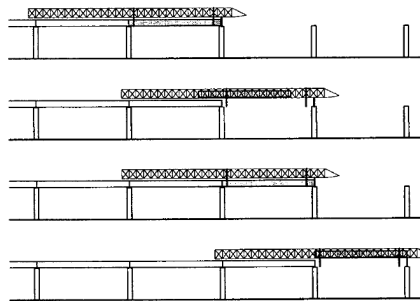


Fuente: Ministerio de Fomento Español. 2000.

El procedimiento de izado es muy similar al montaje con grúa, la única diferencia es que se cuenta con dos elementos de elevación en cada extremo de los vanos, que izan las vigas desde su posición inicial en tierra hasta posición final en la estructura.

Cuando la altura de la rasante y el peso de los elementos son excesivos, es usual recurrir a procedimientos de montaje con vigas de lanzamiento. Estas vigas son celosías metálicas soportadas por los apoyos del puente y transportan las vigas a su posición definitiva.

Figura 20. Proceso de Montaje con Vigas de Lanzamiento

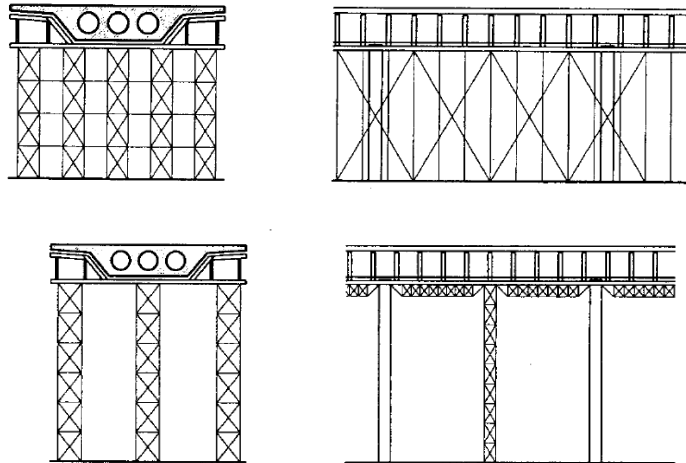


Fuente: Ministerio de Fomento Español. 2000.

2.2.5.2 Superestructuras Con Elementos Construidos “In Situ”

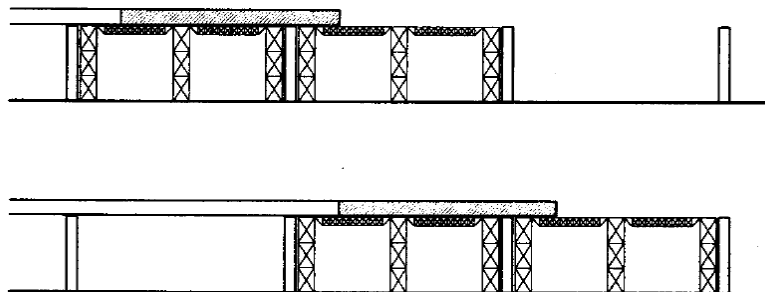
Pueden ser las vigas o la losa, ya sea maciza o aligerada. El procedimiento constructivo más tradicional para la construcción en sitio es aquel que utiliza cimbras. La cimbra es una estructura auxiliar, generalmente metálica, que se dispone para soportar la formaleta de la superestructura mientras se vacía hormigón, y hasta que obtenga la resistencia adecuada.

Las cimbras son utilizadas con frecuencia para construir los puentes con secciones de canto constante, como los puentes de losa maciza o aligerada; y poca longitud. Cuando la altura de la rasante no sobrepasa los 20m, se utiliza una cimbra convencional, pero cuando la altura de la rasante sobrepasa los 30m, suele recurrirse a cimbras compuestas por torres y cuchillos metálicos.

Figura 21. Tipos de Cimbras

Fuente: Ministerio de Fomento Español. 2000.

Cuando la estructura tiene gran longitud, se acostumbra realizar el cimbrado por tramos, ya que resulta más económico. En estos casos, las cimbras se disponen en vanos adyacentes para fundir los elementos correspondientes, y una vez éstos alcanzan la resistencia deseada, se desmontan y colocan en el siguiente tramo.

Figura 22. Cimbra por Tramos

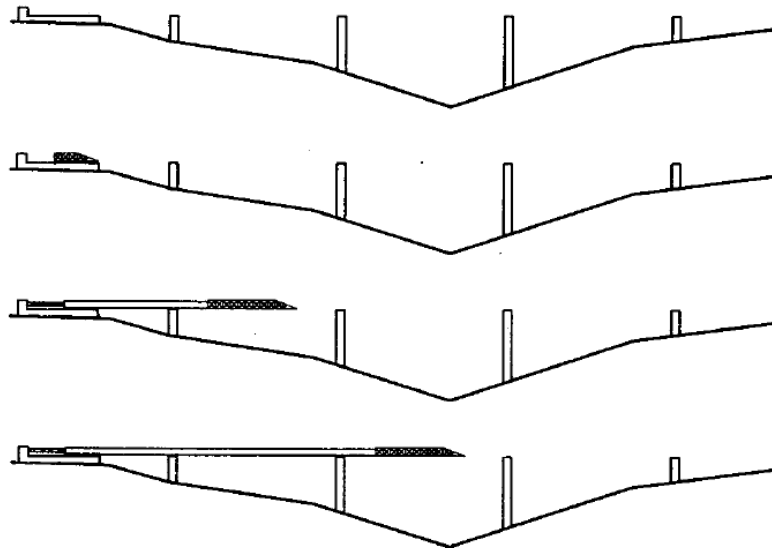
Fuente: Ministerio de Fomento Español. 2000.

Existe otro tipo de construcción con cimbras, que cada vez toma más fuerza, ya que independiza del terreno la construcción del tablero, y es la autocimbra.

Mediante este proceso, muy similar al de las vigas de lanzamiento, la cimbra metálica va avanzando apoyada sobre la coronación de los apoyos del puente, permitiendo la fundición de la superestructura por fases.

La construcción de tableros por empuje es utilizada para las secciones tipo cajón. El procedimiento consiste en construir el tablero en un extremo del puente en segmentos no mayores a la mitad de la luz del vano mayor, para empujarlo hasta su posición definitiva mediante una viga de lanzamiento. De esta manera se reducen los esfuerzos en el extremo de la estructura que avanza. Ya que la estructura auxiliar con la que se debe contar es muy costosa, no se justifica la utilización de este tipo de procesos para puentes con longitudes menores a 300m, con vanos entre 50 y 65m.

Figura 23. Construcción por Empuje



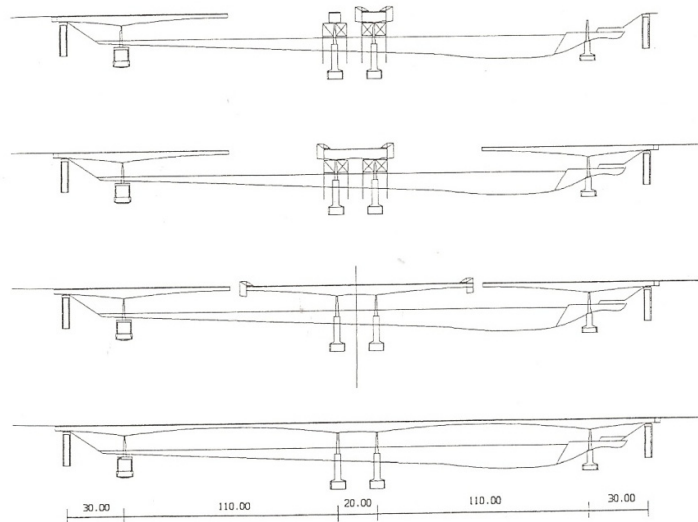
Fuente: Ministerio de Fomento Español. 2000.

El proceso de construcción por voladizos sucesivos está muy relacionado con las secciones tipo cajón, generalmente de canto variable. Los puentes construidos con este método tienen secciones vaciadas en sitio o dovelas prefabricadas.

El proceso de construcción consiste en apoyarse en puntos fijos, desde los cuales se va avanzando con la fundición de la sección, creando elementos

autoportantes o sostenidos por estructuras provisionales. Esto es posible gracias a la implementación de “carros de avance”, que pueden desplazarse en voladizo ayudados por un atirantamiento provisional desde la pila. El avance en la construcción debe hacerse de manera simétrica, de lo contrario se someterían las pilas del puente a condiciones de carga descompensadas que pueden poner en riesgo la integridad del elemento ya construido.

Figura 24. Construcción por Voladizos



Fuente: MANTEROLA, Javier.

2.3 CONCRETO PRESFORZADO

2.3.1 PRINCIPIOS Y GENERALIDADES

El concepto básico de presforzado se refiere a introducir esfuerzos en un material, antes que éste se vea afectado por los esfuerzos generados por las cargas aplicadas durante su etapa normal de funcionamiento. Tales esfuerzos son permanentes y están destinados a contrarrestar aquellos inducidos por cargas externas, en una estructura o sistema, con el fin de mejorar su desempeño.

El presforzado generalmente involucra dos materiales, el que introduce el esfuerzo y el esforzado, que actuando juntos, se desempeñan mejor que cada uno por separado.

La aplicación del presforzado al concreto es de cierta forma un resultado natural. El concreto es muy resistente a compresión y débil a tracción. Es más, para propósitos de diseño, su resistencia a tracción es despreciada. Al someter el concreto a este procedimiento, se introducen en él esfuerzos de compresión, uniformes o no, que compensarán los esfuerzos a tracción inducidos por las cargas externas.¹⁵

El concepto original apuntaba a equilibrar los esfuerzos de tensión en su totalidad, produciendo un material libre de fisuras en el rango de cargas de servicio. Pero esta situación producía a menudo una curvatura hacia arriba o contraflecha y acortamientos excesivos del elemento, causando problemas. Esta práctica se denomina presforzado total, ya que no se permitía la aparición de esfuerzos de tracción cuando actuaban las cargas de servicio.

Con el tiempo se realizaron investigaciones, en las que se determinó un rango admisible de tracciones en el material para que no aparecieran fisuras ni contraflecha. A este procedimiento se denomina presforzado parcial y ha evolucionado para ser utilizado con mucha frecuencia en la ingeniería civil.

2.3.2 METODOS DE PRESFORZADO

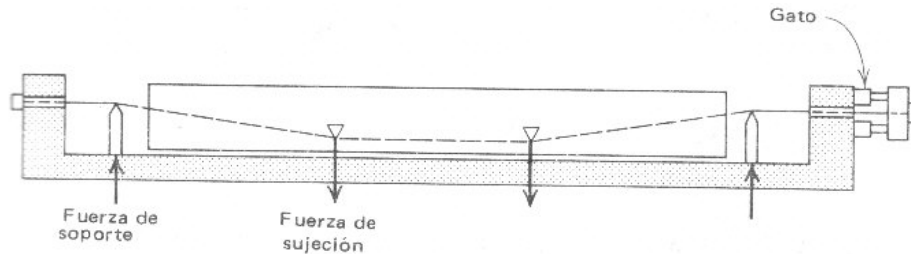
La mayoría de los métodos utilizados para lograr el estado deseado de pre-compresión se puede clasificar en dos categorías principales: pretensado y postensado.

Los elementos de concreto presforzado pretensado se producen tensando el acero entre anclajes externos antes de vaciar el concreto. Cuando éste se endurece, se adhiere al acero. Al alcanzar la resistencia deseada se retira la fuerza de pretensado, proporcionada por gatos, y ésta es transmitida por

¹⁵ *Antoine Naaman, Prestressed Concrete. Analysis and Design. Pág. 1*

adherencia del acero al concreto. Debido a este fenómeno, no es necesario anclar los tendones con ningún mecanismo adicional en particular.

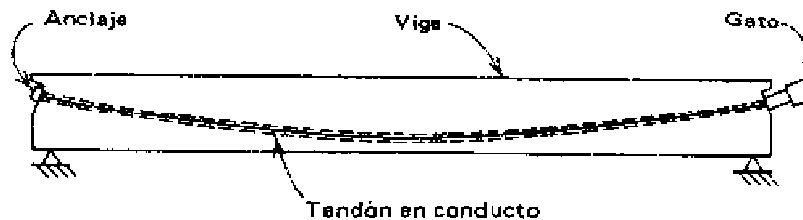
Figura 25. Presforzado Pretensado



Fuente: NILSON, Arthur. 1990.

Cuando se fabrican elementos de concreto presforzado postensado, se ubican conductos huecos en la formaleta de la viga. Estos ductos contienen los tendones no esforzados, y están moldeados de acuerdo al perfil deseado para lograr el estado de cargas requerido. Una vez se vacía el concreto y adquiere la resistencia óptima para llevar a cabo el proceso, se aplica el tensionamiento a los tendones por medio de gatos. Luego, se rellenan los tendones con mortero para que se adhieran al concreto, se anclan los tendones y se retira el gato.

Figura 26. Presforzado Postensado



Fuente: NILSON, Arthur. 1990.

2.3.3 TECNICAS DE PRESFORZADO

Otro tipo de clasificación que se puede hacer para el concreto presforzado depende de si los tendones están o no en contacto directo con el concreto,

distinguiéndose dos técnicas muy importantes: el presforzado exterior y el interior.

El presforzado interior es la técnica de mayor aplicación en la ingeniería, en la cual los tendones quedan embebidos en concreto.

El presforzado exterior se realiza anclando los tendones por fuera del elemento de concreto, una vez éste ya posee la resistencia adecuada. Los tendones se anclan en ambos extremos del elemento, y se aplica el tensionamiento por medio de gatos. Con esta técnica se eliminan las pérdidas por fricción, ya que no hay contacto directo entre los tendones y el concreto, además se posibilita la sustitución de tendones en caso que sea necesario.

Figura 27. Presforzado Exterior¹⁶



Fuente: PEDELTA S.L.

¹⁶ *Reforzamiento Puente La Floresta, Norte de Santander.*

2.3.4 COMPORTAMIENTO EN FLEXION

Los elementos de concreto presforzado se encuentran sometidos a dos tipos de esfuerzos principales que definen su comportamiento a flexión: aquellos producidos por la carga de pre-esfuerzo y por cargas externas.

Siempre que el elemento permanezca sin agrietarse, y que tanto el concreto como el acero sean esforzados dentro de sus rangos elásticos, los esfuerzos en el concreto pueden encontrarse mediante conocidas ecuaciones de la mecánica, basadas en el comportamiento elástico¹⁷. Estas hipótesis suelen ser válidas hasta el nivel de cargas de servicio.

Cuando la fuerza de presforzado es aplicada, el esfuerzo en el concreto en una sección distante del punto de aplicación de la carga, según la teoría elástica, está dada por:

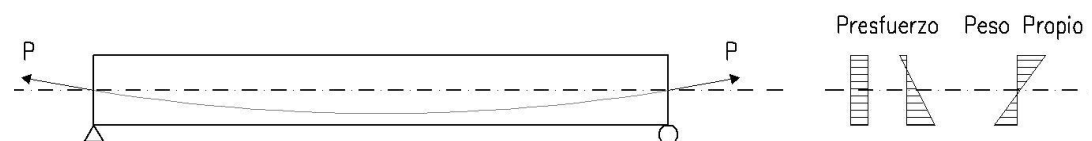
$$\sigma = \frac{F}{Ac} \quad (2-6)$$

Donde F es la fuerza aplicada y Ac el área de la sección transversal de concreto.

Si esta fuerza posee una excentricidad e con respecto al centroide de la sección, el esfuerzo en el concreto por el momento causado por esa fuerza viene dado por:

$$\sigma = \frac{Fey}{I} \quad (2-7)$$

Figura 28. Fuerza de Tensionamiento y Peso propio



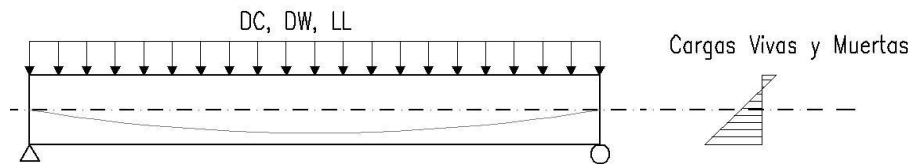
¹⁷ Arthur H. Nilson. *Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado*. Capítulo 3. Pág. 84.

En donde y es la distancia, con respecto al centroide, a la que se quiere hallar el esfuerzo e I es la inercia de la sección completa de concreto. Esta hipótesis sólo es válida siempre y cuando el concreto no se halla fisurado, en caso contrario, se debería usar la inercia de la sección transformada.

El esfuerzo causado en una sección del elemento en consideración por las cargas externas, viene dado por:

$$\sigma_{ext} = \frac{M_{ext}y^*}{I^*} \quad (2-8)$$

Figura 29. Cargas Externas

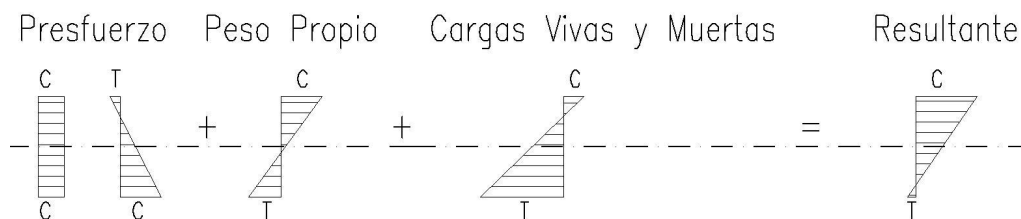


Donde M_{ext} es el momento generado por la aplicación de las cargas externas, como la viva, la muerta o el peso propio del elemento.

De manera general, el esfuerzo total en una sección de un elemento presforzado viene dado por la superposición de los efectos anteriormente mencionados:

$$\sigma_{TOTAL} = \frac{F}{Ac} + \frac{Fey}{I} + \frac{M_{ext}y^*}{I^*} \quad (2-9)$$

Figura 30. Esfuerzos Resultantes



Tanto el diseño como el análisis del concreto presforzado necesitarán las siguientes comprobaciones de esfuerzos en los materiales:

- Pre-esfuerzo inicial, inmediatamente después de la transferencia, cuando P_i actúa en el concreto.
- Pre-esfuerzo inicial más peso propio del miembro.
- Pre-esfuerzo inicial más la totalidad de la carga muerta.
- Pre-esfuerzo efectivo, P_e después de ocurridas las pérdidas más las cargas de servicio esperadas.
- Carga última, cuando las cargas de servicio son incrementadas y el miembro se encuentra al inicio de la falla.

Debido a los diversos estados de carga que se presentan y la naturaleza de los materiales utilizados, la resistencia a flexión de un miembro presforzado no está automáticamente asegurada por la limitación de los esfuerzos en la etapa de servicio. Si el miembro es sobrecargado, ocurren importantes cambios en su comportamiento, debido a la eventual aparición de fisuras en su superficie, ya que alguno de los materiales alcanzaría niveles de esfuerzos en el rango inelástico.

En los elementos presforzados a medida que se aumentan las cargas, las fuerzas que componen el par interno se mantienen casi constantes, y el incremento del momento es resistido por un aumento en brazo del par interno; a diferencia de los elementos reforzados, que resisten este incremento de los momentos aumentando el valor del par interno y manteniendo constante el brazo.

Esta situación no continúa indefinidamente, después de la aparición de fisuras, el esfuerzo en el acero se incrementa súbitamente, pues el concreto ya no aporta resistencia a la tracción. A medida que se incrementa la carga después de este límite, la viga pre-esforzada se comporta de manera similar a un elemento reforzado, ya que se incrementan los esfuerzos en ambos materiales, alcanzando la capacidad a flexión cuando el acero es forzado hasta su resistencia última y el concreto sufre la deformación máxima.

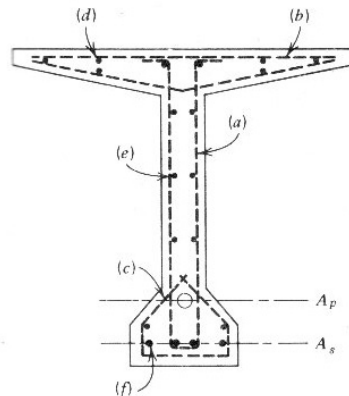
Pero aún para cargas próximas a la última, se encuentran diferencias importantes entre las vigas reforzadas y las pre-esforzadas. Aquí se presentan las más importantes:

- En elementos reforzados, cuando se eliminan las cargas, también lo hacen las deformaciones del acero; en cambio, en los elementos presforzados la deformación de los tendones bajo condiciones de carga nula no son cero, sino las impuestas por el pre-esfuerzo efectivo, después de las pérdidas.
- Las propiedades mecánicas de los materiales utilizados también muestran notorias diferencias. Los aceros de pre-esfuerzo no presentan un punto de fluencia claramente definido. La fluencia de estos aceros se desarrolla gradualmente, y cuando alcanza el rango inelástico la curva esfuerzo-deformación continúa elevándose suavemente hasta alcanzar la resistencia a tensión. Además la diferencia entre el esfuerzo de fluencia y el esfuerzo último es menor que la de los aceros de refuerzo¹⁸.

Los elementos de concreto presforzado también poseen refuerzo ordinario adicional. Estas barras se disponen con el mismo propósito de la construcción reforzada, ya que los tendones de pre-esfuerzo no otorgan la resistencia adecuada para todas las situaciones de esfuerzos que se presentan (cortante y torsión). Los flejes se proporcionan en la construcción pre-esforzada para resistir el corte y la tensión diagonal. El refuerzo adicional transversal se dispone para dar forma a la sección del elemento o como ayuda para la fijación de otro tipo de refuerzo en el mismo durante su construcción. Las barras longitudinales se asignan para incrementar la resistencia última a flexión, controlar fisuras y deflexiones.

¹⁸ *Arthur H. Nilson, Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado. Pág. 99.*

Figura 31. Refuerzo Adicional



Fuente: NILSON, Arthur. 1990.

2.3.5 CÁLCULO DE LAS PÉRDIDAS

Las pérdidas en el concreto presforzado son de dos tipos: instantáneas y dependientes del tiempo.

Dentro de las pérdidas instantáneas se pueden encontrar:

Deslizamiento del bloque de anclaje: En los miembros pos-tensados, cuando se libera la fuerza del gato, la tensión es transferida al concreto mediante los anclajes. Existe inevitablemente una pequeña cantidad de deslizamiento en los anclajes después de la transferencia, a medida que las cuñas se acomodan dentro de los tendones. Debido a la gran variedad de anclajes que existen, la fuente más confiable de información es el fabricante del dispositivo mismo. Conocida la característica del deslizamiento de anclaje especificado, la pérdida puede estimarse como:

$$\Delta f_{pA} = \frac{\Delta l}{l} E_p \quad (2-10)$$

Δl = Cantidad de deslizamiento

l = Longitud del tendón

E_p = Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo

La ecuación anterior se basa en la suposición de que el deslizamiento se encuentra uniformemente distribuido a lo largo del tendón.

Acortamiento elástico del concreto: Cuando la fuerza pretensora se transfiere a un miembro, existirá un acortamiento elástico en el concreto a medida que éste se comprime. En elementos pre-tensados, el cambio en la deformación del acero es el mismo que la deformación del concreto a compresión; mientras que en miembros post-tensados en los cuales se tesan al mismo tiempo todos los tendones, la deformación elástica del concreto ocurre cuando se aplica la fuerza del gato y existe una compensación automática para las pérdidas por acortamiento elástico, las cuales, por lo tanto, no necesitan calcularse. Sin embargo, para el caso en que los tendones se tesan consecutivamente, si existirán pérdidas. En general, cuando actúan el peso propio y el pre-esfuerzo, inmediatamente después de la transferencia, las pérdidas pueden estimarse como:

$$\Delta f_{pES} = n f_{cs} \quad (2-11)$$

Donde:

$$f_{cs} = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 + \frac{e^2}{r^2} \right) + \frac{M_o e}{I_c} \quad (2-12)$$

P_i = Fuerza pretensora inicial

A_c = área de la sección de concreto

e

= excentricidad del centroide del acero con respecto al centroide de concreto

r = radio de giro de la sección

M_o = Momento debido al peso propio

I_c = Inercia de la sección de concreto

$$n = \frac{E_p}{E_c}$$

Pérdidas por fricción: Las pérdidas debidas a la fricción se calculan mediante la superposición de dos efectos que se presentan en los miembros postensados: la pérdida por deformación no intencional del ducto y la fricción debida a la curvatura intencional del tendón. Las pérdidas debidas a la fricción por deformaciones no intencionales del ducto se encontrarán presentes aún para los casos de tendones rectos, ya que en la realidad el ducto no puede ser perfectamente recto.

En términos generales, la pérdida total por fricción puede calcularse como:

$$\Delta f_{pF} = f_s(1 - e^{-(Kl + \mu\alpha)}) \quad (2-13)$$

K = coeficiente de fricción por deformación no intencional del ducto

l = Longitud de un tendón desde el extremo del gato de tesado hasta cualquier punto considerado

μ = coeficiente de fricción entre el ducto y el concreto

f_s = esfuerzo en los tendones

e = base de los logaritmos neperianos

α = sumatoria de los valores absolutos de la variación angular del trazado del acero entre el extremo del gato tesado y el punto investigado, en radianes

Las pérdidas que sufren los elementos de concreto presforzado a largo plazo son las siguientes:

Pérdidas por flujo plástico del concreto: Cuando el concreto es sometido a una fuerza sostenida de compresión, primero se deforma elásticamente, pero después de cierto periodo de tiempo su deformación se vuelve plástica. En los miembros presforzados, la fuerza de compresión no es constante sino que disminuye con el paso del tiempo, debido a la relajación del acero y la contracción del concreto. Este tipo de pérdidas se calcula de la siguiente manera:

$$\Delta f_{pCR} = C_u n f_{cs} \quad (2-14)$$

f_{cs}

= pérdida de esfuerzo en el acero asociada con el flujo plástico del concreto

$$C_u = \frac{\varepsilon_{ci}}{\varepsilon_{cu}} = \text{Coeficiente último de flujo plástico}$$

ε_{ci} = deformación elástica inicial

ε_{cu} = deformación adicional del concreto

$$n = \frac{E_p}{E_c}$$

Pérdidas por contracción del concreto: La contracción por secado del concreto provoca una disminución en la deformación del acero igual a la deformación por contracción del concreto. El secado del concreto viene aparejado con una disminución en su volumen, ocurriendo este cambio con mayor velocidad al principio que al final¹⁹. Sólo se necesita considerar la parte de la contracción que ocurre después de la transferencia de la fuerza pretensora al miembro. En miembros pretensados, la transferencia ocurre 24 horas después del colado; mientras que los miembros pos-tensados rara vez son esforzados antes de los 7 días. La magnitud de este tipo de pérdidas puede calcularse como:

$$\Delta f_{pSH} = E_p \varepsilon_{sh} \quad (2-15)$$

ε_{sh} = deformación por contracción en el período considerado

E_p = Módulo de elasticidad del acero de pre – esfuerzo

Pérdidas por la relajación del acero: El relajamiento se define como la pérdida de esfuerzo en un material esforzado con longitud constante. El relajamiento no es un fenómeno que ocurre en un corto periodo de tiempo, sino que continúa indefinidamente pero de manera decreciente. En miembros

¹⁹ Arthur H. Nilson, *Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado*. Pág. 74.

presforzados, el flujo plástico y la contracción del concreto, así como las fluctuaciones de las cargas aplicadas, producen un cambio en la longitud de los tendones, pero en la práctica se pueden considerar de longitud constante²⁰. La magnitud del relajamiento varía dependiendo del tipo y del grado del acero, pero los parámetros más significativos son el tiempo y la magnitud del esfuerzo inicial. La pérdida por relajación del acero viene dada por:

$$\Delta f_{pR2} = f_{pi} \frac{\log t}{10} \left(\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0.55 \right) \quad (2-16)$$

f_{pi} = esfuerzo inicial en el acero

f_{py} = esfuerzo de fluencia del acero de presfuerzo

t = tiempo en horas después del tesado

La pérdida total estará dada por la suma de las pérdidas individuales, entonces:

- Para elementos pre-tensados:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pSH} + \Delta f_{pR2} \quad (2-17)$$

- Para elementos pos-tensados:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pSH} + \Delta f_{pR2} \quad (2-18)$$

La estimación de las pérdidas dependientes del tiempo también se puede realizar de manera aproximada, teniendo en cuenta las sugerencias de los códigos. En este caso el código apropiado es AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, el cual propone los siguientes valores aproximados para evitar el tedioso cálculo de este tipo de pérdidas:

²⁰ Arthur H. Nilson, *Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado*. Pág. 61.

Figura 32. Pérdidas de Pre-esfuerzo dependientes del tiempo sugeridas por AASHTO

Tipo de sección de la viga	Nivel	Para alambres y cables con $f_{pu} = 1620, 1725 \text{ ó } 1860 \text{ MPa}$	Para barras con $f_{pu} = 1000 \text{ ó } 1100 \text{ MPa}$
Vigas de sección rectangular y losas macizas	Límite superior	200 + 28 PPR	130 + 41 PPR
	Promedio	180 + 28 PPR	
Viga cajón	Límite superior	145 + 28 PPR	100
	Promedio	130 + 28 PPR	
Viga I	Promedio	$230 \left[1 - 0,15 \frac{f_c - 41}{41} \right] + 41 \text{ PPR}$	130 + 41 PPR
Viga Te, doble Te, de núcleo hueco y losas aligeradas	Límite superior	$270 \left[1,0 - 0,15 \frac{f_c - 41}{41} \right] + 41 \text{ PPR}$	$210 \left[1,0 - 0,15 \frac{f_c - 41}{41} \right] + 41 \text{ PPR}$
	Promedio	$230 \left[1,0 - 0,15 \frac{f_c - 41}{41} \right] + 41 \text{ PPR}$	

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2005. Tabla 5.9.5.3.-1

3. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS

3.1 ALTERNATIVA DE PUENTE VIGA – LOSA

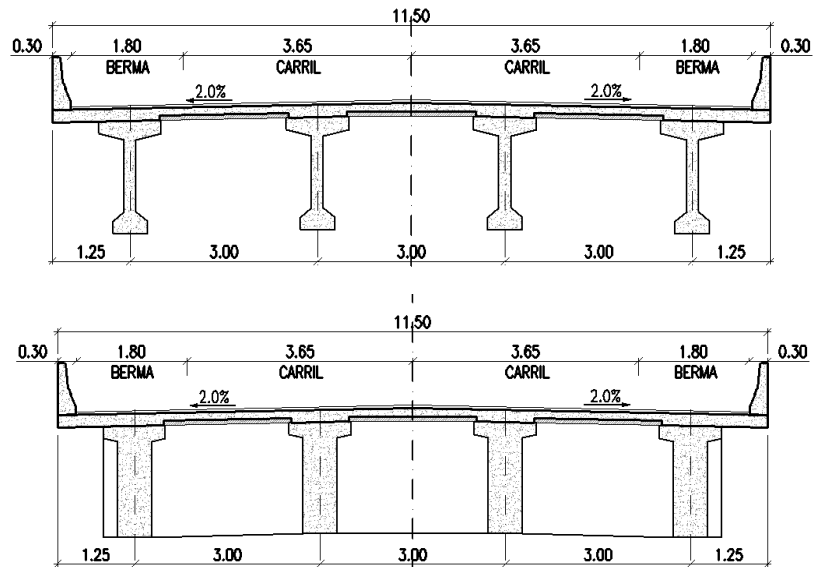
3.1.1 GENERALIDADES

La alternativa de puente viga-loso se planteará teniendo en cuenta que no hay obstáculos presentes en la parte inferior del puente, como un curso de agua o un precipicio con pendiente muy inclinada.

La luz del puente será de 105m entre apoyos, y estará conformado por 4 vigas de 35.30m de longitud. Los apoyos de los extremos serán estribos, que contendrán el talud que permite el acceso a la estructura, y se dispondrá adicionalmente de 2 apoyos tipo pórtico para sostener las vigas intermedias. El tablero no tendrá sesgo y su ancho será 11.50m, distribuido en 2 carriles de 3.65, dos bermas a cada lado del puente de 1.80m y dos bordillos de 0.30m.

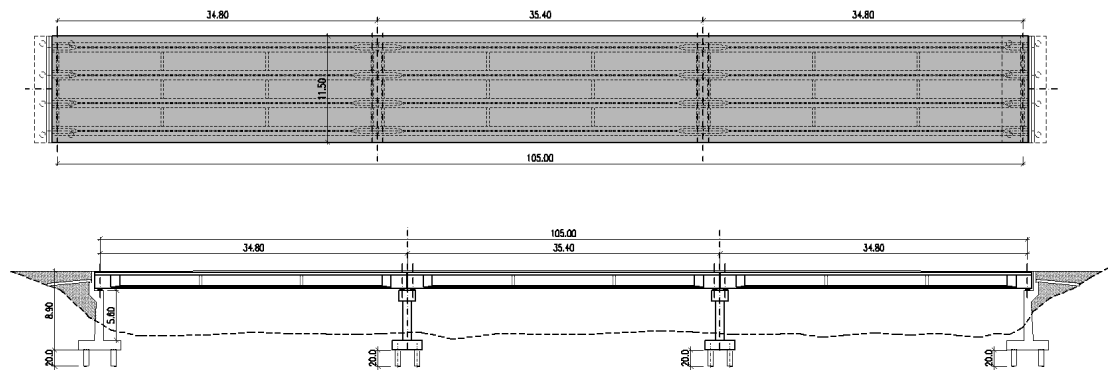
La sección transversal de las vigas es doble T, con el fin de otorgar estabilidad al elemento durante la fase de construcción y optimizar las dimensiones del mismo. Las vigas contarán con diafragmas transversales (riostras) cada tercio de su luz y en los apoyos, con el fin de brindar rigidez en el sentido transversal a la estructura.

Figura 33. Secciones Transversales del Puente



Arriba: Sección en Vano
 Abajo: Sección en Apoyo

Figura 34. Planta y alzado Puente de Vigas



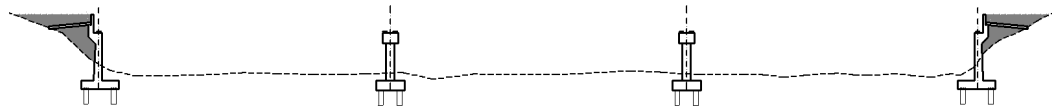
3.1.2 PROCESO CONSTRUCTIVO

La manera en que se construirá la estructura planteada es una variable muy sensible que está presente durante todo el proceso de diseño y está estrechamente relacionada con la tipología estructural escogida, entre otros. Los aspectos generales del proceso constructivo deben ser especificados desde que se proyecta la estructura hasta la fase final de diseño; en la cual se

definen todos los detalles restantes y necesarios para la materialización de la misma.

Ya que la estructura se encuentra cimentada sobre pilotes, la primera etapa de construcción consistirá en su fundición. Una vez terminados, se continúa con la construcción de la sub-estructura que dará apoyo a las vigas. Estos elementos serán los estribos en cada extremo del puente y dos apoyos intermedios tipo pórtico.

Figura 35. Primera Etapa de Construcción



Las vigas pre-esforzadas serán prefabricadas en obra, e izadas a su respectivo lugar mediante grúas. Cada viga contendrá tres ductos, dentro de los cuales se dispondrán 3 familias de cables de pre-esfuerzo adheridos.

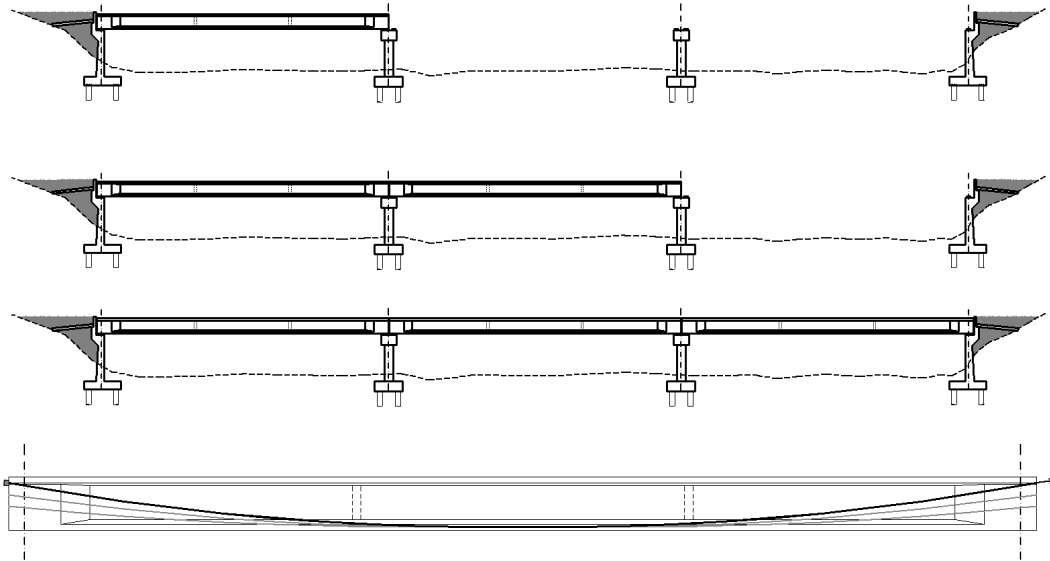
El tesado de las vigas se hará en dos etapas. En la primera etapa se tesarán 2 familias de cables, para contrarrestar el efecto del peso propio, en el lugar de fundición del elemento. Los neoprenos se instalarán en sus respectivas ubicaciones, con el fin de brindar el soporte necesario a las vigas.

Figura 36. Primer Tensionamiento



Por último, se vacían las riostras, la losa del puente y se aplica el segundo tensionamiento. En este punto del proceso constructivo actúan todas las cargas muertas excepto el pavimento. En el segundo tensionamiento, se tesará la familia de cables restante con el objetivo de alcanzar su resistencia máxima.

Figura 37. Fase Final Proceso Constructivo



Arriba: Montaje de las Vigas
 Abajo: Segundo Tensionamiento

La capa asfáltica se esparcirá después de realizado el segundo tensionamiento, para que actúe la totalidad de la carga muerta.

3.1.3 CÁLCULO ESTRUCTURAL

3.1.3.1 ACCIONES

A continuación se describen y cuantifican los valores adoptados en el cálculo del puente para todas las acciones enumeradas anteriormente:

Cargas muertas:

- Peso propio de la estructura y los elementos funcionales (DC). A partir de la geometría de los elementos del puente, tomando como densidad del concreto $\gamma_c = 2.40 \text{ T/m}^3$.
- Peso de cargas muertas (DW) que incluyen el peso del pavimento.

Cargas vivas:

- Acciones gravitatorias de uso, como la carga viva de tráfico (LL).

$$N_{carriles} = \frac{\text{ancho de calzada}}{3.60} = \frac{10.90m}{3.60m} = 3.02$$

Se toman 3 carriles de diseño, y se aplican las cargas de carril y camión crítico.

Se considera una sobrecarga viva adicional de 0.12Ton/m^2 durante construcción en el sistema de piso del tablero "Steel Deck".

- Incremento de la carga de tráfico por efectos dinámicos (IM).

El incremento en la carga viva será del 33%.

- Sobrecarga viva en el talud del estribo (LS).

Se tomará una altura de tierras equivalente de 0.60m, que generará una sobrecarga de $\Delta Pa = 3.88 \times 10^{-3} \text{MPa}$.

- Fuerzas centrífugas (CE) y de frenado (BR).

El puente tiene un trazado en planta recto, por lo tanto no se considera fuerza centrífuga.

La fuerza de frenado se obtiene cargando todas las líneas de diseño con el camión crítico (HL-93) en la misma dirección y aplicando factor el de presencia múltiple.

$$F_{BR} = 325kN * 0.25 * 3 * 0.85 = 207.19kN$$

Esta fuerza de frenado actuará a 1.80m sobre la superficie de rodadura.

- Carga de impacto de vehículos (CT).

No es necesario calcular el impacto en la subestructura, ya que hay barreras de protección a más de 3.0m de la superficie más cercana de ésta.

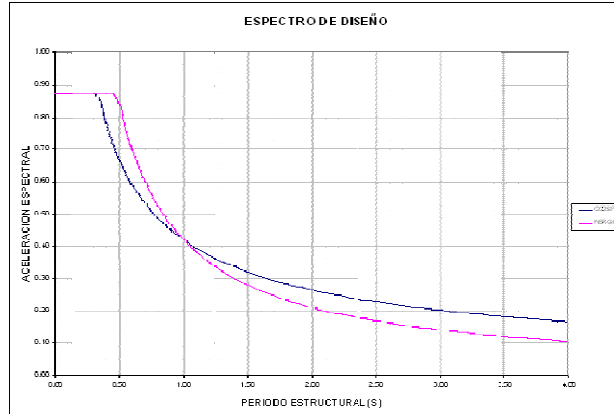
Para el diseño de la barrera de protección se ha tenido en cuenta la categoría resistente especificada por la normativa utilizada (TL-4)²¹.

Acciones Sísmicas (EQ):

La estructura se encontrará ubicada en zona de riesgo sísmico alto con un coeficiente de aceleración sísmico , el suelo de cimentación por encima de la roca es del tipo S1, que equivale a un coeficiente . Con estas características según los códigos Colombianos NSR-98 y C.C.D.S.P se proponen los siguientes espectros de diseño:

Se aplicará un coeficiente de reducción de la respuesta sísmica para la subestructura.

Figura 38. Espectro Sísmico de Diseño



Fuerzas del Viento:

- Acción del viento sobre la estructura (WS) y sobre los vehículos (WL).

Teniendo en cuenta la poca altura y gran peso de los estribos y vigas, la presión del viento en estos elementos se desprecia.

²¹ AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2005. Sec. 13.

Efecto de deformaciones impuestas:

- Acciones inducidas por variaciones térmicas uniformes (TU) o gradiente térmico (TG).
- Acciones inducidas por retracción de fraguado (SH) y flujo plástico (CR) del concreto.

Los efectos de retracción y flujo plástico del concreto se tienen en cuenta al calcular las pérdidas en los cables de pre-esfuerzo de las vigas, y por lo tanto no se requiere un análisis adicional de los mismos.

- Acciones debidas a asentamientos impuestos (SE).

No se ha tenido en cuenta la existencia de asentamientos diferenciales, debido a que la cimentación de la estructura es profunda.

3.1.3.2 MATERIALES, COEFICIENTES DE SEGURIDAD Y NORMATIVAS

CONCRETOS

- | | |
|------------------------------|-----------------|
| - Concreto de nivelación | $f'c = 14.5MPa$ |
| - Estribos | $f'c = 28MPa$ |
| - Pilas | $f'c = 28MPa$ |
| - Tablero y diafragmas | $f'c = 28MPa$ |
| - Vigas postensadas | $f'c = 35MPa$ |
| - Bordillos, dados y pilotes | $f'c = 21MPa$ |

ACEROS

- Acero corrugado para refuerzo ASTM A706 (Grado 60), con $f_y \geq 420MPa$

- Acero de postensado de alambres de siete hilos de 15 mm 0,6" ASTM A416 (Grado 270) sin revestimiento y de baja relajación $f_{pu} = 1860MPa$.

COEFICIENTES DE SEGURIDAD PARA RESISTENCIA

A continuación se especifican los coeficientes de seguridad adoptados para la resistencia según el artículo 5.5.4.2.1 de AASHTO LFRD para puentes no construidos por dovelas prefabricadas:

Flexión y tracción en concreto reforzado	$\phi = 0.90$
Flexión y tracción en concreto postensado	$\phi = 1.00$
Cortante y torsión en concreto de densidad normal.....	$\phi = 0.90$
Compresión en elementos con espirales o ganchos y en zona sísmica 1 o 2 $\phi = 0.75$	
Apoyo en concreto	$\phi = 0.70$
Compresión en modelos de bielas y tirantes.....	$\phi = 0.70$
Compresión en zonas de anclaje para concreto de densidad normal	$\phi = 0.80$
Tracción en el acero en zonas de anclaje.....	$\phi = 1.00$

COEFICIENTES DE SEGURIDAD PARA LAS CARGAS

Se ha adoptado el valor 1.00 para el factor η_i según el apartado 1.3.2 de AASTHO LRFD, al tratarse de un puente de ductilidad normal, $\eta_D = 1.00$, con niveles de redundancia resistente normales, $\eta_R = 1.00$ y con una importancia operacional normal, $\eta_I = 1.00$.

NORMATIVAS

- American Association of State Highway and Transportation Officials, Load and Resistance Factor Design, Bridge Design Specifications, 2005 Edition (AASHTO LFRD 2005 INTERIM)
- AASHTO LFRD Bridge Construction Specifications
- Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes 1995

Se ha consultado como material de apoyo el siguiente documento:

- Norma Colombiana Sismo Resistente NSR-98

3.1.4 ESTADOS DE CARGA

Durante el proceso constructivo y la vida útil del puente se presentan diversos estados de carga que deben ser analizados para garantizar el buen desempeño de la estructura.

En construcción se presentan los siguientes estados:

- El primer estado de cargas para las vigas se da en el momento de su fundición. Una vez se tiene el encofrado, el acero de refuerzo y el de presfuerzo en posición, se vacía el concreto. Desde este instante empieza a actuar el peso propio del elemento sobre él. Cuando el concreto vaciado alcanza una resistencia inicial, definida por el diseñador, se realiza el primer tensionamiento de los cables, generando el primer estado de carga.
- Cuando ocurren las pérdidas diferidas por el primer tensionamiento y actúan las cargas muertas excepto el peso del pavimento, se presenta el segundo estado de carga analizado.

En servicio se presentan las siguientes situaciones:

- El último estado de carga se presenta en condiciones normales de funcionamiento, cuando actúa la totalidad de las cargas muertas y vivas sobre el puente, y han ocurrido todas las pérdidas de presfuerzo.

3.1.5 VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS

Para los diversos estados de carga mencionados anteriormente se deben verificar los esfuerzos máximos de compresión $\sigma_{c,max}$ o de tracción $\sigma_{t,max}$ de acuerdo con las especificaciones de la normativa utilizada²². Los valores negativos indican compresiones y los positivos indican tracciones.

Para los estados de carga en construcción:

- Considerando el peso propio del elemento y el primer tensionamiento de cables antes de las pérdidas:

$$\sigma_{t,max} < 0.50\sqrt{f'c_i} \quad (3-19)$$

$$\sigma_{c,max} < 0.60 f'c_i \quad (3-20)$$

- Considerando la carga muerta, excepto el peso del pavimento, y el primer tensionamiento después de las pérdidas:

$$\sigma_{t,max} < 0.50\sqrt{f'c} \quad (3-21)$$

$$\sigma_{c,max} < 0.45 f'c \quad (3-22)$$

En servicio se realiza la siguiente comprobación:

- Considerando el 100% del presforzado y las cargas de servicio (vivas y muertas), se deben verificar los esfuerzos para 2 combinaciones de carga diferentes:

$$\text{Servicio I: } \sigma_{c,max} < 0.60 f'c \quad (3-23)$$

$$\text{Servicio III: } \sigma_{t,max} < 0.50\sqrt{f'c} \quad (3-24)$$

²² AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2005. Art. 5.9.4.

3.1.6 DISEÑO ESTRUCTURAL

DISEÑO A FLEXION

El diseño de las vigas postensada se realiza para que el acero de alta resistencia soporte la totalidad de los esfuerzos que se generan por esta sollicitación, cumpliendo con los requisitos del Art. 5.9.

El refuerzo longitudinal adicional se dispone para armar las caras de la viga, brindar sujeción a los flejes, controlar las fisuras y contribuir a la resistencia a tracción, de acuerdo a los requerimientos del Art. 5.7.3.4.

La losa del tablero es reforzada, y para diseñar el refuerzo necesario se halla la envolvente de momentos. Los momentos positivos máximos se encuentran en el centro de los vanos entre vigas, y los negativos en las vigas exteriores para el diseño del voladizo. Se deben cumplir los requerimientos mencionados en el Art. 5.7.

DISEÑO A CORTANTE

El diseño a cortante se realiza con el fin de proveer flejes en la sección transversal de la viga, para que resista los esfuerzos de corte generados por la carga muerta y el tránsito de cargas vivas; de acuerdo a los requisitos de las secciones 5.8.2. y 5.8.3. Es importante aclarar que el cortante generado por el acero de presfuerzo no es tenido en cuenta en los cálculos resistentes, debido a que va en la dirección contraria al cortante generado por las cargas gravitacionales, atenuando los efectos del cortante por carga vertical en el elemento. Por tal motivo, este valor es nulo, obteniendo un diseño más conservador para esta sollicitación.

Adicionalmente, debe considerarse el cortante horizontal generado en la interfase entre la superficie inferior de la losa y las aletas superiores de las vigas. Para diseñar el refuerzo que cumpla esta sollicitación, se deben satisfacer los requisitos de la sección 5.8.4. de la normativa utilizada.

DISEÑO A TORSION

La resistencia torsional del puente de vigas es grande, debido a la disposición y el número de vigas, la geometría en planta y alzado, y el peso de sus elementos. Por lo tanto, no se tiene en cuenta el efecto de momentos torsores en la estructura.

DISEÑO DE LOS NEOPRENOS

Los neoprenos se predimensionan de acuerdo a la sollicitación por cargas verticales en los apoyos de las vigas, y luego se comprueba que resisten las deformaciones ocasionadas por las cargas horizontales.

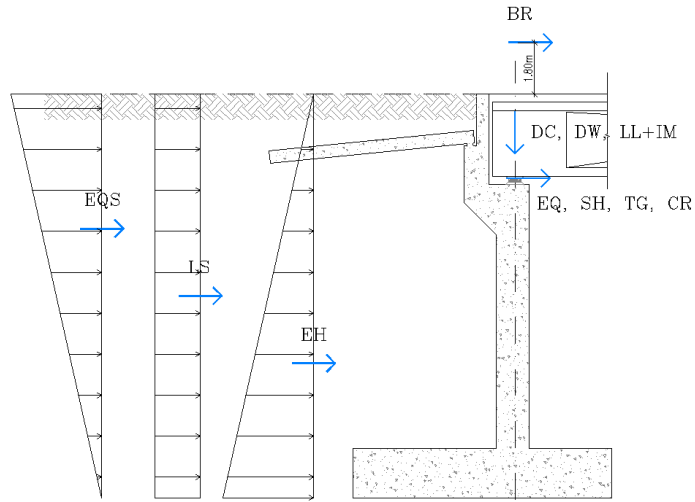
DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

La subestructura del puente está conformada por 2 estribos en cada extremo del puente, y 2 apoyos intermedios tipo pórtico que funcionan como soportes intermedios.

Las cargas que afectan la subestructura son transmitidas desde la superestructura por los neoprenos; y en el caso de los estribos se deben considerar adicionalmente los empujes de tierra. Dentro de las cargas horizontales se encuentran las originadas por la retracción y fluencia lenta del concreto (SH, CR), la fuerza sísmica (EQ), la fuerza de frenado (BR), los empujes de suelo (EH) y sobrecargas vivas (LS).

Las fuerzas verticales son el peso propio (DC), del estribo, la superestructura y los elementos funcionales; las cargas vehiculares (LL+IM), el peso de la carpeta asfáltica (DW), y el peso del suelo sobre la zapata.

Figura 39. Acciones sobre Estribo



CALCULO DE LOS APOYOS INTERMEDIOS

Los apoyos intermedios del puente están compuestos por una viga cabezal, soportada por dos columnas de sección circular unidas en su parte inferior a la zapata. La viga cabezal es un elemento masivo, y por lo tanto no presenta comportamiento estructural flexible. Para su análisis se recomienda el método de “Bielas y Tirantes”, contemplado en la normativa utilizada.

Figura 40. Modelo de Bielas & Tirantes

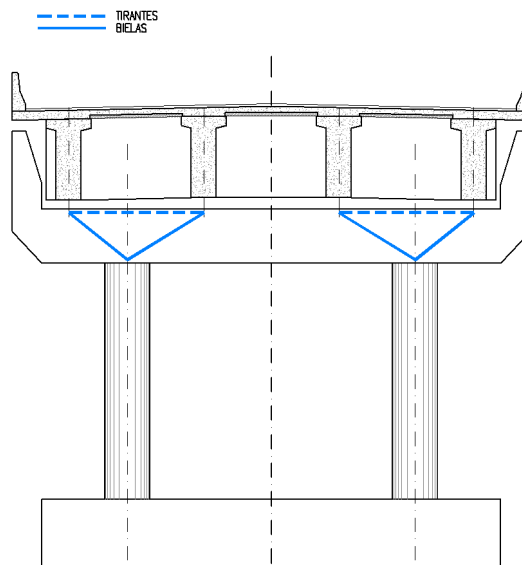


Figura 41. Armado de las Vigas

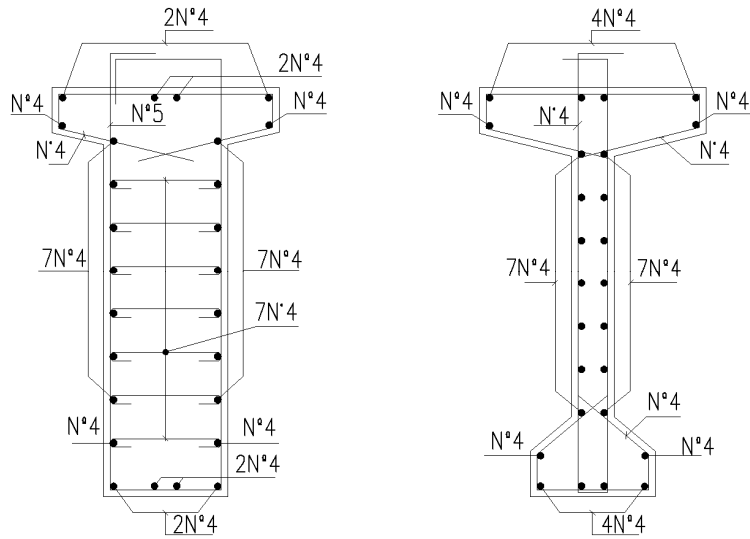


Figura 42. Refuerzo del Estribo

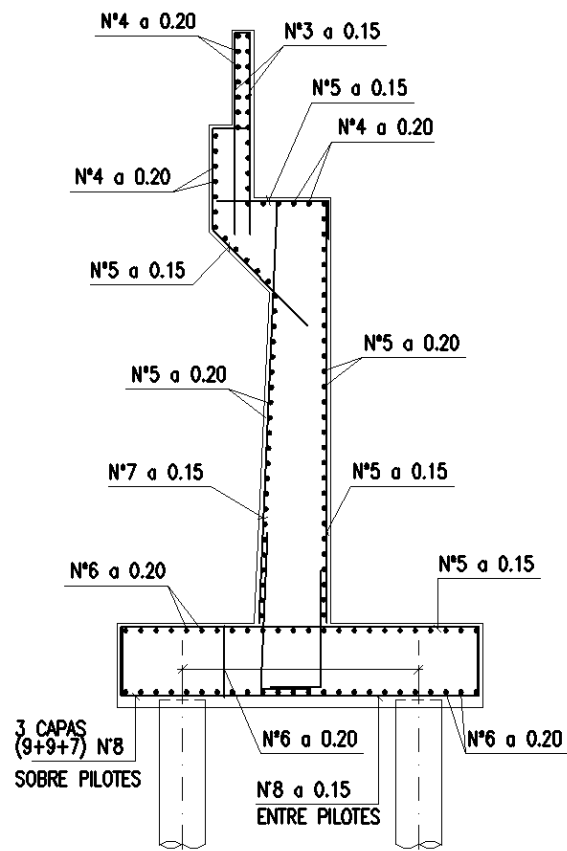


Figura 43. Refuerzo de la Losa

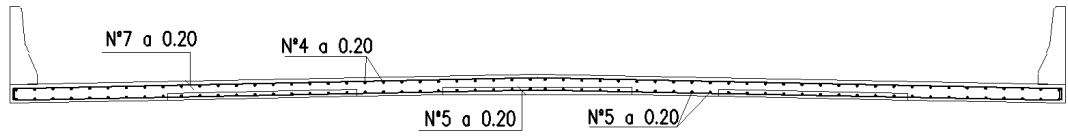
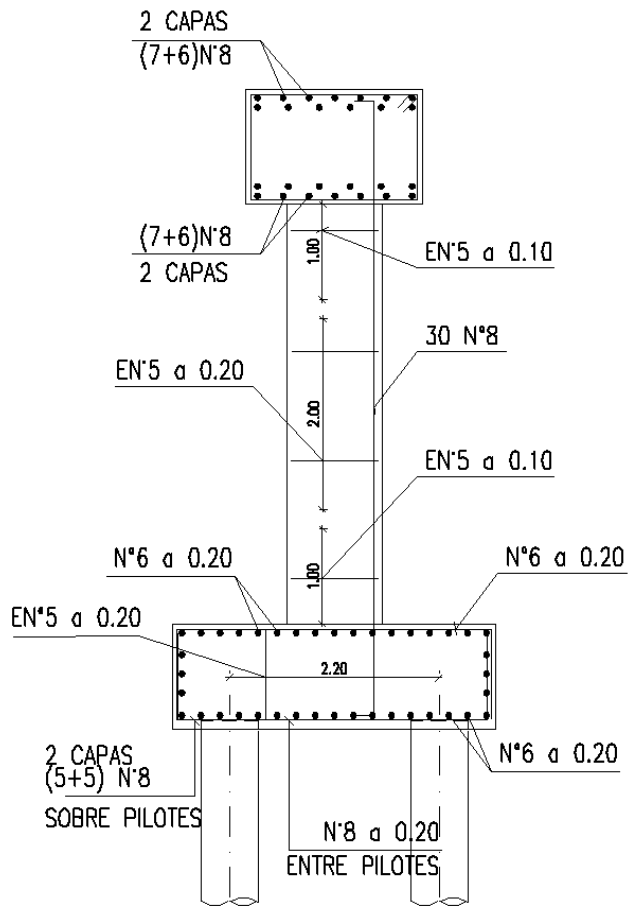


Figura 44. Refuerzo Apoyos Intermedios



3.2 ALTERNATIVA VANO A VANO

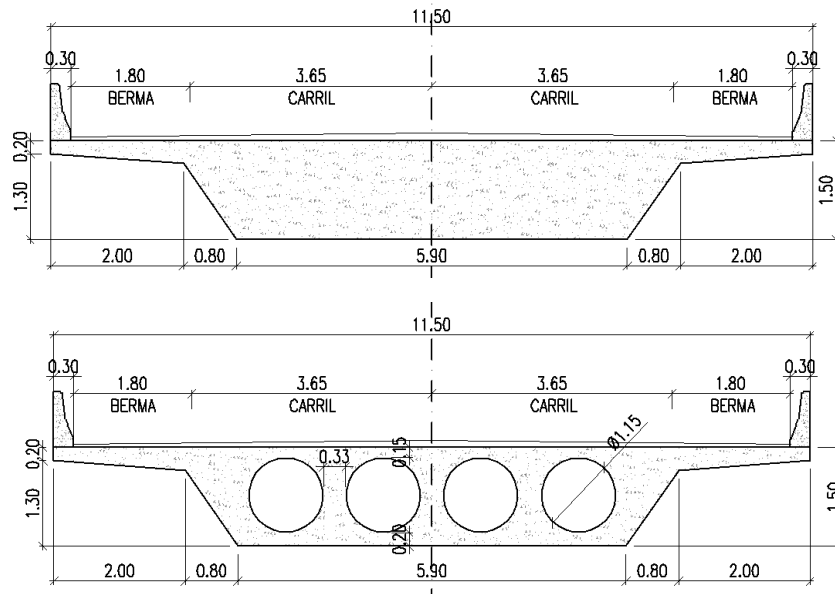
3.2.1 GENERALIDADES

La alternativa de puente vano a vano se planteará teniendo en cuenta que el tráfico de la vía inferior puede suspenderse durante la etapa de construcción del puente, para permitir el montaje de la cimbra y desarrollar el proceso constructivo sin interferencias.

La luz del puente será de 105m entre apoyos, repartida en 2 vanos de 32m en los extremos y un vano central de 41m. La sección transversal de la losa es aligerada, debido a la gran luz del vano central que no permite un canto menor a 1.50m; con voladizos en ambos extremos.

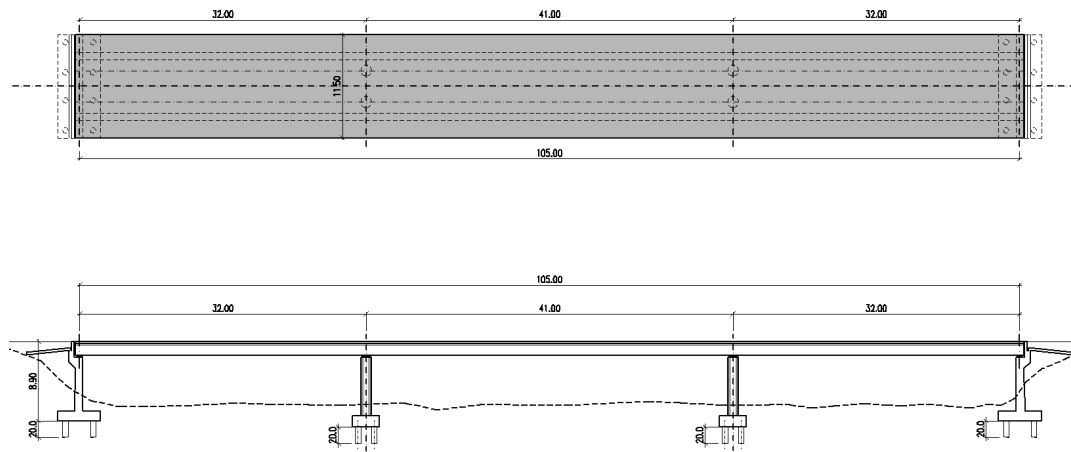
La subestructura del puente está conformada por estribos en ambos extremos del puente, y cuatro pilas unidas a zapatas como apoyos intermedios. Adicionalmente, se dispondrá de cimentación profunda con pilotes de 0.60m de diámetro.

Figura 45. Secciones Transversales del Puente



Arriba: Sección en Apoyo
Abajo: Sección en Vano

Figura 46. Esquema en planta y alzado

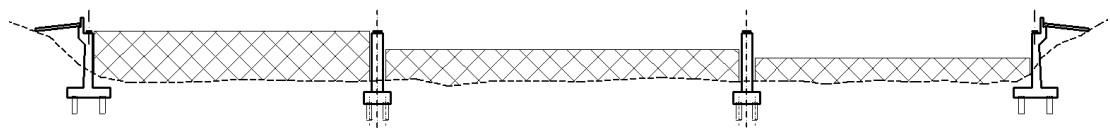


3.2.2 PROCESO CONSTRUCTIVO

Los aspectos generales del proceso constructivo deben ser definidos desde que se proyecta la estructura hasta la fase final de diseño; en la cual se concretan todos los detalles restantes y necesarios para la materialización de la misma.

Ya que la estructura se encuentra cimentada sobre pilotes, la primera etapa de construcción consistirá en su fundición. Una vez terminados, se continúa con la construcción de la sub-estructura que brindará el soporte necesario al tablero (pilas y estribos), y el montaje de la cimbra.

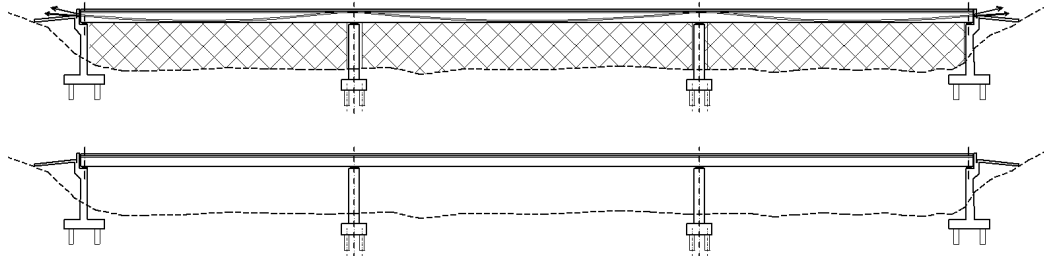
Figura 47. Primera Etapa del Proceso Constructivo



El puente se construirá en una sola fase, es decir, se cimbrarán todos los tramos al tiempo para aplicar el presfuerzo a los cables una sola vez a todo el tramo, en dos etapas. En la primera fase se tensionarán todos los cables al 60% de la fuerza de tensionamiento máxima, y una vez se retire la cimbra, para

reactivar el tráfico en la vía inferior, aplicar el presfuerzo restante al acero (40%).

Figura 48. Tensionamiento del Acero



Arriba: Primer Tensionamiento
Abajo: Segundo Tensionamiento

El pavimento y las barreras de protección se instalarán después que se realiza el segundo tensionamiento en la sección.

3.2.3 CÁLCULO ESTRUCTURAL

3.2.3.1 ACCIONES

A continuación se describen y cuantifican los valores adoptados en el cálculo del puente para todas las acciones enumeradas anteriormente:

Cargas muertas:

- Peso propio de la estructura y elementos funcionales (DC). A partir de la geometría de los elementos del puente, tomando como densidad del concreto $\gamma_c = 2.40 \text{ T/m}^3$.
- Peso de cargas muertas (DW) que incluye el peso del pavimento.

Cargas vivas:

- Acciones gravitatorias de uso, como la carga viva de tráfico (LL).

$$N_{carriles} = \frac{\text{ancho de calzada}}{3.60} = \frac{10.90m}{3.60m} = 3.02$$

Se toman 3 carriles de diseño, y se aplican las cargas de carril y camión crítico.

- Incremento de la carga de tráfico por efectos dinámicos (IM).

El incremento en la carga viva será del 33%.

- Sobrecarga viva en el talud del estribo (LS).

Se tomará una altura de tierras equivalente de 0.60m, que generará una sobrecarga de $\Delta Pa = 3.88 \times 10^{-3} MPa$.

- Fuerzas centrífugas (CE) y de frenado (BR).

El puente tiene un trazado en planta recto, por lo tanto no se considera fuerza centrífuga.

La fuerza de frenado se obtiene cargando todas las líneas de diseño con el camión crítico (HL-93) en la misma dirección y aplicando factor el de presencia múltiple.

$$F_{BR} = 325kN * 0.25 * 3 * 0.85 = 207.19kN$$

Esta fuerza de frenado actuará a 1.80m sobre la superficie de rodadura.

- Carga de impacto de vehículos (CT).

No es necesario calcular el impacto en la subestructura, ya que hay barreras de protección a más de 3.0m de la superficie más cercana de ésta.

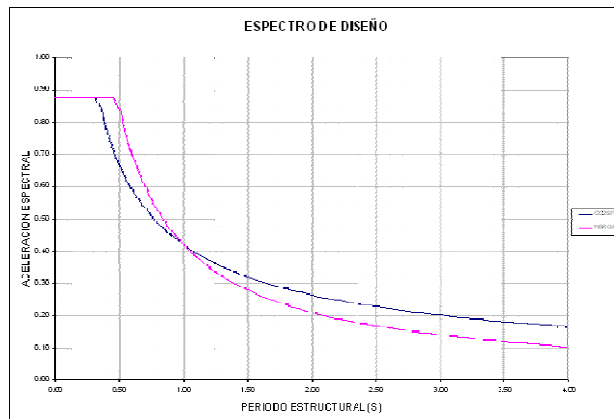
Para el diseño de la barrera de protección se ha tenido en cuenta la categoría resistente especificada por la normativa utilizada (TL-4)²³.

Acciones Sísmicas (EQ):

La estructura se encontrará ubicada en zona de riesgo sísmico alto con un coeficiente de aceleración sísmico , el suelo de cimentación por encima de la roca es del tipo S1, que equivale a un coeficiente . Con estas características según los códigos Colombianos NSR-98 y C.C.D.S.P se proponen los siguientes espectros de diseño:

Se aplicará un coeficiente de reducción de la respuesta sísmica para la subestructura.

Figura 49. Espectro Sísmico de Diseño



Fuerzas del Viento:

- Acción del viento sobre la estructura (WS) y sobre los vehículos (WL).

Debido a la altura del puente y la zona de amenaza eólica baja donde se ubica la estructura, la presión del viento utilizada debe ser la mínima.

²³ AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2005. Sec.13.

Esta presión solo se tiene en cuenta para el diseño de la superestructura.

La fuerza de viento sobre la carga viva se toma como una carga transversal uniformemente distribuida de $WL = 1.46 \text{ N/mm}$.

Efecto de deformaciones impuestas:

- Acciones inducidas por variaciones térmicas uniformes (TU) o gradiente térmico (TG).

La variación de temperatura se considera en el diseño de la superestructura como $\Delta T = \pm 5^\circ\text{C}$

- Acciones inducidas por retracción de fraguado (SH) y flujo plástico (CR) del concreto.

Los efectos de retracción y flujo plástico del concreto se tienen en cuenta al calcular las pérdidas en los cables de pre-esfuerzo de las vigas, y por lo tanto no se requiere un análisis adicional de los mismos.

- Acciones debidas a asentamientos impuestos (SE).

No se ha tenido en cuenta la existencia de asentamientos diferenciales, debido a que la cimentación de la estructura es profunda.

3.2.3.2 MATERIALES, COEFICIENTES DE SEGURIDAD Y NORMATIVAS

CONCRETOS

- Concreto de nivelación	$f'c = 14.5\text{MPa}$
- Estribos	$f'c = 28\text{MPa}$
- Pilas	$f'c = 28\text{MPa}$
- Tablero	$f'c = 35\text{MPa}$
- Bordillos, dados y pilotes	$f'c = 21\text{MPa}$

ACEROS

- Acero corrugado para refuerzo ASTM A706 (Grado 60), con $f_y \geq 420MPa$
- Acero de postensado de alambres de siete hilos de 15 mm 0,6" ASTM A416 (Grado 270) sin revestimiento y de baja relajación $f_{pu} = 1860MPa$.

COEFICIENTES DE SEGURIDAD PARA RESISTENCIA

A continuación se especifican los coeficientes de seguridad adoptados para la resistencia según el artículo 5.5.4.2.1 de AASHTO LFRD para puentes no construidos por dovelas prefabricadas:

Flexión y tracción en concreto reforzado $\phi = 0.90$

Flexión y tracción en concreto postensado $\phi = 1.00$

Cortante y torsión en concreto de densidad normal..... $\phi = 0.90$

Compresión en elementos con espirales o ganchos y en zona sísmica 1 o 2
 $\phi = 0.75$

Apoyo en concreto $\phi = 0.70$

Compresión en modelos de bielas y tirantes..... $\phi = 0.70$

Compresión en zonas de anclaje para concreto de densidad normal $\phi = 0.80$

Tracción en el acero en zonas de anclaje..... $\phi = 1.00$

COEFICIENTES DE SEGURIDAD PARA LAS CARGAS

Se ha adoptado el valor 1.00 para el factor η_i según el apartado 1.3.2 de AASTHO LRFD, al tratarse de un puente de ductilidad normal, $\eta_D = 1.00$, con niveles de redundancia resistente normales, $\eta_R = 1.00$ y con una importancia operacional normal, $\eta_I = 1.00$.

NORMATIVAS

- American Association of State Highway and Transportation Officials, Load and Resistance Factor Design, Bridge Design Specifications, 2005 Edition (AASHTO LFRD 2005 INTERIM)
- AASHTO LFRD Bridge Construction Specifications
- Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes 1995

Se ha consultado como material de apoyo el siguiente documento:

- Norma Colombiana Sismo Resistente NSR-98

3.2.4 ESTADOS DE CARGA

Los estados de carga se presentan durante la fase constructiva y de vida útil del puente. A continuación se describe cada uno de ellos.

En construcción se presentan los siguientes estados:

- El primer estado de cargas se presenta cuando se realiza el primer tensionamiento de los cables. Cuando el concreto vaciado para la losa de hormigón alcanza la resistencia deseada, se aplica el 60% del tensionamiento total a los cables, que actúa junto con el peso propio.
- Cuando se realiza el segundo tensionamiento y no se han presentado las pérdidas, se presenta el segundo estado de carga.
- El tercer estado es cuando actúa toda la carga muerta, proveniente de las barreras de protección, la capa asfáltica, y el peso propio, y además se han producido las pérdidas instantáneas y diferidas.

En servicio se tiene:

- El cuarto estado de carga se presenta cuando actúa la totalidad de las cargas de servicio, es decir, las cargas vivas y muertas en condiciones normales de funcionamiento.

3.2.5 VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS

Para los diversos estados de carga mencionados anteriormente se deben verificar los esfuerzos máximos de compresión $\sigma_{c,max}$ o de tracción $\sigma_{t,max}$ de acuerdo con las especificaciones de la normativa utilizada²⁴. Los valores negativos indican compresiones y los positivos indican tracciones.

Para los estados de carga en construcción:

- Considerando el peso propio del elemento y el primer tensionamiento de cables:

$$\sigma_{t,max} < 0.50\sqrt{f'c_i} \quad (3-25)$$

$$\sigma_{c,max} < 0.60 f'c_i \quad (3-26)$$

- Considerando el peso propio y el segundo tensionamiento:

$$\sigma_{t,max} < 0.50\sqrt{f'c_i} \quad (3-27)$$

$$\sigma_{c,max} < 0.60 f'c_i \quad (3-28)$$

En los estados de carga presentes en servicio:

- Considerando el 100% del presforzado y la totalidad de carga muerta:

$$\sigma_{t,max} < 0.50\sqrt{f'c} \quad (3-29)$$

$$\sigma_{c,max} < 0.45 f'c \quad (3-30)$$

²⁴ AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2005. Art. 5.9.4.

- Considerando el 100% del presforzado y las cargas de servicio (vivas y muertas), se deben verificar los esfuerzos para 2 combinaciones de carga diferentes:

$$\text{Servicio I: } \sigma_{c,max} < 0.60 f'c \quad (3-31)$$

$$\text{Servicio III: } \sigma_{t,max} < 0.50\sqrt{f'c} \quad (3-32)$$

3.2.6 DISEÑO

DISEÑO A FLEXION

La losa postensada se diseña para que el acero de presfuerzo soporte las sollicitaciones a flexión, de acuerdo a los requisitos del Art. 5.9., y verificando que cumplan las sollicitaciones en todos los estados de carga.

El refuerzo longitudinal adicional se dispone para armar las caras de la losa, brindar sujeción a los flejes, controlar las fisuras y contribuir a la resistencia a tracción, de acuerdo a los requerimientos del Art. 5.7.3.4.

Los momentos positivos máximos se encuentran en el centro del vano central y los negativos sobre los apoyos de de las pilas. Se deben cumplir los requerimientos mencionados en el Art. 5.7.

DISEÑO A CORTANTE

El diseño a cortante se realiza con el fin de proveer flejes en la sección transversal para que resista los esfuerzos de corte generados por la carga muerta y el tránsito de cargas vivas; de acuerdo a los requisitos de las secciones 5.8.2. y 5.8.3. En este puente el cortante generado por postensado también es despreciado.

DISEÑO A TORSION

Se dispuso de 2 pilas en sentido transversal de cada apoyo intermedio para otorgar rigidez torsional al tablero. Debido a la geometría de la sección

transversal, se debe hacer un análisis de los momentos torsores generados por las cargas excéntricas, para determinar el refuerzo necesario según la sección 5.8.

DISEÑO DE LOS NEOPRENOS

Los neoprenos se predimensionan con las cargas verticales en cada apoyo, y se comprueba que funcionan para las acciones impuestas por las cargas horizontales.

Para encontrar las reacciones por carga vertical en los neoprenos, se hace un modelo tridimensional de la estructura para cargas lentas (DC, DW, LL+IM, SH, CR, TU, WS, WL, BR). Además, de este modelo también se obtienen los desplazamientos en los apoyos por las cargas horizontales.

Después se construye un modelo de cargas rápidas o modelo dinámico, aplicando solo la carga muerta y la acción sísmica (DC, DW, EQ). De este modelo se obtienen los desplazamientos y reacciones por las cargas sísmicas para comprobar que el neopreno escogido por el predimensionamiento cumple con ambas sollicitaciones (cargas verticales y horizontales).

DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

La subestructura del puente está conformada por 2 estribos en cada extremo del puente, y 4 pilas circulares unidas a zapatas.

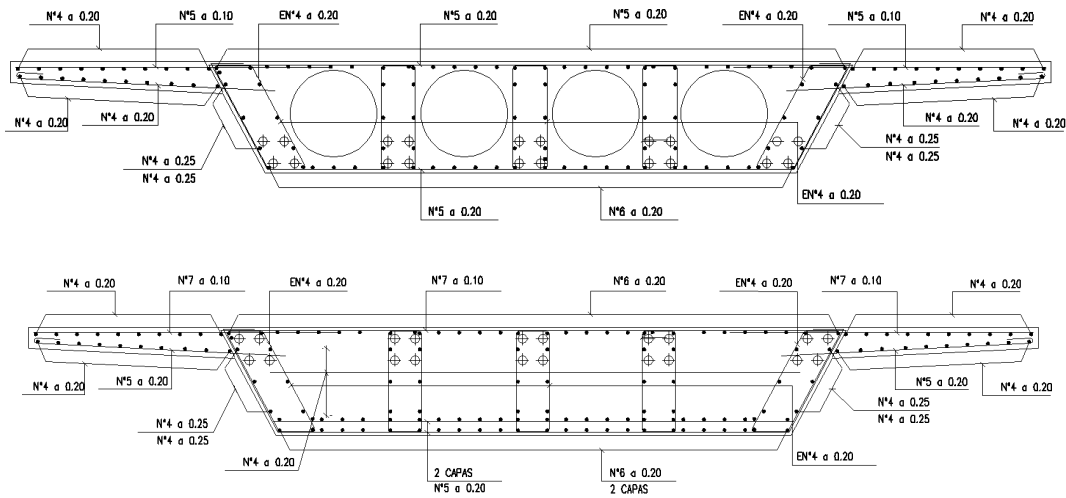
Las cargas que afectan la subestructura son transmitidas desde la losa por los neoprenos; y en el caso de los estribos se deben considerar adicionalmente los empujes de tierra. Dentro de las cargas horizontales se encuentran las originadas por la retracción y fluencia lenta del concreto (SH, CR), la fuerza sísmica (EQ), la fuerza de frenado (BR), los empujes de suelo (EH) y sobrecargas vivas (LS).

Las fuerzas verticales son el peso propio (DC), del estribo, la superestructura y los elementos funcionales; las cargas vehiculares (LL+IM), el peso de la carpeta asfáltica (DW), y el peso del suelo sobre la zapata²⁵.

CALCULO DE LAS PILAS

Los apoyos intermedios del puente están compuestos por pilas de sección circular, de diámetro 1.20m a la zapata. Las pilas se diseñan a flexo-compresión. Estas fuerzas de diseño se obtienen de los modelos tridimensionales, y se realiza el diagrama de interacción de la columna, teniendo en cuenta los efectos biaxiales y de esbeltez.

Figura 50. Armado de la Losa



Arriba: Armado Sección en Vano
Abajo: Armado Sección en Apoyo

²⁵ Ver. figura **Error! Main Document Only.**

Figura 51. Armado del Estribo

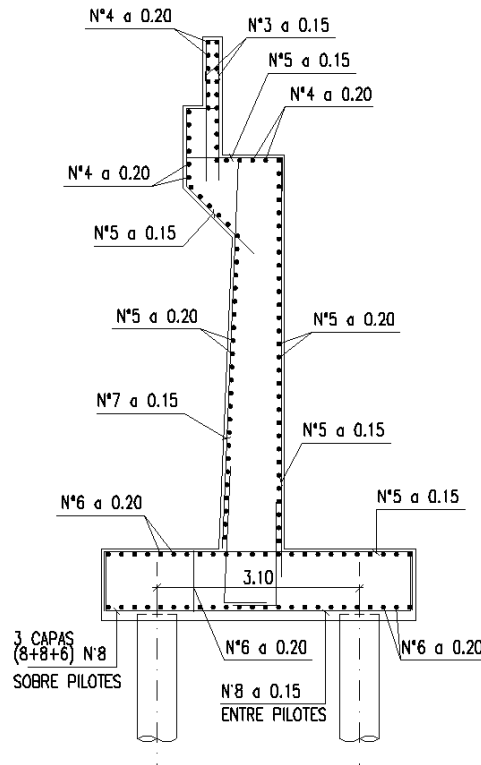
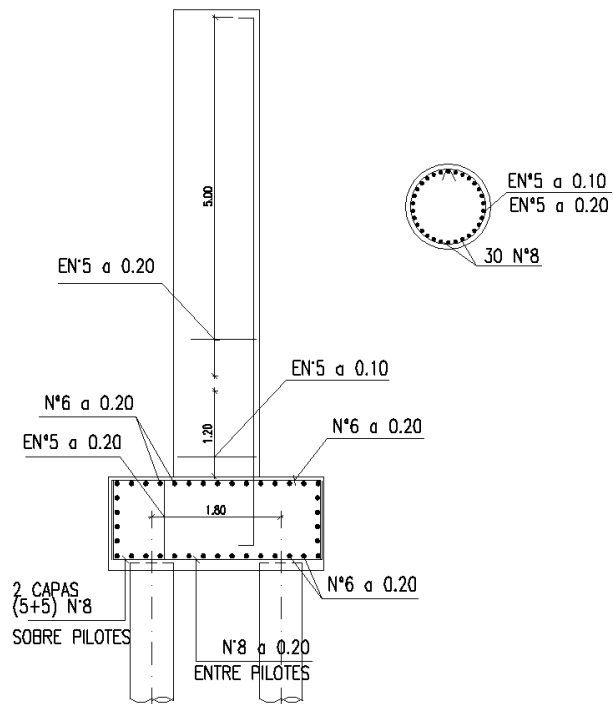


Figura 52. Armado Apoyo Intermedio



A continuación se presentan las cuantías de refuerzo obtenidas para cada alternativa:

Tabla 7. Cuantías de Refuerzo alternativa Viga-Losa

ELEMENTO	CONCRETO	ACERO	cuantia Kg/m3
Vigas	282.16	31560.96	111.86
Losa	246.15	29538.24	120.00
Riostras	172.62	26977.05	156.28
Barreras	36.54	3127.82	85.60
TOTAL SUPERESTRUCUTRA	737.47	91204.08	123.67
Estribos y apoyos intermedios	693.74	77903.14	112.30
Pilotes	180.95	33512.18	185.20
TOTAL SUBESTRUCTURA Y CIMENTACION	874.69	111415.33	127.38

Tabla 8. Cuantías de Refuerzo alternativa Vano a Vano

ELEMENTO	CONCRETO	ACERO	cuantia Kg/m3
Losa	802.00	106340.70	132.59
Barreras	37.00	3167.20	85.60
TOTAL SUPERESTRUCUTRA	839.00	109507.90	130.52
Estribos y apoyos intermedios	630.00	68517.29	108.76
Pilotes	158.33	29323.16	185.20
TOTAL SUBESTRUCTURA Y CIMENTACION	788.33	97840.46	124.11

4. ANALISIS ECONOMICO

El análisis económico comprenderá una evaluación de costos de grandes ítems, necesarios para la construcción de las alternativas. Este análisis comprende el cálculo de cantidades de obra, para estimar el costo directo de los materiales necesarios para construir las alternativas. Los precios de materiales se obtuvieron actualizados a la fecha actual, de diversas fuentes, como bases de datos y cotizaciones directas con proveedores.

A continuación se presentan los resultados:

Para la alternativa de puente viga-losa se tiene el siguiente presupuesto:

Figura 53. Presupuesto alternativa viga-losa

PRESUPUESTO						
1	Cimentación					
1.1	Pilotes	UNIDAD	VLR/UNIT.	CANTIDAD	VLR/PARCIAL	VLR/CAPITULO
1.11	CONCRETO CLASE D (f' c=21 Mpa) (PILOTES)	m3	\$ 1,500,000	181.0	\$ 271,426,982	
1.12	ACERO DE REFUERZO Fy=420MPa	kg	\$ 4,000	33,512.2	\$ 134,048,739	
		SUBTOTAL Pilotes				\$ 405,475,721
1.2	Dados	UNIDAD	VLR/UNIT.	CANTIDAD	VLR/PARCIAL	VLR/CAPITULO
1.21	EXCAVACIÓN EN MATERIAL COMÚN	m3	\$ 3,500	211	\$ 737,352	
1.22	RELLENO EN MATERIAL SELECCIONADO	m3	\$ 22,000	100	\$ 2,207,040	
1.23	CONCRETO CLASE D (f' c=21 Mpa)	m3	\$ 550,000	77.8	\$ 42,785,600	
1.24	ACERO DE REFUERZO Fy=420MPa	kg	\$ 4,000	8197.7	\$ 32,790,884	
1.25	CONCRETO CLASE F (f' c=14.5 Mpa) (LIMPIEZA)	m3	\$ 300,000	3.5	\$ 1,060,800	
		SUBTOTAL Datos				\$ 79,581,676
2	Infraestructura					
2.1	Pilas	UNIDAD	VLR/UNIT.	CANTIDAD	VLR/PARCIAL	VLR/CAPITULO
2.11	CONCRETO CLASE C (f' c=28 Mpa)	m3	\$ 750,000	70	\$ 52,403,250	
2.12	ACERO DE REFUERZO Fy=420MPa	kg	\$ 4,000	9,151	\$ 36,605,991	
		SUBTOTAL Pilas				\$ 89,009,241
2.2	Estribos	UNIDAD	VLR/UNIT.	CANTIDAD	VLR/PARCIAL	VLR/CAPITULO
2.21	EXCAVACION EN MATERIAL COMUN	m3	\$ 3,500	1,250	\$ 4,375,000	
2.22	RELLENO EN MATERIAL SELECCIONADO	m3	\$ 22,000	273	\$ 6,009,080	
2.23	CONCRETO CLASE C (f' c=28 Mpa)	m3	\$ 750,000	546.1	\$ 409,554,000	
2.24	ACERO DE REFUERZO Fy=420MPa	kg	\$ 4,000	60553.9	\$ 242,215,696	
2.25	CONCRETO CLASE F (f' c=14.5 Mpa) (LIMPIEZA)	m3	\$ 300,000	5.5	\$ 1,656,000	
		SUBTOTAL Estribos				\$ 663,809,776
3	Superestructura					
3.1	vigas (I) Tablero	UNIDAD	VLR/UNIT.	CANTIDAD	VLR/PARCIAL	VLR/CAPITULO
3.11	CONCRETO CLASE A (f' c=35 Mpa)	m3	\$ 1,150,000	282	\$ 324,479,400	
3.12	ACERO DE REFUERZO Fy=420MPa	kg	\$ 4,000	31,561	\$ 126,243,840	
3.13	ACERO PREESFUERZO fpu=1860 Mpa	kg	\$ 9,000	16,825	\$ 151,427,232	
		SUBTOTAL vigas (I) Tablero				\$ 602,150,472
3.2	Losas tablero	UNIDAD	VLR/UNIT.	CANTIDAD	VLR/PARCIAL	VLR/CAPITULO
3.21	CONCRETO CLASE C (f' c=28 Mpa)	m3	\$ 750,000	246.2	\$ 184,614,000	
3.22	ACERO DE REFUERZO Fy=420MPa	kg	\$ 4,000	29,538.2	\$ 118,152,960	
		SUBTOTAL Losas tablero				\$ 302,766,960
3.3	Riostras	UNIDAD	VLR/UNIT.	CANTIDAD	VLR/PARCIAL	VLR/CAPITULO
3.31	CONCRETO CLASE C (f' c=28 Mpa)	m3	\$ 750,000	172.6	\$ 129,465,000	
3.32	ACERO DE REFUERZO Fy=420MPa	kg	\$ 4,000	26,977.1	\$ 107,908,214	
		SUBTOTAL Riostras				\$ 237,373,214
3.4	New jersey	UNIDAD	VLR/UNIT.	CANTIDAD	VLR/PARCIAL	VLR/CAPITULO
3.41	CONCRETO CLASE D (f' c=21 Mpa)	m3	\$ 495,000	37	\$ 18,087,300	
3.42	ACERO DE REFUERZO Fy=420MPa	kg	\$ 4,000	3,128	\$ 12,511,296	
		SUBTOTAL New jersey				\$ 30,598,596
4	Accesos					
4.1	Accesos	UNIDAD	VLR/UNIT.	CANTIDAD	VLR/PARCIAL	VLR/CAPITULO
4.01	TIERRA ARMADA	m2	\$ 220,000	180	\$ 39,688,000	
4.02	RELLENO EN MATERIAL SELECCIONADO	m3	\$ 22,000	1,046	\$ 23,019,040	
		SUBTOTAL Accesos				\$ 62,707,040
5	Otros					
5.1	Otros	UNIDAD	VLR/UNIT.	CANTIDAD	VLR/PARCIAL	VLR/CAPITULO
5.11	APOYO ELASTOMERICO	dm	\$ 90,000	138	\$ 12,441,600	
5.12	JUNTA T-40	m	\$ 1,500,000	69	\$ 103,500,000	
		SUBTOTAL Otros				\$ 115,941,600
COSTO DIRECTO						\$ 2,589,414,296
					AREA [m2]	1,207.50
					VLR/m2	\$ 2,144,442

Tabla 9. Porcentaje de Participación por ítem

RESUMEN POR ÍTEM		
Ítem	Valor	%
Pilotes	\$ 405,475,721	16%
Dados	\$ 79,581,676	3%
Pilas	\$ 89,009,241	3%
Estribos	\$ 663,809,776	26%
vigas (l) Tablero	\$ 602,150,472	23%
Losas tablero	\$ 302,766,960	12%
Riostras	\$ 237,373,214	9%
New jersey	\$ 30,598,596	1%
Accesos	\$ 62,707,040	2%
Otros	\$ 115,941,600	4%
Total	\$ 2,589,414,296	100%

Figura 54. Porcentaje de Participación por elemento del puente

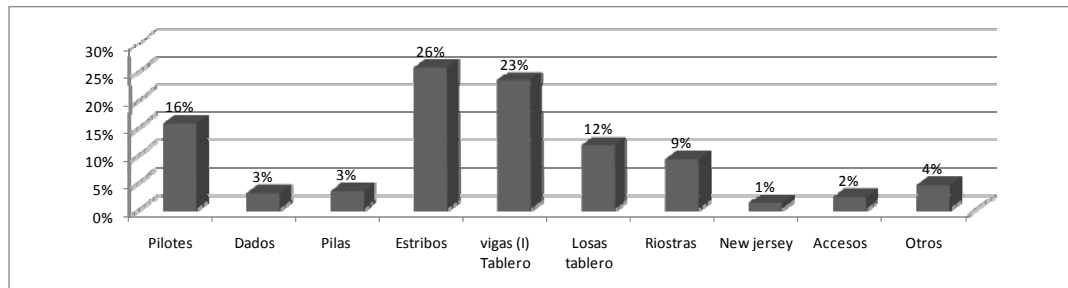
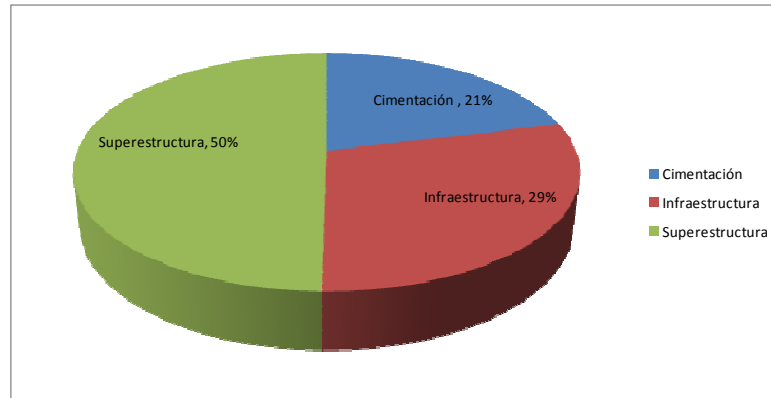


Tabla 10. Porcentaje de Participación por capítulo

RESUMEN POR CAPITULOS		
Capítulo	Valor	porcentaje
Cimentación	\$ 547,764,437	21%
Infraestructura	\$ 752,819,017	29%
Superestructura	\$ 1,288,830,842	50%
Total	\$ 2,589,414,296	100%

Figura 55. Porcentaje de Participación por Capítulo



El costo presentado para el concreto de la losa aligerada incluye los aligeramientos tubulares en polietileno expandido. Para el puente de losa aligerada se obtuvieron los siguientes resultados:

Figura 56. Presupuesto alternativa Losa aligerada

PRESUPUESTO						
ITEM		UNIDAD	VLR/UNIT.	CANTIDAD	VLR/PARCIAL	VLR/CAPITULO
1	Cimentación					
1.1	Pilotes					
1.11	CONCRETO CLASE D (f' c=21 Mpa) (PILOTES)	m3	\$ 1,500,000	158.3	\$ 237,498,610	
1.12	ACERO DE REFUERZO Fy=420MPa	kg	\$ 4,000	29,323.2	\$ 117,292,647	
		SUBTOTAL Pilotes				\$ 354,791,257
1.2	Dados					
1.21	EXCAVACIÓN EN MATERIAL COMÚN	m3	\$ 3,500	128	\$ 446,292	
1.22	RELLENO EN MATERIAL SELECCIONADO	m3	\$ 22,000	55	\$ 1,219,680	
1.23	CONCRETO CLASE D (f' c=21 Mpa)	m3	\$ 550,000	46.9	\$ 25,768,600	
1.24	ACERO DE REFUERZO Fy=420MPa	kg	\$ 4,000	5315.4	\$ 21,261,438	
1.25	CONCRETO CLASE F (f' c=14.5 Mpa) (LIMPIEZA)	m3	\$ 300,000	1.8	\$ 540,600	
		SUBTOTAL Dados				\$ 49,236,610
2	Infraestructura					
2.1	Pilas					
2.11	CONCRETO CLASE C (f' c=28 Mpa)	m3	\$ 750,000	29	\$ 22,035,000	
2.12	ACERO DE REFUERZO Fy=420MPa	kg	\$ 4,000	5,503	\$ 22,011,496	
		SUBTOTAL Pilas				\$ 44,046,496
2.2	Estribos					
2.21	EXCAVACIÓN EN MATERIAL COMÚN	m3	\$ 3,500	1,250	\$ 4,375,000	
2.22	RELLENO EN MATERIAL SELECCIONADO	m3	\$ 22,000	269	\$ 5,928,120	
2.23	CONCRETO CLASE C (f' c=28 Mpa)	m3	\$ 750,000	553.4	\$ 415,074,000	
2.24	ACERO DE REFUERZO Fy=420MPa	kg	\$ 4,000	63201.9	\$ 252,807,738	
2.25	CONCRETO CLASE F (f' c=14.5 Mpa) (LIMPIEZA)	m3	\$ 300,000	5.5	\$ 1,656,000	
		SUBTOTAL Estribos				\$ 679,840,858
3	Superestructura					
3.1	vigas (I) Tablero					
3.11	CONCRETO CLASE A (f' c=35 Mpa)	m3	\$ 1,150,000	802	\$ 922,541,500	
3.12	ACERO DE REFUERZO Fy=420MPa	kg	\$ 4,000	106,341	\$ 425,362,800	
3.13	ACERO PREEFUERZO fpu=1860 Mpa	kg	\$ 9,000	28,050	\$ 252,450,000	
		SUBTOTAL vigas (I) Tablero				\$ 1,600,354,300
3.4	New jersey					
3.41	CONCRETO CLASE D (f' c=21 Mpa)	m3	\$ 495,000	37	\$ 18,087,300	
3.42	ACERO DE REFUERZO Fy=420MPa	kg	\$ 4,000	3,128	\$ 12,511,296	
		SUBTOTAL New jersey				\$ 30,598,596
4	Accesos					
4.1	Accesos					
4.01	TIERRA ARMADA	m2	\$ 220,000	180	\$ 39,688,000	
4.02	RELLENO EN MATERIAL SELECCIONADO	m3	\$ 22,000	1,046	\$ 23,019,040	
		SUBTOTAL Accesos				\$ 62,707,040
5	Otros					
5.1	Otros					
5.11	APOYO ELASTOMERICO	dm	\$ 90,000	405	\$ 36,432,000	
5.12	JUNTA T-40	m	\$ 1,500,000	23	\$ 34,500,000	
		SUBTOTAL Otros				\$ 70,932,000
	COSTO DIRECTO					\$ 2,892,507,157
				AREA [m2]	1,207.50	
				VLR/m2	\$ 2,395,451	

Tabla 11. Porcentaje de Participación por ítem

Resumen por ítem		
Ítem	Valor	%
Pilotes	\$ 354,791,257	12%
Dados	\$ 49,236,610	2%
Pilas	\$ 44,046,496	2%
Estribos	\$ 679,840,858	24%
Losa Aligerada	\$ 1,600,354,300	55%
New jersey	\$ 30,598,596	1%
Accesos	\$ 62,707,040	2%
Otros	\$ 70,932,000	2%
Total	\$ 2,892,507,157	100%

Figura 57. Porcentaje de Participación por elemento del puente

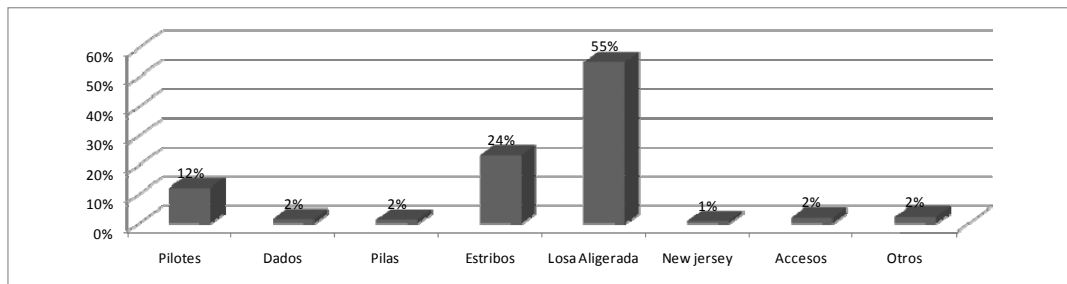
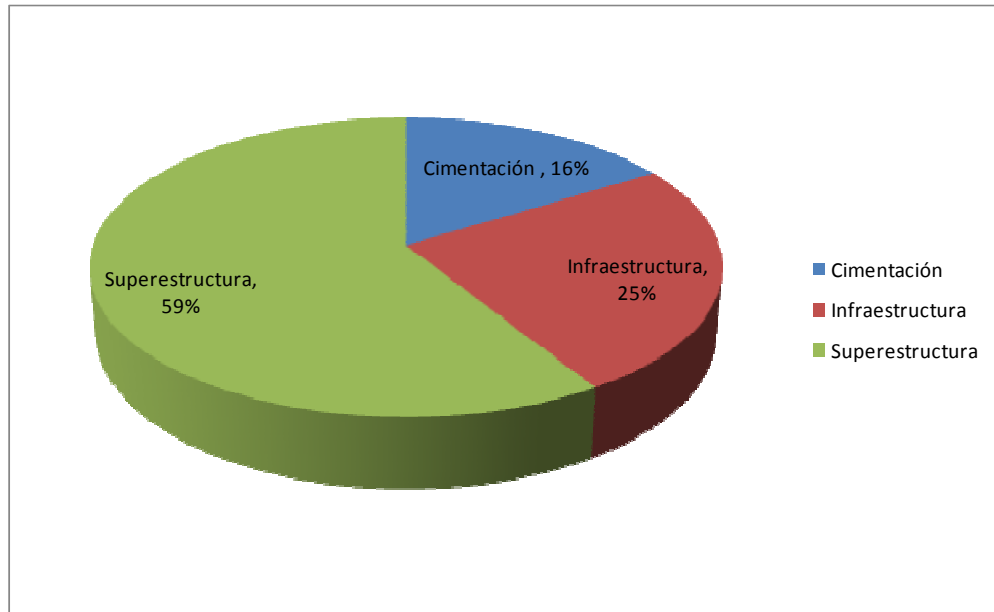


Tabla 12. Porcentaje de Participación por capítulo

RESUMEN POR CAPITULO		
Capítulo	Valor	%
Cimentación	\$ 466,734,907	16%
Infraestructura	\$ 723,887,354	25%
Superestructura	\$ 1,701,884,896	59%
Total	\$ 2,892,507,157	100%

Figura 58. Porcentaje de Participación por Capítulo



5. OBSERVACIONES Y CONCLUSIONES

- La alternativa de losa aligerada es la tipología más conveniente cuando se tienen rasantes demasiado ajustadas, ya que la altura de sus elementos es menor que la de un puente de vigas que posea gálibos horizontales semejantes.

- El puente de losa aligerada necesita más acero de presfuerzo para resistir la sollicitación a flexión, ya que la resistencia a este fenómeno es directamente proporcional a la altura efectiva de la sección, y esta tipología provee una sección con altura menor a la proporcionada por el puente de vigas, que resiste mediante la repartición de los esfuerzos en varios elementos de mayor altura.

- La construcción en una sola fase del puente vano a vano disminuye las pérdidas en los tendones de presforzado, ya que el tesado de los cables se realiza una sola vez, a diferencia de la construcción por fases, en la cual debe hacerse e tensionamiento tantas veces como el número de juntas construidas en la estructura.

- La alternativa de losa aligerada necesita mayor refuerzo a cortante, ya que su profundidad efectiva d_e es menor que la del puente de vigas. Esto se debe a que la normativa utilizada considera la resistencia a cortante que aporta el refuerzo longitudinal, y esta contribución se ve favorecida con alturas efectivas mayores.

- La superestructura de un puente es el ítem más importante en el aspecto económico, ya que para los puentes analizados representa más del 50% del costo directo total de los materiales necesarios para construir la obra. Entonces, cualquier modificación en los elementos que componen la superestructura está ligada a un cambio representativo en los costos.

- La alternativa de losa aligerada disminuye la aparición de juntas de construcción en la superficie de la estructura, contribuyendo a la preservación de los elementos de la estructura y mejorando las condiciones de rodadura.

- No se observa ningún cambio significativo en las cantidades del refuerzo necesario en los estribos y apoyos intermedios de ambas alternativas, a pesar que el puente losa dispone de menor cantidad de neoprenos sobre estos. La diferencia de costos entre ambas subestructuras es despreciable.

- Desde el punto de vista netamente económico, el puente de vigas constituye la mejor alternativa, ya que genera costos más bajos para los materiales y ofrece ciertas ventajas para el constructor, ya que no tendría que considerar costos adicionales por desviar el tráfico de la vía inferior.

- El esquema hiperestático del puente de losa contribuye a una mejor distribución de los momentos, repartiéndolos entre positivos y negativos, a diferencia del puente de vigas que solo presenta momentos positivos en sus elementos longitudinales.

- El puente de vigas es mejor la mejor elección cuando el paso inferior es una arteria vial importante que no permite interrupciones demasiado prolongadas

del flujo vehicular, debido a que su proceso constructivo solo requiere interrumpir el tráfico durante el montaje de las vigas prefabricadas.

- Se recomienda investigar los efectos de la construcción de puentes losa por fases, para analizar las repercusiones económicas que tendrá en el proyecto y los estados de carga adicionales que tendrían lugar durante el proceso de construcción.

BIBLIOGRAFIA

American Association of State Highways and Transportation Officials. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2005

APARICIO, A., CASES, J.R. Apuntes de las Asignaturas Puentes I y Puentes II. Barcelona, España. Universidad Politécnica de Cataluña.

Dirección General de Carreteras. Obras de Paso de Nueva Construcción: Conceptos Generales. Madrid, España. Ministerio de Fomento: Centro de Publicaciones, 2000.

FRANCO, Edgar. Comparación Económica del Diseño de Superestructuras Utilizando el Método AASHTO LRFD y el CCDSP. Bogotá, D.C., Universidad Nacional de Colombia, 2000.

MANTEROLA, Javier. Puentes: Tomos I, IV, V. Madrid, España. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

MARÍ, Ar., AGUADO, A., AGULLÓ, L., MARTÍNEZ, F., COBO, D. Hormigón Armado y Pretensado. Ejercicios. Barcelona, España. Universidad Politécnica de Cataluña, 1999.

Ministerio de Transporte, Instituto Nacional de Vías (INVIAS), Asociación de Ingeniería Sísmica. Código Colombiano de Diseño de Puentes. Bogotá, D.C., 1995.

NIÑO GONZALES, Álvaro. Evaluación Económica del Diseño Estructural en Concreto de Puentes Urbanos. Bogotá, D.C., Universidad de los Andes, 1999.

VALECILLA, Carlos Ramiro. Manual de Puentes en Concreto Reforzado. Bogotá, D.C., Universidad Nacional de Colombia, 2006.

ANEXO A

MEMORIA DE CÁLCULO ALTERNATIVA VIGA-LOSA

CÁLCULO DE LAS VIGAS

GEOMETRIA DE LAS VIGAS

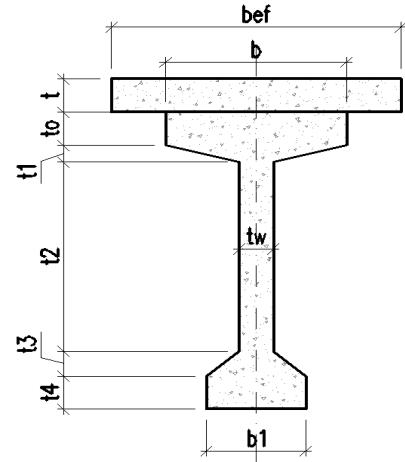
Sección Viga I:

to (m)	0.20	b (mts)	1.00
t1 (m)	0.10	b1 (mts)	0.55
t2 (m)	1.15	tw (mts)	0.19
t3 (m)	0.15		
t4 (m)	0.20		
Hviga(m)	1.800		
Separacion (m)	3.00		
Lc (m)	34.20		
Nº de vigas	4		
Ancho tabero (m)	11.50		

Losa

t(m)=	0.20
voladizo (m) =	1.25
ab (m) =	0.30

ANALISIS PARA VIGA : INTERIOR



Cálculo del ancho efectivo de la sección compuesta:

Es el menor de:

	V.interior	V exterior
be = (12t+b)n	3.04	2.50
be = (L/4)n	7.65	5.02
be = (Sv)n	2.68	2.32
be (m) =	2.68	

MATERIALES

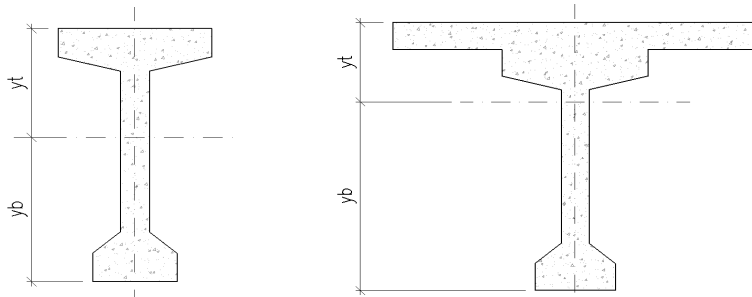
CONCRETOS

f'c vigas (MPa)	35
f'c losa (MPa)	28
Ec vigas(Mpa)	23073
Ec losa (Mpa)	20637
Relación de módulos	0.8944
ecu _{max}	0.0030
Yc (kN/m3)	24.00
Ya (kN/m3)	22.50

ACERO REFUERZO

fy_b (Mpa)	420
fy_v (Mpa)	420
Es (Mpa)	200000

SECCION	Area (m2)	I (mm ⁴)	Yb (m)	Sb (m ³)	Yt (m)	St (m ³)
SIMPLE	0.6435	2.620.E+11	1.027	0.255251439	0.773	0.339
COMPUESTA V.INT.	1.1802	4.871.E+11	1.424	0.34209	0.576	0.845



EVALUACION DE CARGA VIVA

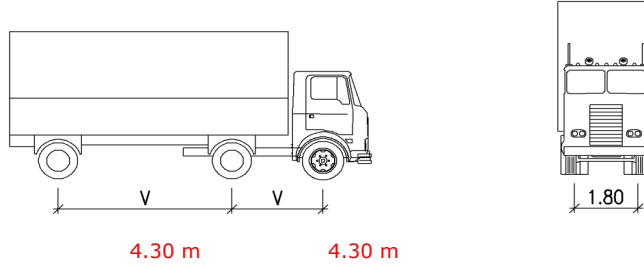
Camión de Evaluación

Para la determinación de la capacidad de carga se utilizaron el camión de diseño HL-93 y Tandem.

CAMIONES

CAMION HL-93

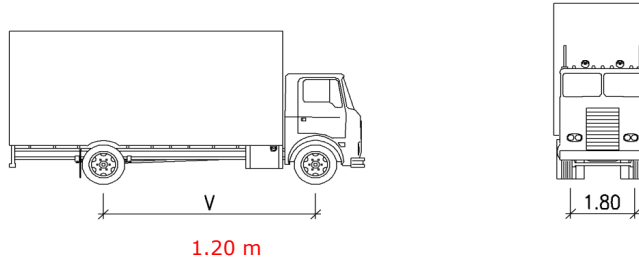
EJES 145.0 kN 145.0 kN 35.0 kN



R (kN)	325.00		
X (m)	2.84		
r (m)	0.73		
M max (kN-m)	2396.78	3187.72	$\Delta_{MAX} (m) = 2.488.E-02$
c	32.74		

CAMION TANDEM

EJES 110.0 kN 110.0 kN



R (kN)	220.00		
X (m)	0.60		
r (m)	0.30		
L c=	34.20		
M max (kN-m)	1815.58	2414.72	$\Delta_{MAX} (m) = 2.344.E-02$
c	33.60		

Momento maximo por camion (kN) **2396.78**
c **32.74**

LINEA DE CARGA

LINEA DE CARGA(kN/m) 9.30 $\Delta_{MAX}^{HL-93}(m) = 0.014710$
 $\Delta_{MAX}^{TANDEM}(m) = 0.014736$

FACTORES DE RUEDA

Factor de rueda para momentos

Viga Interior (4.6.2.2.2b)

Cargando una línea de diseño

Kg =	8.42E+11			
mg =	0.527	SIRVE mg	porque 1.1 m <= S <= 4.9 m	$mg = 0.06 + \left[\frac{S}{4300} \right]^{0.4} \cdot \left[\frac{S}{L} \right]^{0.3} \cdot \left[\frac{K_g}{L \cdot t_s^3} \right]^{0.1}$
		SIRVE mg	porque 0.11 m <= ts <= 0.3 m	
		SIRVE mg	porque 6.0 m <= L <= 73 m	

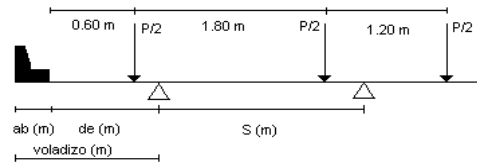
Cargando dos o mas líneas de diseño

Kg =	8.42E+11			$mg = 0.075 + \left[\frac{S}{2900} \right]^{0.6} \cdot \left[\frac{S}{L} \right]^{0.2} \cdot \left[\frac{K_g}{L \cdot t_s^3} \right]^{0.1}$
mg =	0.777			

Viga exterior (4.6.2.2.2d)

Cargando una línea de diseño

voladizo (m) = 1.25
 ab (m) = 0.30
 de (m) = 0.95
 S (m) = 3.00
 P = 1



mg =	0.875	SIRVE mg	porque -0.3 <= de <= 1.7
------	-------	----------	--------------------------

Cargando dos o mas líneas de diseño

e =	1.1			$e = 0.77 + \frac{de}{2800} \geq 1.0$
mg =	0.862	SIRVE mg	porque -0.3 <= de <= 1.7	$mg = e \cdot mg_{mom}$

Factor de rueda para cortantes

Viga Interior (4.6.2.2.2b)

Cargando una línea de diseño

mg =	0.755	SIRVE mg	porque 1.1 m <= S <= 4.9 m	$mg = 0.36 + \frac{S}{7600}$
		SIRVE mg	porque 0.11 m <= ts <= 0.3 m	
		SIRVE mg	porque 6.0 m <= L <= 73 m	
		SIRVE mg	porque 4x10 ⁹ <= kg <= 3x10 ¹²	
		SIRVE mg	porque Numero de vigas >= 4	

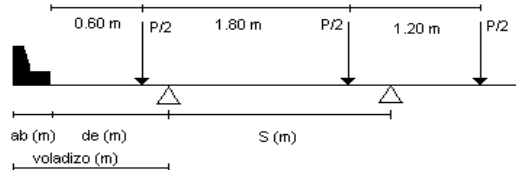
Cargando dos o mas líneas de diseño

mg =	0.955	SIRVE mg	porque 1.1 m <= S <= 4.9 m	$mg = 0.20 + \frac{S}{3600} - \left[\frac{S}{10700} \right]^2$
		SIRVE mg	porque 0.11 m <= ts <= 0.3 m	
		SIRVE mg	porque 6.0 m <= L <= 73 m	
		SIRVE mg	porque 4x10 ⁹ <= kg <= 3x10 ¹²	
		SIRVE mg	porque Numero de vigas >= 4	

Viga exterior (4.6.2.2.2d)

Cargando una línea de diseño

voladizo (m) = 1.25
 ab (m) = 0.30
 de (m) = 0.95
 S (m) = 3.00
 P = 1



mg =	0.875	SIRVE mg	porque -0.3 <= de <= 1.7
------	-------	----------	--------------------------

Cargando dos o mas líneas de diseño

e =	1.0	0.9166667		$e = 0.60 + \frac{de}{3000} \geq 1.0$
mg =	0.955	SIRVE mg	porque -0.3 <= de <= 1.7	$mg = e \cdot mg_{shear}$
		SIRVE mg	porque Numero de vigas >= 4	

RESUMEN FACTORES DE RUEDA				
N° DE LINEAS	MOMENTO		CORTANTE	
	INTERIOR	EXTERIOR	INTERIOR	EXTERIOR
UNA	0.527	0.875	0.755	0.875
DOS O MAS	0.777	0.862	0.955	0.955

Factor de rueda para deflexiones 0.75

DEFLEXIONES

CAMION HL-93 Δ_{MAX} (m) = 2.488.E-02 $\Delta_{MAX} * 1.33$ (m) = 3.309.E-02
 CAMION TANDEM Δ_{MAX} (m) = 2.344.E-02 $\Delta_{MAX} * 1.33$ (m) = 3.117.E-02

0.25*CAMION HL-93 + LINEA Δ_{MAX} (m) = 2.298.E-02
 0.25*CAMION TANDEM + LINEA Δ_{MAX} (m) = 2.253.E-02

MAXIMA DEFLEXION

Δ_{MAX} (m) = **2.482.E-02** **TIPO DE PUENTE**
 Δ_{MAX} (mm) = **25** **VEHICULAR**
 < **42.75** **OK DEFLEXION**

DEFLEXION PERMISIBLE

VEHICULAR Δ_{MAX} (mm) = **42.75**
 PEATONAL Δ_{MAX} (mm) = **34.2**

AVALÚO DE CARGAS PERMANENTES

1. Dimensiones

Separación vigas: 3.00 m
 Espesor Tablero: 0.20 m
 Ancho tablero: 11.50 m
 Rodadura: 0.05 m
 Area New Jersey: 0.35 m²
 W baranda: 0 KN/ml
 No de vigas: 4 und

2. Carga muerta / viga

Tablero 14.40 KN/ml
 Rodadura 3.38 KN/ml
 New Jersey 2.10 KN/ml
 Baranda 0.00 KN/ml
 P.P. viga 15.44 KN/ml

35.32 KN/ml

Diafragma en el 1/3 de la luz (kN) = **31.03** **KN**
 Diafragma en C.L.= **0.00** **KN**

Con las acciones verticales calculadas, se realiza el trazado del cable y la comprobación de esfuerzos para los diversos estados de carga a los que se ve sometida la viga.

1. Propiedades geométricas de la sección:

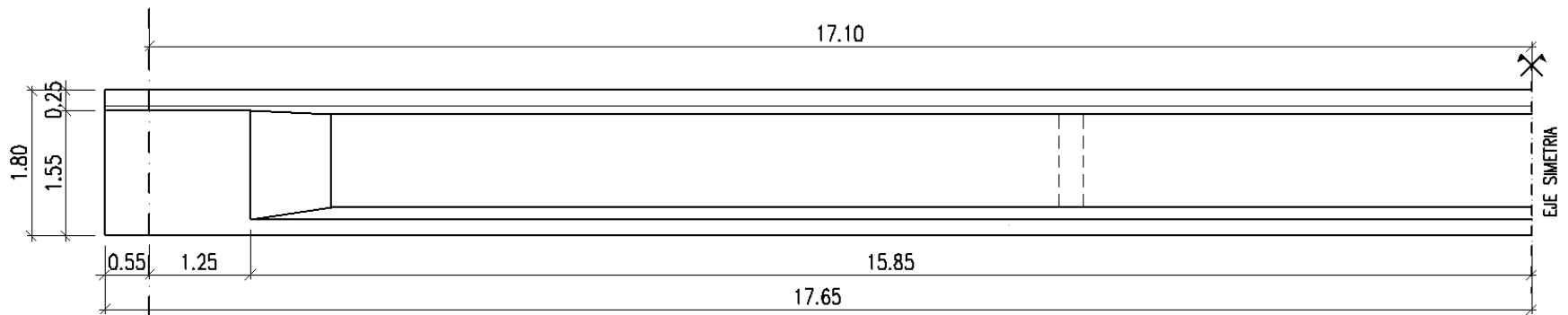
Sección simple

L viga=	35.30 m
L c=	34.20 m
A=	643500 mm ²
I=	2.62E+11 mm ⁴
Y _b =	1027 mm
Y _t =	773 mm
S _t =	338796666 mm ³
S _b =	255251439 mm ³

Sección compuesta

A=	1180156 mm ²
I=	4.87E+11 mm ⁴
Y' _b =	1424 mm
Y' _t =	576 mm
S' _t =	845215844 mm ³
S' _b =	342093899 mm ³

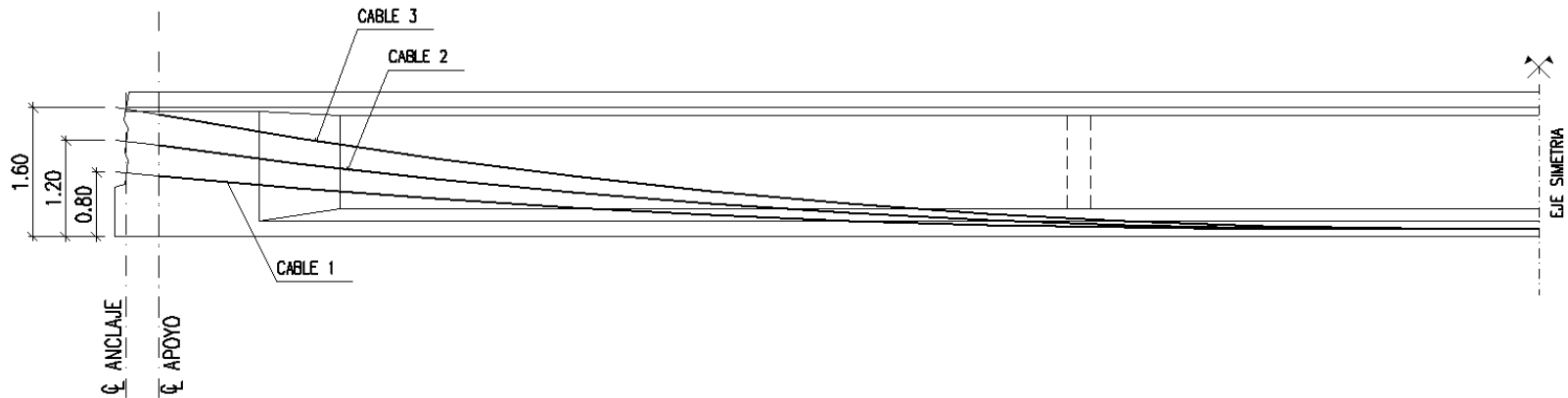
ALZADO VIGA



2. Geometría del trazado

GEOMETRIA

Cable	X inicial (m)	Semiluz cable (m)	Lrecta (m)	Y _{apoyo} (m)	Y _{CL} (m)	C (m/m ²)
1	-0.500	17.600	3.000	0.800	0.100	3.284E-03
2	-0.500	17.600	2.000	1.200	0.100	4.5E-03
3	-0.500	17.600	1.000	1.600	0.100	5.4E-03



COORDENADAS (Abscisa respecto del inicio del cable)

Z (m)	0.00	1.71	3.42	5.13	6.84	8.55	10.26	11.97	13.68	15.39	17.10	18.81	20.52	22.23	23.94	25.65	27.36	29.07	30.78	32.49	34.20
Cable	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1	0.753	0.604	0.475	0.364	0.273	0.201	0.148	0.115	0.101	0.100	0.100	0.100	0.101	0.115	0.148	0.201	0.273	0.364	0.475	0.604	0.753
2	1.131	0.910	0.717	0.549	0.408	0.294	0.206	0.144	0.109	0.100	0.100	0.100	0.109	0.144	0.206	0.294	0.408	0.549	0.717	0.910	1.131
3	1.511	1.227	0.975	0.755	0.567	0.410	0.286	0.193	0.132	0.103	0.100	0.103	0.132	0.193	0.286	0.410	0.567	0.755	0.975	1.227	1.511

Trayectoria angular

θ (rad)	0.00	1.71	3.42	5.13	6.84	8.55	10.26	11.97	13.68	15.39	17.10	18.81	20.52	22.23	23.94	25.65	27.36	29.07	30.78	32.49	34.20
Cable	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1	0.09234	0.08120	0.07003	0.05885	0.04765	0.03644	0.02522	0.01399	0.00276	0.00000	0.00000	0.00000	0.00276	0.01399	0.02522	0.03644	0.04765	0.05885	0.07003	0.08120	0.09234
2	0.13567	0.12046	0.10520	0.08989	0.07453	0.05914	0.04373	0.02829	0.01284	0.00000	0.00000	0.00000	0.01284	0.02829	0.04373	0.05914	0.07453	0.08989	0.10520	0.12046	0.13567
3	0.17352	0.15540	0.13718	0.11887	0.10047	0.08201	0.06349	0.04493	0.02634	0.00773	0.00000	0.00773	0.02634	0.04493	0.06349	0.08201	0.10047	0.11887	0.13718	0.15540	0.17352

3. Tensión en los cables despues de perdidas instantáneas

$$F_{pu} = 1860 \text{ Mpa}$$

$$E_p = 200000 \text{ Mpa}$$

$$S_{\text{maxima de gateo/Torón}} = 1423 \text{ Mpa}$$

$$F_{\text{max f 5/8"}} = 199 \text{ KN}$$

$$F_{\text{max f 1/2"}} = 140 \text{ KN}$$

$$\text{Coeficiente de Fricción Lineal} \quad K = 0.0008 \text{ -}$$

$$\text{Coeficiente de Fricción Angular} \quad m = 0.2 \text{ -}$$

$$\text{Penetración de cuña} \quad d = 6 \text{ mm}$$

Cable	Ntoron	A _p (mm ² de un	Fgato MAX KN	Fgato colocada	Fuerza (KN)		Pendiente KN/m
					FCL _{T=0}	FCL _{T=a}	
1	12	140	2390.472	2350.0	2274.74	1879.94	4.28
2	12	140	2390.472	2350.0	2255.12	1860.32	5.39
3	12	140	2390.472	2350.0	2238.11	1843.31	6.36
Total 1er tens	24	3360		56400.0	4529.9	3740.3	
Total 2do tens	12	1680		28200.0	2238.1	1843.3	

TENSION EN LOS CABLES DESPUES DE PERDIDAS POR FRICCION Y CURVATURA

cd Cable	0.00	1.71	3.42	5.13	6.84	8.55	10.26	11.97	13.68	15.39	17.10 C.L.	18.81	20.52	22.23	23.94	25.65	27.36	29.07	30.78	32.49	34.20
1	2347.9	2340.6	2333.2	2325.9	2318.6	2311.3	2304.0	2296.7	2289.4	2282.1	2274.7	2267.4	2260.1	2252.8	2245.5	2238.2	2230.9	2223.6	2216.2	2208.9	2201.6
2	2347.3	2338.1	2328.9	2319.6	2310.4	2301.2	2292.0	2282.8	2273.6	2264.3	2255.1	2245.9	2236.7	2227.5	2218.2	2209.0	2199.8	2190.6	2181.4	2172.1	2162.9
3	2346.8	2336.0	2325.1	2314.2	2303.3	2292.5	2281.6	2270.7	2259.9	2249.0	2238.1	2227.2	2216.4	2205.5	2194.6	2183.8	2172.9	2162.0	2151.1	2140.3	2129.4

Cable	σ_{gato} Mpa	$\sigma_{\text{gatoapoyo fijo}}$ Mpa	Pendiente N/mm ³	X* (m)	Alargamiento mm
1	1400.1	1307.9	0.002618	21.41	238.3
2	1400.4	1296.3	0.002959	20.14	237.3
3	1400.7	1286.1	0.003255	19.20	236.4

X* = Longitud del cable afectada por la penetración de cuña.:

TENSION EN LOS CABLES DESPUES DE PERDIDAS POR FRICCION Y CURVATURA Y PENETRACION DE CUÑA

F (KN) Cable	0.00	1.71	3.42	5.13	6.84	8.55	10.26	11.97	13.68	15.39	17.10 C.L.	18.81	20.52	22.23	23.94	25.65	27.36	29.07	30.78	32.49	34.20
1	2163.9	2171.7	2179.4	2187.1	2194.9	2202.6	2210.3	2218.0	2225.8	2233.5	2241.2	2248.9	2256.7	2252.8	2245.5	2238.2	2230.9	2223.6	2216.2	2208.9	2201.6
2	2152.1	2159.8	2167.6	2175.4	2183.2	2191.0	2198.8	2206.5	2214.3	2222.1	2229.9	2237.7	2236.7	2227.5	2218.2	2209.0	2199.8	2190.6	2181.4	2172.1	2162.9
3	2142.3	2150.1	2158.0	2165.8	2173.6	2181.5	2189.3	2197.1	2204.9	2212.8	2220.6	2227.2	2216.4	2205.5	2194.6	2183.8	2172.9	2162.0	2151.1	2140.3	2129.4

4. Tensión en los cables despues de perdidas diferidas

Esfuerzos por pérdidas diferidas= 235 Mpa

TENSION EN LOS CABLES DESPUES DE TODAS LAS PERDIDAS

F (KN) Cable	0.00	1.71	3.42	5.13	6.84	8.55	10.26	11.97	13.68	15.39	17.10 C.L.	18.81	20.52	22.23	23.94	25.65	27.36	29.07	30.78	32.49	34.20
1	1769.1	1776.9	1784.6	1792.3	1800.1	1807.8	1815.5	1823.2	1831.0	1838.7	1846.4	1854.1	1861.9	1858.0	1850.7	1843.4	1836.1	1828.8	1821.4	1814.1	1806.8
2	1757.3	1765.0	1772.8	1780.6	1788.4	1796.2	1804.0	1811.7	1819.5	1827.3	1835.1	1842.9	1841.9	1832.7	1823.4	1814.2	1805.0	1795.8	1786.6	1777.3	1768.1
3	1747.5	1755.3	1763.2	1771.0	1778.8	1786.7	1794.5	1802.3	1810.1	1818.0	1825.8	1832.4	1821.6	1810.7	1799.8	1789.0	1778.1	1767.2	1756.3	1745.5	1734.6

5. Esfuerzos por 1er tensionamiento en sección simple

ITEM	Absc (m)	0.00	1.71	3.42	5.13	6.84	8.55	10.26	11.97	13.68	15.39	17.10 C.L.	18.81	20.52	22.23	23.94	25.65	27.36	29.07	30.78	32.49	34.20
F total t=0 (KN)		4316.01	4331.52	4347.03	4362.54	4378.05	4393.56	4409.06	4424.57	4440.08	4455.59	4471.10	4486.61	4493.36	4480.27	4463.74	4447.21	4430.67	4414.14	4397.61	4381.08	4364.55
F total t=3 (KN)		3526.41	3541.92	3557.43	3572.94	3588.45	3603.96	3619.46	3634.97	3650.48	3665.99	3681.50	3697.01	3703.76	3690.67	3674.14	3657.61	3641.07	3624.54	3608.01	3591.48	3574.95
d p (mm)		941.75	757.27	595.60	456.76	340.74	247.54	177.15	129.59	104.85	100.00	100.00	104.85	129.59	177.15	247.54	340.74	456.76	595.60	757.27	941.75	
e (mm)		84.83	269.31	430.97	569.81	685.83	779.04	849.42	896.98	921.73	926.57	926.57	926.57	921.73	896.98	849.42	779.04	685.83	569.81	430.97	269.31	84.83
M F total t=0 (KN-m)		366.11	1166.51	1873.44	2485.82	3002.61	3422.74	3745.14	3968.77	4092.54	4128.43	4142.80	4157.17	4141.65	4018.72	3791.58	3464.53	3038.71	2515.23	1895.24	1179.86	370.23
M F total t=a (KN-m)		299.13	953.87	1533.14	2035.90	2461.08	2807.61	3074.44	3260.51	3364.75	3396.81	3411.18	3425.55	3413.85	3310.46	3120.88	2849.41	2497.17	2065.31	1554.94	967.21	303.25
σ^t t=0 (MPa)		-5.63	-3.29	-1.23	0.56	2.06	3.28	4.20	4.84	5.18	5.26	5.28	5.30	5.24	4.90	4.25	3.32	2.08	0.56	-1.24	-3.33	-5.69
σ_b t=0 (MPa)		-8.14	-11.30	-14.09	-16.52	-18.57	-20.24	-21.52	-22.42	-22.93	-23.10	-23.18	-23.26	-23.21	-22.71	-21.79	-20.48	-18.79	-16.71	-14.26	-11.43	-8.23
σ^t t=a (MPa)		-4.60	-2.69	-1.00	0.46	1.69	2.69	3.45	3.98	4.26	4.33	4.35	4.37	4.32	4.04	3.50	2.73	1.71	0.46	-1.02	-2.73	-4.66
σ_b t=a (MPa)		-6.65	-9.24	-11.53	-13.53	-15.22	-16.60	-17.67	-18.42	-18.85	-19.00	-19.09	-19.17	-19.13	-18.70	-17.94	-16.85	-15.44	-13.72	-11.70	-9.37	-6.74

6. Esfuerzos por 2do tensionamiento en sección compuesta

ITEM \ Absc(m)	0.00	1.71	3.42	5.13	6.84	8.55	10.26	11.97	13.68	15.39	17.10	18.81	20.52	22.23	23.94	25.65	27.36	29.07	30.78	32.49	34.20	
F total t=0 (KN)	2142.31	2150.14	2157.97	2165.79	2173.62	2181.45	2189.28	2197.11	2204.94	2212.77	2220.59	2227.24	2235.07	2242.90	2250.73	2258.56	2266.39	2274.22	2282.05	2289.88	2297.71	2305.54
F total t=a (KN)	1747.51	1755.34	1763.17	1770.99	1778.82	1786.65	1794.48	1802.31	1810.14	1817.97	1825.79	1832.44	1839.29	1846.14	1853.00	1859.85	1866.70	1873.55	1880.40	1887.25	1894.10	1900.95
d p (mm)	1511.00	1227.19	975.21	755.07	566.76	410.29	285.65	192.85	131.88	102.74	100.00	102.74	131.88	192.85	285.65	410.29	566.76	755.07	975.21	1227.19	1511.00	
e (mm)	-87.25	196.56	448.54	668.68	856.99	1013.46	1138.10	1230.90	1291.87	1321.01	1323.75	1321.01	1291.87	1230.90	1138.10	1013.46	856.99	668.68	448.54	196.56	-87.25	
M F total t=0 (KN-m)	-186.92	422.63	967.93	1448.22	1862.76	2210.81	2491.61	2704.42	2848.49	2923.08	2939.51	2942.20	2863.26	2714.75	2497.70	2213.15	1862.13	1445.69	964.87	420.69	-185.79	
M F total t=a (KN-m)	-152.47	345.03	790.84	1184.23	1524.43	1810.70	2042.29	2218.46	2338.46	2401.54	2416.89	2420.66	2353.23	2228.79	2048.38	1813.03	1523.79	1181.70	787.78	343.09	-151.34	
σ^t t=0 (MPa)	-2.04	-1.32	-0.68	-0.12	0.36	0.77	1.09	1.34	1.50	1.58	1.60	1.59	1.51	1.34	1.10	0.77	0.36	-0.12	-0.68	-1.32	-2.02	
σ^t t=a (MPa)	-1.96	-1.50	-1.08	-0.72	-0.40	-0.14	0.07	0.23	0.33	0.38	0.39	0.39	0.33	0.23	0.07	-0.14	-0.40	-0.72	-1.08	-1.49	-1.95	
σ_b t=0 (MPa)	-1.27	-3.06	-4.66	-6.07	-7.29	-8.31	-9.14	-9.77	-10.19	-10.42	-10.47	-10.49	-10.25	-9.80	-9.16	-8.32	-7.28	-6.06	-4.64	-3.04	-1.26	
σ^t t=a (MPa)	-1.66	-1.08	-0.56	-0.10	0.30	0.63	0.90	1.10	1.23	1.30	1.31	1.31	1.24	1.10	0.90	0.63	0.30	-0.10	-0.56	-1.07	-1.65	
σ^t t=a (MPa)	-1.60	-1.22	-0.88	-0.59	-0.33	-0.12	0.06	0.19	0.27	0.31	0.32	0.32	0.27	0.19	0.06	-0.12	-0.33	-0.58	-0.88	-1.21	-1.59	
σ_b t=a (MPa)	-1.04	-2.50	-3.81	-4.96	-5.96	-6.81	-7.49	-8.01	-8.37	-8.56	-8.61	-8.63	-8.42	-8.05	-7.51	-6.82	-5.96	-4.95	-3.79	-2.48	-1.03	

7. Acciones externas

ITEM \ Absc(m)	0.00	1.71	3.42	5.13	6.84	8.55	10.26	11.97	13.68	15.39	17.10	18.81	20.52	22.23	23.94	25.65	27.36	29.07	30.78	32.49	34.20	
M _{op} (KN-m)	0.00	429.02	812.88	1151.57	1445.11	1693.49	1896.71	2054.77	2167.67	2235.41	2257.99	2235.41	2167.67	2054.77	1896.71	1693.49	1445.11	1151.57	812.88	429.02	0.00	
M _{pw} (KN-m)	0.00	93.75	177.64	251.66	315.80	370.08	414.49	449.03	473.70	488.51	493.44	488.51	473.70	449.03	414.49	370.08	315.80	251.66	177.64	93.75	0.00	
M _{diaf.en C.L.} (KN-m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
M _{diaf.en L/3} (KN-m)	0.00	53.06	106.12	159.18	212.25	265.31	318.37	353.74	353.74	353.74	353.74	353.74	353.74	353.74	318.37	265.31	212.25	159.18	106.12	53.06	0.00	
M _{diaf} (KN-m)	0.00	53.06	106.12	159.18	212.25	265.31	318.37	353.74	353.74	353.74	353.74	353.74	353.74	353.74	318.37	265.31	212.25	159.18	106.12	53.06	0.00	
M _{dc} (KN-m)	0.00	940.43	1787.46	2541.07	3201.28	3768.09	4241.48	4603.78	4837.30	4977.41	5024.11	4977.41	4837.30	4603.78	4241.48	3768.09	3201.28	2541.07	1787.46	940.43	0.00	
M _(LL+IM) (KN-m)	0.00	691.00	1306.84	1847.52	2313.05	2703.42	3018.63	3258.69	3423.59	3513.33	3527.91	3513.33	3423.59	3258.69	3018.63	2703.42	2313.05	1847.52	1306.84	691.00	0.00	

8. Verificación de esfuerzos en concreto

Tensiones temporales en el momento del gateo (pp)
 $f'ci = 28.00$ Mpa

s compresión < 0.60 f'ci

ITEM \ Absc(m)	0.00	1.71	3.42	5.13	6.84	8.55	10.26	11.97	13.68	15.39	17.10	18.81	20.52	22.23	23.94	25.65	27.36	29.07	30.78	32.49	34.20	
σ^t t=0 (MPa)	-5.63	-4.55	-3.62	-2.84	-2.21	-1.72	-1.40	-1.23	-1.22	-1.34	-1.38	-1.30	-1.16	-1.17	-1.34	-1.68	-2.18	-2.83	-3.64	-4.59	-5.69	
σ_b t=0 (MPa)	-8.14	-9.62	-10.91	-12.01	-12.91	-13.60	-14.09	-14.37	-14.44	-14.34	-14.33	-14.50	-14.72	-14.66	-14.36	-13.85	-13.13	-12.20	-11.07	-9.75	-8.23	

Tensiones temporales en el momento del gateo (pp)

s tracción > 0.00

ITEM \ Absc(m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
σ^t t=0 (MPa)	-5.63	-4.55	-3.62	-2.84	-2.21	-1.72	-1.40	-1.23	-1.22	-1.34	-1.38	-1.30	-1.16	-1.17	-1.34	-1.68	-2.18	-2.83	-3.64	-4.59	-5.69	
σ_b t=0 (MPa)	-8.14	-9.62	-10.91	-12.01	-12.91	-13.60	-14.09	-14.37	-14.44	-14.34	-14.33	-14.50	-14.72	-14.66	-14.36	-13.85	-13.13	-12.20	-11.07	-9.75	-8.23	

Tensiones después de pérdidas en sección simple (DC)
f'c = 35.00 Mpa

s compresión < 0.45 f'c

ITEM \ Absc(m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
$\sigma^t_{t=0}$ (MPa)	-4.60	-5.46	-6.28	-7.04	-7.76	-8.44	-9.07	-9.61	-10.02	-10.36	-10.48	-10.33	-9.96	-9.55	-9.02	-8.40	-7.74	-7.04	-6.29	-5.50	-4.66	
$\sigma_b_{t=0}$ (MPa)	-6.65	-5.56	-4.53	-3.57	-2.68	-1.84	-1.05	-0.39	0.10	0.50	0.60	0.33	-0.18	-0.67	-1.32	-2.08	-2.90	-3.77	-4.70	-5.69	-6.74	

Tensiones después de pérdidas en sección simple (DC)

s tracción > 0.50√f'c

ITEM \ Absc(m)	0.00	1.71	3.42	5.13	6.84	8.55	10.26	11.97	13.68	15.39	17.10	18.81	20.52	22.23	23.94	25.65	27.36	29.07	30.78	32.49	34.20	
$\sigma^t_{t=0}$ (MPa)	-4.60	-5.46	-6.28	-7.04	-7.76	-8.44	-9.07	-9.61	-10.02	-10.36	-10.48	-10.33	-9.96	-9.55	-9.02	-8.40	-7.74	-7.04	-6.29	-5.50	-4.66	
$\sigma_b_{t=0}$ (MPa)	-6.65	-5.56	-4.53	-3.57	-2.68	-1.84	-1.05	-0.39	0.10	0.50	0.60	0.33	-0.18	-0.67	-1.32	-2.08	-2.90	-3.77	-4.70	-5.69	-6.74	

Tensiones en servicio (DC+DW+(LL+IM))
f'c = 35.00 Mpa

s compresión < 0.60 f'c

ITEM \ Absc(m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
$\sigma^t_{t=a}$ (MPa)	-6.20	-5.95	-5.76	-5.62	-5.54	-5.52	-5.57	-5.67	-5.80	-5.98	-6.03	-5.94	-5.74	-5.61	-5.52	-5.48	-5.51	-5.61	-5.77	-5.98	-6.25	
$\sigma^t_{t=a}$ (MPa)	-4.60	-6.07	-7.43	-8.67	-9.79	-10.81	-11.72	-12.48	-13.03	-13.45	-13.59	-13.42	-12.97	-12.42	-11.67	-10.77	-9.77	-8.66	-7.44	-6.11	-4.66	
$\sigma_b_{t=a}$ (MPa)	-7.69	-6.69	-5.78	-4.93	-4.14	-3.41	-2.73	-2.14	-1.69	-1.32	-1.26	-1.55	-2.02	-2.46	-3.01	-3.66	-4.36	-5.11	-5.93	-6.81	-7.77	

Tensiones en servicio (DC+DW+(LL+IM))
f'c = 35.00 Mpa

s tracción > 0.50√f'c

ITEM \ Absc(m)	1.51	1.23	0.98	0.76	0.57	0.41	0.29	0.19	0.13	0.10	0.10	0.13	0.19	0.29	0.41	0.57	0.76	0.98	1.23	1.51	
$\sigma^t_{t=a}$ (MPa)	-6.20	-5.79	-5.45	-5.18	-4.99	-4.88	-4.86	-4.90	-4.99	-5.15	-5.20	-5.11	-4.93	-4.84	-4.81	-4.84	-4.97	-5.17	-5.46	-5.82	-6.25
$\sigma^t_{t=a}$ (MPa)	-4.60	-5.96	-7.22	-8.38	-9.43	-10.39	-11.26	-11.97	-12.50	-12.91	-13.04	-12.87	-12.44	-11.91	-11.20	-10.35	-9.41	-8.37	-7.24	-6.00	-4.66
$\sigma_b_{t=a}$ (MPa)	-7.69	-7.10	-6.54	-6.01	-5.49	-4.99	-4.49	-4.04	-3.69	-3.37	-3.32	-3.60	-4.02	-4.36	-4.78	-5.24	-5.71	-6.19	-6.69	-7.21	-7.77

9. Revisión flexión bajo estado límite de Resistencia.

Cálculo de momento resistente para sección con torones adheridos

$$M_n = A_p s f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_y \left(\frac{a}{2} - d'_s \right) + 0.85 \beta_1 f'_c (b - b_w) h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right)$$

$$C = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y - 0.85 \beta_1 f'_c (b - b_w) h_f}{0.85 \beta_1 f'_c b_w + k A_{ps} f_{pu} / d_p}$$

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

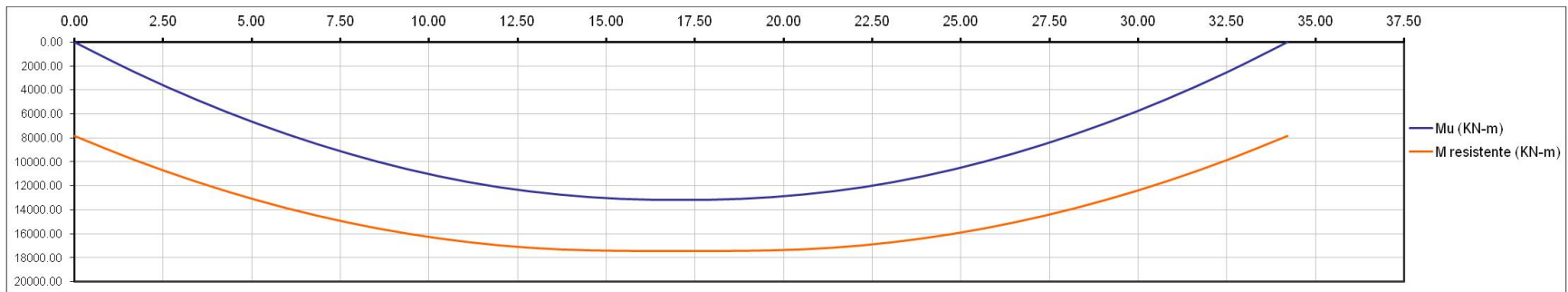
Geometría

b efectivo = 2683.28 mm
 b_w = 190.0 mm
 h = 2000.0 mm
 h_f = 200.0 mm
 d' = 50 mm
 d_s = 1950.0 mm

Materiales

$b1$ = 0.8 -
 f'_c = 35 MPa
 f_y = 420.0 Mpa
 f_{pu} = 1860 Mpa
 f_{py}/f_{pu} = 0.9 -
 K = 0.28 -

ITEM	Absc(m)	0.00	1.71	3.42	5.13	6.84	8.55	10.26	11.97	13.68	15.39	17.10	18.81	20.52	22.23	23.94	25.65	27.36	29.07	30.78	32.49	34.20
Mu (KN-m)		0.00	2525.42	4787.74	6786.99	8523.14	9996.21	11206.19	12130.98	12748.46	13102.85	13194.16	13102.85	12748.46	12130.98	11206.19	9996.21	8523.14	6786.99	4787.74	2525.42	0.00
d'_p (mm)		1131.5	913.9	722.1	556.2	416.1	301.8	213.3	150.7	113.9	100.9	100.0	100.9	113.9	150.7	213.3	301.8	416.1	556.2	722.1	913.9	1131.5
d_s (mm)		868.50	1086.09	1277.86	1443.80	1583.92	1698.21	1786.68	1849.32	1886.14	1899.09	1900.00	1899.09	1886.14	1849.32	1786.68	1698.21	1583.92	1443.80	1277.86	1086.09	868.50
A_s (mm ²)		762.00	762.00	762.00	762.00	762.00	762.00	762.00	762.00	762.00	762.00	762.00	762.00	762.00	762.00	762.00	762.00	762.00	762.00	762.00	762.00	762.00
A_{es} (mm ²)		5040.00	5040.00	5040.00	5040.00	5040.00	5040.00	5040.00	5040.00	5040.00	5040.00	5040.00	5040.00	5040.00	5040.00	5040.00	5040.00	5040.00	5040.00	5040.00	5040.00	5040.00
C sección T (mm)		-288.11	-313.25	-330.53	-342.84	-351.76	-358.22	-362.80	-365.84	-367.55	-368.14	-368.19	-368.14	-367.55	-365.84	-362.80	-358.22	-351.76	-342.84	-330.53	-313.25	-288.11
C sección Rect (mm)		144.94	146.27	147.07	147.60	147.96	148.22	148.39	148.50	148.57	148.59	148.59	148.59	148.57	148.50	148.39	148.22	147.96	147.60	147.07	146.27	144.94
Comportamiento		RECT.	RECT.	RECT.	RECT.	RECT.	RECT.	RECT.	RECT.	RECT.	RECT.	RECT.	RECT.	RECT.	RECT.	RECT.	RECT.	RECT.	RECT.	RECT.	RECT.	RECT.
C (mm)		144.94	146.27	147.07	147.60	147.96	148.22	148.39	148.50	148.57	148.59	148.59	148.59	148.57	148.50	148.39	148.22	147.96	147.60	147.07	146.27	144.94
f_{es} (Mpa)		1773.08	1789.86	1800.06	1806.76	1811.35	1814.55	1816.75	1818.18	1818.98	1819.25	1819.27	1819.25	1818.98	1818.18	1816.75	1814.55	1811.35	1806.76	1800.06	1789.86	1773.08
Φ		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
ΦMn (KN-m)		7819.97	9839.02	11622.04	13166.61	14471.65	15536.60	16361.14	16945.09	17288.34	17409.01	17417.54	17409.01	17288.34	16945.09	16361.14	15536.60	14471.65	13166.61	11622.04	9839.02	7819.97



Se debe revisar que la sección no sobrepase el límite máximo de refuerzo para que garantizar su ductilidad:

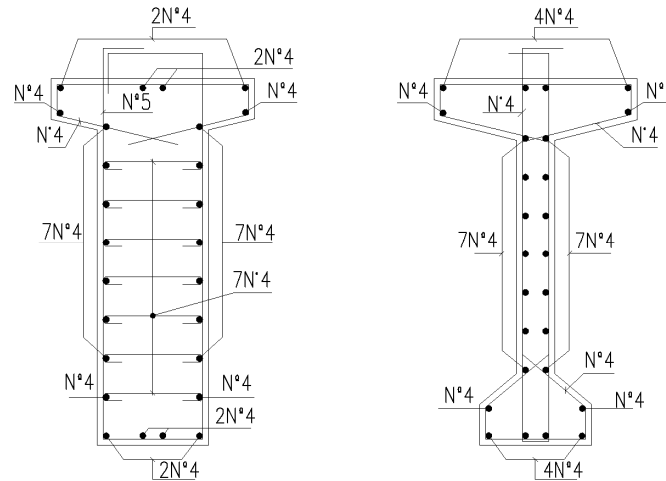
10.Revisión de ductilidad

ITEM \ Absc(m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
d_e (mm)	905.90	1115.69	1300.76	1460.99	1596.32	1706.72	1792.20	1852.72	1888.30	1900.80	1901.69	1900.80	1888.30	1852.72	1792.20	1706.72	1596.32	1460.99	1300.76	1115.69	905.90	
c/de	0.16	0.13	0.11	0.10	0.09	0.09	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.09	0.09	0.10	0.11	0.13	0.16	
Ref Máximo	cumple	cumple	cumple	cumple	cumple	cumple	cumple	cumple	cumple	cumple	cumple	cumple	cumple	cumple	cumple	cumple	cumple	cumple	cumple	cumple	cumple	cumple

Cuando la profundidad efectiva de la viga d_e sobrepasa los $900mm$, se debe asignar refuerzo superficial, cuya separación no podrá ser mayor de $d_e/6$ ni $300mm$ y la cuantía está dada por:

$$A_{sk} = 0.001(d_e - 760) \leq \frac{A_s + A_{sp}}{1200}$$

$$A_{sk} = 0.001(1901.69 - 760) = 1.14 \frac{mm^2}{mm} \leq \frac{5548}{1200} = 4.62 \frac{mm^2}{mm}$$



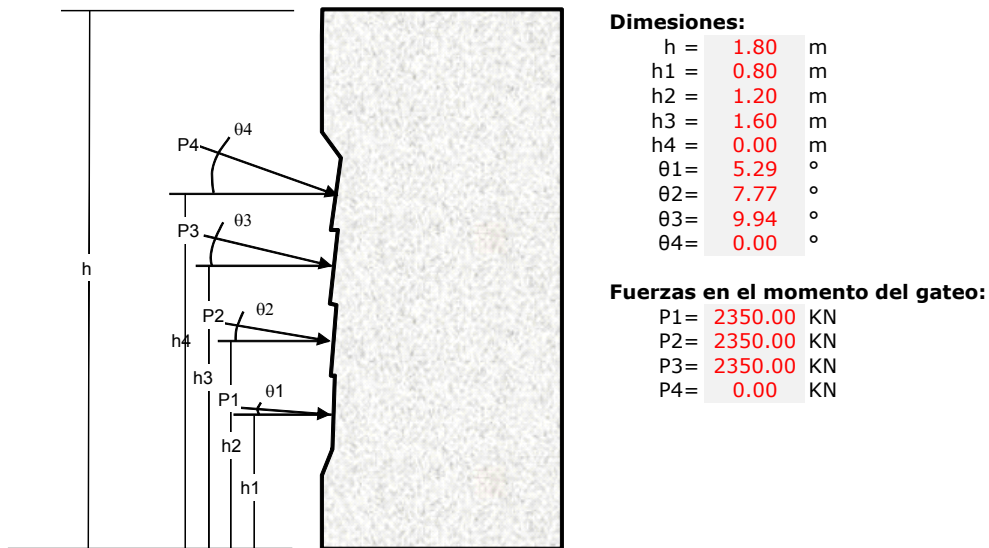
DISEÑO DE LA ZONA DE ANCLAJE

1. Criterio general de diseño del LRFD

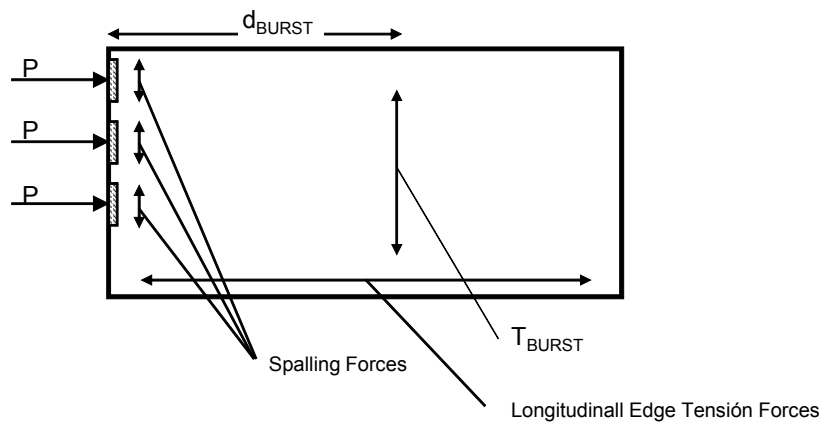
$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n$$

- h = Factor modificador relativo a la ductilidad, redundancia e importancia operacional
 g_i = Factor de carga
 Q_i = Efecto de la fuerza
 Φ = Factor de resistencia
 R_n = Resistencia Nominal

2. Análisis de la zona general.

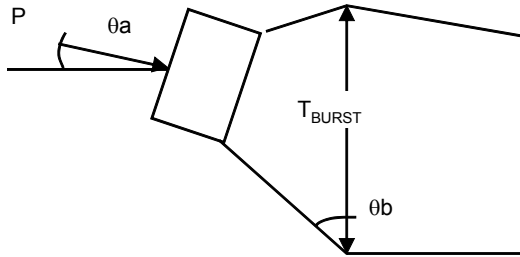


2.1 Determinación de acciones de diseño



2.1.1 "T_{BURST}"

Tomando la fuerza resultante de los anclajes aplicada en su centroide



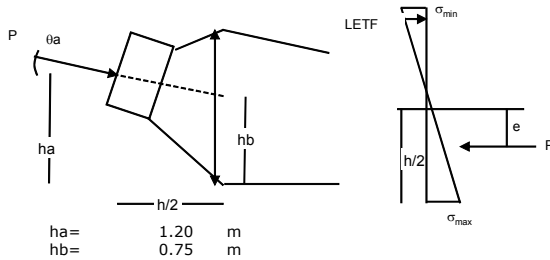
Asumiendo que las bielas de compresión se dispersan a un ángulo de 26.57° Respecto de la línea de acción de la carga P

$$\begin{aligned} \theta_a &= 7.67^\circ \\ \theta_b &= 55.76^\circ \\ P/2 &= 3525.00 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$T_{BURST} = 1983.21 \text{ KN}$$

2.1.2 "Longitudinal Edge Tensión Forces"

Se calcularán en una sección a una distancia h/2 de la cara del dispositivo de anclaje



$$\begin{aligned} e &= 0.15 \text{ m} \\ \sigma_{max} &= 2627.83 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{min} &= 875.19 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Longitudinal Edge Tensión Forces} = 0.00 \text{ KN}$$

2.1.3 "Spalling Forces"

Menor entre :

$$\begin{aligned} 2\% \text{ De la fuerza en el momento del anclaje} &= 141 \text{ KN} \\ \text{Longitudinal Edge Tensión Forces} &= 0.00 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\text{Spalling Forces} = 141.00 \text{ KN}$$

2.2 Determinación de armadura

Parámetros de diseño:

$h_D =$	1.00	Factor modificador debido a ductilidad
$h_R =$	1.00	Factor modificador debido a redundancia
$h_I =$	1.00	Factor modificador debido a Importancia Operacional
$h =$	1	
$\Phi =$	1.00	Para tensión en el acero en zonas de anclaje
$g_i =$	1.20	Factor de carga
$R_n =$	420.00	Resistencia nominal (Mpa)

"Bursting reinforcement"

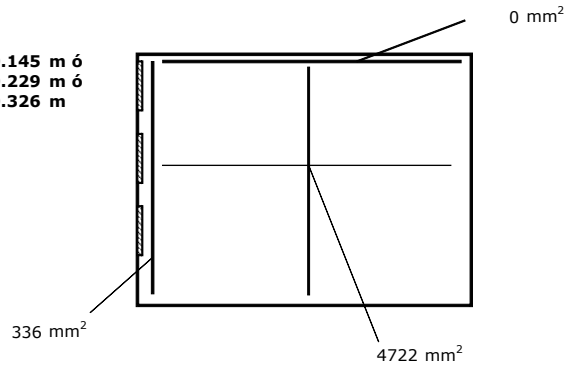
A_s =	4722	mm²		
Colocar	19	cercos Φ 1/2" a	0.145 m ó	
Colocar	12	cercos Φ 5/8" a	0.229 m ó	
Colocar	9	cercos Φ 3/4" a	0.326 m	

"Longitudinal Edge Tensión Reinforcement"

A_s =	0	mm²		
Colocar	0	barras Φ 5/8"		
Colocar	0	barras Φ 3/4"		

"Spalling Reinforcement"

A_s =	336	mm²		
Colocar	3	ramas Φ 1/2"		
Colocar	2	ramas Φ 5/8"		

**3. Análisis de la zona local**Geometría:

Distancia a los bordes de la sección, en sentido horizontal =	0.20	m	a _h =	0.40	Dimensión transversal de la zona local en sentido horizontal (m)
Distancia a los bordes de la sección, en sentido vertical =	0.20	m	a _v =	0.40	Dimensión transversal de la zona local en sentido vertical (m)
Distancia centro a centro de anclajes, en sentido horizontal=	0.40	m			
Distancia centro a centro de anclajes, en sentido vertical=	0.45	m			
Dimensión transversal de la platina, en sentido horizontal =	0.25	m			
Dimensión transversal de la platina, en sentido vertical =	0.25	m			
Fuerza en el dispositivo de anclaje =	2350.00	KN			

Parámetros de diseño:

h _D =	1.00	Factor modificador debido a ductilidad
h _R =	1.00	Factor modificador debido a redundancia
h _I =	1.00	Factor modificador debido a Importancia Operacional
h=	1	
f=	1.00	Para tensión en el acero en zonas de anclaje
f=	0.80	Para compresión en zonas de anclaje (Concreto de densidad normal)
g _i =	1.20	Factor de carga
R _n =	420.00	Resistencia nominal del acero(Mpa)
f'ci =	35.00	Resistencia del concreto en el momento del anclaje (Mpa)

3.1 Verificación de compresiones en el concreto

σ actuante=	14.69	Mpa
0.7 Φ f'ci=	19.60	Mpa

$$\sigma_{actuante} \leq 0.7\phi f'ci \quad \text{Vo Bo esfuerzos en el concreto}$$

3.2 Determinación de armadura :

T _h =	220.31	Tracción delante del dispositivo de anclaje en sentido horizontal (KN)
T _v =	220.31	Tracción delante del dispositivo de anclaje en sentido vertical (KN)

A_{sh} =	525	mm²	Armadura en sentido horizontal
Colocar	3	cercos Φ 1/2" a	0.19 m ó
Colocar	4	cercos Φ 3/8" a	0.11 m

A_{sv} =	525	mm²	Armadura en sentido vertical
Colocar	3	cercos Φ 1/2" a	0.19 m ó
Colocar	4	cercos Φ 3/8" a	0.11 m

RESISTENCIA A CORTANTE

A continuación se muestra el cortante máximo por la superposición de las cargas vivas y muertas en la viga. La distancia "x" es medida desde el eje trasero del tren de cargas hasta el apoyo izquierdo, y el valor mostrado de cortante es en el apoyo:

CORTANTE

ABSCISA	RESUMEN		
	x (m)	V _{ULT} (kN)	V ^{MUERTA} (kN)
0.00	1735.98	808.16	927.82
1.71	1596.37	731.22	865.14
3.42	1456.75	654.29	802.46
5.13	1317.13	577.35	739.78
6.84	1177.52	500.41	677.10
8.55	1037.90	423.48	614.42
10.26	898.28	346.54	551.74
11.97	719.88	230.81	489.06
13.68	580.26	153.87	426.39
15.39	440.64	76.94	363.71
17.10	301.03	0.00	301.03
18.81	440.64	76.94	363.71
20.52	580.26	153.87	426.39
22.23	719.88	230.81	489.06
23.94	898.28	346.54	551.74
25.65	1037.90	423.48	614.42
27.36	1177.52	500.41	677.10
29.07	1317.13	577.35	739.78
30.78	1456.75	654.29	802.46
32.49	1596.37	731.22	865.14
34.20	1735.98	808.16	927.82

f _c (MPa)	35
f _y (MPa)	420
f _{pu} (MPa)	1860
E _c (MPa)	28397
E _s (MPa)	200000
E _p (MPa)	195000
Φ _{cortante}	0.9
Φ _{flexion}	1
Φ _{axial}	1

V _u (Ton)	174.047
M _u (Ton-m)	1323.256
T _u (Ton-m)	0
N _u (Ton)	0

	APOYO
Tipo de sección	Otra
Vu (N)	1740470.00
Mu (N-mm)	13232560000
Tu (N-mm)	0.00
Nu (N)	0.00
Vp (N)	0.00
Aps (mm ²)	5040.00
h (mm)	2000.00
t (mm)	550.00
b (mm)	550.00
d' (mm)	50.00
d" (mm)	50.00
As (mm ²)	3175.00
s (mm)	100.00
A _{transversal} (mm ²)	254.00
A _{mínima} (mm ²)	64.30
Ac (mm ²)	1238749.76
fpc (Mpa)	6.26
fps (Mpa)	1773.70
fpo (Mpa)	1302.00
Acp (mm ²)	1626689.54
pc (mm)	9267.87
Aoh (mm ²)	928795.00
ph (mm)	4771.00
0.25f _{Tcr} (N-mm)	256262671
Torsión?	DESPRECIAR
de (mm)	1950.00
dv (mm)	1755.00
n (N/mm ²)	2.00
n / f'c (<0.25)	0.06
e _x *1000 (<1)	0.84
e _x **1000 (<1)	0.84
q (°)	36.40
b	2.23
Vc (N)	1056955.71
Vs (N)	876899.85
Av (mm ²)	87.71
2At (mm ²)	0.00
Av+2At (mm ²)	87.71
Revisión A _{transversal}	OK
Revisión A _{longitudinal}	OK
Revisión Sección	OK
Revisión Sección 2	OK
X (m)	2.13
Vu (Kn)	1740.47
ΦVn (Kn)	3236.75

CORTANTE HORIZONTAL EN LA INTERFASE

CALCULO DEL CORTANTE HORIZONTAL ULTIMO

Momento de Inercia de la sección compuesta	$I_c := 0.487056\text{m}^4$
Cortante vertical debido a DD, DC, LL+IM	$V_u := 1740.47\text{kN}$
Ancho efectivo de la losa	$b_{ef} := 2.680\text{m}$
Espesor de la losa	$t_l := 0.2\text{m}$
Altura efectiva de la sección	$d_e := 1.90169\text{m}$

$$Q := b_{ef} \cdot t_l \cdot \left(d_e - \frac{t_l}{2} \right) = 0.97 \cdot \text{m}^3$$

$$V_{uh} := \frac{V_u \cdot Q}{I_c} \cdot 1\text{m} = 3450.9 \cdot \text{kN}$$

CALCULO DEL CORTANTE HORIZONTAL RESISTENTE

Area de concreto que trabaja en la interfase por metro de longitud	$A_{cv} := 560000\text{mm}$
Area de refuerzo a cortante que atraviesa el plano de corte (por metro de longitud)	$A_{vf} := 2304\text{mm}^2$
Esfuerzo de fluencia del acero	$f_y := 420\text{MPa}$
Resistencia a compresión del concreto	$f_c := 28\text{MPa}$
Fuerza de compresión permanente que actúa en el plano de corte	$P_c := 35540000\text{N}$
Factor de Cohesión	$c_ := 0.70\text{MPa}$
Factor de Fricción	$\mu := 1.0$
Ancho del ala superior	$b_v := 1000\text{mm}$

$$V_n := c_ \cdot A_{cv} + \mu \cdot (A_{vf} \cdot f_y + P_c) = 36899.68 \cdot \text{kN}$$

$$\text{if} \left(A_{vf} \geq \frac{0.35 b_v}{f_y} \cdot 1 \frac{\text{N}}{\text{mm}}, \text{"CUMPLE"} , \text{"NO CUMPLE"} \right) = \text{"CUMPLE"}$$

$$\text{if} (V_n \geq V_{uh}, \text{"CUMPLE"} , \text{"CAMBIAR } A_{vf}) = \text{"CUMPLE"}$$

CÁLCULO DE LA LOSA

Según AASHTO LRFD 2005, la altura mínima del tablero para no calcular las deflexiones es:

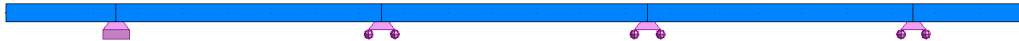
Se utilizará una losa de 200mm de espesor continuo en toda su longitud.

El esquema estructural de la losa consiste en un elemento continuo soportado por 4 apoyos, con voladizos en sus extremos; capaz de transmitir las cargas, superpuestas y las ocasionadas por el tráfico vehicular, a las vigas, y a la vez formar con éstas un diafragma rígido²⁶.

Las cargas que actúan sobre el modelo serán:

- Peso Propio (DC):

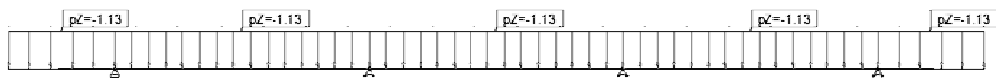
La losa estará construida con concreto de 28MPa y



- Peso de la capa Asfáltica (DW):

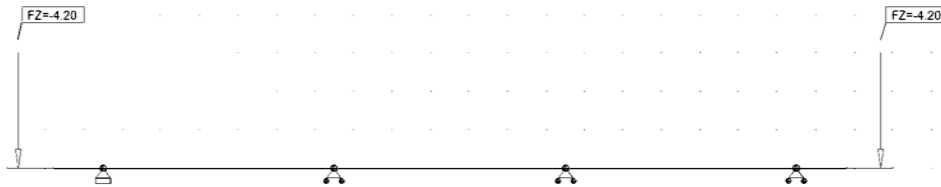
La densidad del material utilizado es , y el espesor es 5cm.

Entonces:



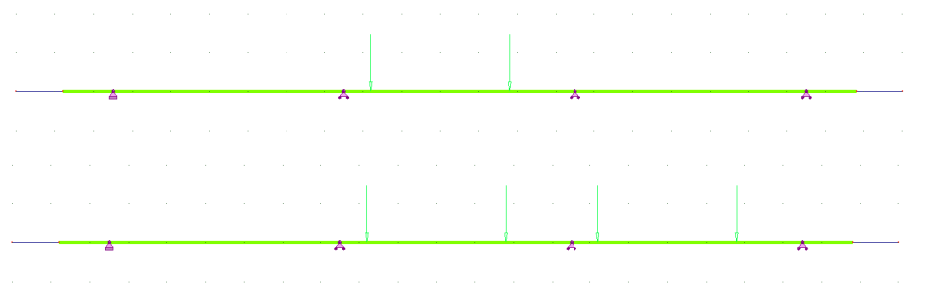
²⁶ Para poder realizar este análisis aproximado de la losa deben cumplirse los requisitos del Art. 9.7.2.4. de AASHTO LRFD Bridge Design Specifications.

- El peso del New Jersey en ambos extremos de la losa (DC):



- Carga Viva (LL+IM):

Las cargas vivas aplicadas serán las cargas puntuales del camión de diseño. Se cargarán dos carriles de diseño, ya que si se utilizara el tercero, los cortantes y momentos serían menores debido a la reducción que se aplica con los factores de presencia múltiple. Adicionalmente, se debe aplicar el incremento por carga dinámica, que en este caso es del 33%.



Realizando el modelo en el programa de análisis estructural ROBOT MILLENNIUM, se obtienen los momentos máximos positivos y negativos para cada caso de carga.

La combinación utilizada es la de estado límite de RESISTENCIA I²⁷. Una vez se aplican las combinaciones, el incremento por carga dinámica y los factores de presencia múltiple para las cargas vivas, se obtienen los siguientes valores de momentos máximos:

²⁷ Ver. tablas **Error! Main Document Only.** y **Error! Main Document Only.**

CASO DE CARGA	DC	DW	LL (1 Carril Cargado)	LL (2 Carriles Cargados)
M+ (KN-m/m)	3.49	0.64	121.40	103.31
M- (KN-m/m)	10.57	1.32	131.62	113.36

Los momentos por cargas vivas deben ser repartidos en un ancho de distribución de acuerdo al método de las fajas equivalentes²⁸. El ancho de la faja para momentos positivos y negativos está dado por:

$$M^+: 660 + 0.55S$$

$$M^-: 1220 + 0.25S$$

Obteniéndose para M^+ un ancho de 2.31m, y para M^- de 1.97m. A continuación se presentan los momentos últimos para el diseño del refuerzo de la losa:

CASO DE CARGA	DC	DW	LL (1 Carril Cargado)	LL (2 Carriles Cargados)	Mu (KN-m/m)
M+ (KN-m/m)	3.49	0.64	52.55	44.72	56.68
M- (KN-m/m)	10.57	1.32	66.81	57.54	78.70

f'c	280 kg/cm ²
fy	4200 kg/cm ²
f	0.9

Momento	M (kg-m)	b (cm)	d (cm)	ρ	As (cm ²) (Requerido)
M+	5668	100	16.71	0.005657	9.45 N° 5 /c. 20.95 cm
M-	7870	100	12.89	0.014354	18.50 N° 7 /c. 20.97 cm

En la parte inferior del tablero se requiere un refuerzo secundario, denominado refuerzo de distribución, para repartir longitudinalmente la carga de las ruedas de los vehículos sobre el refuerzo principal en la dirección transversal. Esta área de acero es un porcentaje del refuerzo asignado por momento positivo. La armadura se distribuye dependiendo de la ubicación del refuerzo principal con respecto al tráfico²⁹:

- Si el tráfico es perpendicular a la armadura principal:

²⁸ AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2005. Art. 4.6.2.1.3.

²⁹ AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2005. Art. 9.7.3.2.

$$\frac{3840}{\sqrt{Se}} \leq 67\%$$

Se es la separación efectiva entre las vigas, medida desde las caras de almas de vigas adyacentes.

$$Se = 3000mm - 190mm * 2 = 2620$$

$$\frac{3840}{\sqrt{Se}} = 75\%, \text{ entonces se toma } 67\%$$

$$As_{distr} = As_{M+} * 67\% = 990 \text{ mm}^2/m * 67\% = 663.30 \text{ mm}^2/m$$

Se proveerán barras N°5 cada 20cm.

También se debe colocar armadura secundaria para contrarrestar los efectos de la retracción y cambios de temperatura en el elemento³⁰. El área de armadura por temperatura se distribuye en ambas caras por igual, y está dada por:

$$As_{temp} = 0.75 \frac{Ag}{fy}$$

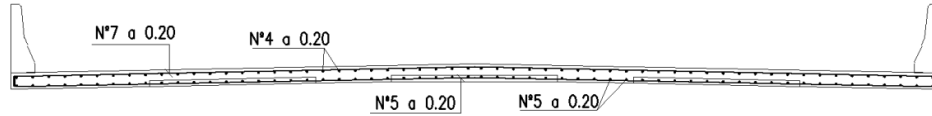
Ag : Area grossa de la sección de la losa

$$As_{temp} = 0.75 \frac{200000mm^2}{420MPa} = 357.14mm^2$$

El área necesaria para cada cara de la losa es $As_{temp}/2$. Ya que la armadura de distribución cumple este requisito en la cara inferior del elemento, sólo es necesario calcular la separación de la armadura en la cara superior de la losa.

Se dispondrá de barras N°4 cada 20cm como refuerzo secundario para la cara superior.

³⁰ AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2005. Art. 5.10.8



CÁLCULO DE APARATOS DE APOYO (NEOPRENOS)

REACCIONES VERTICALES

Las acciones verticales sobre los aparatos de apoyo son las cargas vivas y muertas. A continuación se calculan valores por apoyo:

CARGA VIVA

Factor de rueda para corte

Longitud entre apoyos (L_c)

$$L_c := 34.20\text{m}$$

Separación entre vigas (S_v)

$$S_v := 3.00\text{m}$$

Distancia entre alma exterior de la viga exterior y el borde interior de la barrera

$$de := 0.85\text{m}$$

Un carril de diseño cargado

Dos carriles de diseño cargados

$$\text{Viga interior} \quad g_{ve_1c} := 0.36 + \frac{S_v}{7600\text{mm}} = 0.755 \quad g_{ve_2c} := 0.2 + \frac{S_v}{3600\text{mm}} - \left(\frac{S_v}{10700\text{mm}}\right)^2 = 0.955$$

Viga exterior

N/A

$$e_{vi} := 0.6 + \frac{de}{3000\text{mm}} = 0.883$$

$$g_{vi_2c} := e_{vi} \cdot g_{ve_2c} = 0.843$$

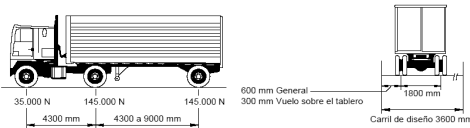
Factor de distribución a cortante máximo

$$g_{vmax} := \max(g_{ve_1c}, g_{ve_2c}, g_{vi_2c}) = 0.955$$

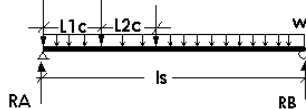
Factor de rueda empleado

$$g_v := g_{vmax} = 0.955$$

Reacción vertical por carga viva máxima sobre apoyo con impacto (LL+IM)



2 P1 2 P2 2 P3



$$L_s := L_c = 34.2\text{m} \quad P1 := 72.5\text{kN}$$

$$L1c := 4.3\text{m} \quad P2 := P1 = 72.5\text{kN}$$

$$L2c := 4.3\text{m} \quad P3 := 17.5\text{kN}$$

$$w := 9.3 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$R_a := \frac{P1 \cdot L_s + P2 \cdot (L_s - L1c) + P3 \cdot (L_s - L1c - L2c) + 0.5 \cdot w \cdot L_s^2}{L_s} = 308.014 \cdot \text{kN}$$

Reacción carga viva máxima por apoyo intermedio

Incremento por carga dinámica

$$IM := 33 \quad Fi := 1 + \frac{IM}{100} = 1.33$$

Reacción total debido a sobrecarga vehicular por apoyo

$$P_{LL_a} := R_a \cdot g_v \cdot Fi$$

$$P_{LL_a} = 391.111 \cdot \text{kN}$$

CARGA MUERTA

Densidad concreto

$$\gamma_c := 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Densidad mezcla bituminosa

$$\gamma_w := 22.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\text{Volumen Total por Viga} = 23.51 \text{ m}^3$$

Viga exterior

Peso viga exterior $DC_{ve} := \gamma_c \cdot v_{ve} \cdot 1 \text{ m}^3 = 564.312 \cdot \text{kN}$

Acción por apoyo $DC_{ve_a} := \frac{DC_{ve}}{2} = 282.156 \cdot \text{kN}$

Peso propio losa

Espesor losa $el_{ve} := 0.20 \text{ m}$

Ancho aferente viga exterior $al_{ve} := 2.75 \text{ m}$

Longitud losa $ll_{ve} := 34.20 \text{ m}$

$$DC_{lve} := el_{ve} \cdot al_{ve} \cdot ll_{ve} \cdot \gamma_c = 451.44 \cdot \text{kN}$$

Acción por apoyo $DC_{lve_a} := \frac{DC_{lve}}{2} = 225.72 \cdot \text{kN}$

Peso propio Barrera exterior

Area Barrera exterior $A_{be} := 0.175 \text{ m}^2$

Longitud barrera exterior $l_{be} := 26.30 \text{ m} - 2 \cdot 0.2 \text{ m} = 25.9 \text{ m}$

$$DC_{be} := A_{be} \cdot l_{be} \cdot \gamma_c = 108.78 \cdot \text{kN}$$

Acción por apoyo $DC_{be_a} := \frac{DC_{be}}{2} = 54.39 \cdot \text{kN}$

Peso propio pavimento

Espesor pavimento $ep_{ve} := 0.05 \text{ m}$

Ancho aferente viga exterior $ap_{ve} := 2.75 \text{ m}$

Longitud losa $lp_{ve} := 34.20 \text{ m}$

$$DW_{pve} := ep_{ve} \cdot ap_{ve} \cdot lp_{ve} \cdot \gamma_w = 105.806 \cdot \text{kN}$$

Acción por apoyo $DC_{pve_a} := \frac{DW_{pve}}{2} = 52.903 \cdot \text{kN}$

Viga interior

Peso propio viga

Peso viga interior

$$DC_{vi} := DC_{ve} = 564.312 \cdot \text{kN}$$

Acción por apoyo

$$DC_{vi_a} := \frac{DC_{vi}}{2} = 282.156 \cdot \text{kN}$$

Peso propio losa

Espesor losa

$$el_{vi} := 0.20\text{m}$$

Ancho aferente viga interior

$$al_{vi} := 3.00\text{m}$$

Longitud losa

$$ll_{vi} := 34.20\text{m}$$

$$DC_{lvi} := el_{vi} \cdot al_{vi} \cdot ll_{vi} \cdot \gamma_c = 492.48 \cdot \text{kN}$$

Acción por apoyo

$$DC_{lvi_a} := \frac{DC_{lvi}}{2} = 246.24 \cdot \text{kN}$$

Peso propio Barrera interior

Area Barrera intermedia

$$A_{bi} := 0\text{m}^2$$

Longitud barrera exterior

$$l_{bi} := 26.30\text{m} - 2 \cdot 0.2\text{m} = 25.9\text{m}$$

$$DC_{bi} := A_{bi} \cdot l_{bi} \cdot \gamma_c = 0 \cdot \text{kN}$$

Acción por apoyo

$$DC_{bi_a} := \frac{DC_{bi}}{2} = 0 \cdot \text{kN}$$

Peso propio pavimento

Espesor pavimento

$$ep_{vi} := 0.05\text{m}$$

Ancho aferente viga interior

$$ap_{vi} := 3.00\text{m}$$

Longitud losa

$$lp_{vi} := 34.20\text{m}$$

$$DW_{pvi} := ep_{vi} \cdot ap_{vi} \cdot lp_{vi} \cdot \gamma_w = 115.425 \cdot \text{kN}$$

Acción por apoyo

$$DC_{pvi_a} := \frac{DW_{pve}}{2} = 52.903 \cdot \text{kN}$$

Reacción total debido a cargas permanente por apoyo

$$P_{Da_ve} := DC_{ve_a} + DC_{lve_a} + DC_{be_a} + DC_{pve_a} = 615.169 \cdot \text{kN}$$

$$P_{Da_vi} := DC_{vi_a} + DC_{lvi_a} + DC_{bi_a} + DC_{pvi_a} = 581.299 \cdot \text{kN}$$

$$P_{Dc_a} := \max(P_{Da_ve}, P_{Da_vi}) = 615.169 \cdot \text{kN}$$

Se tiene entonces que las cargas verticales por apoyo son:

$$DC := DC_{TOT} = 562.266 \text{ kN}$$

$$DW := DW_{TOT} = 52.903 \text{ kN}$$

$$LL_{IM} := LL_{TOT} = 391.111 \text{ kN}$$

REACCIONES HORIZONTALES

Las acciones horizontales se han determinado de acuerdo con los criterios de la normativa utilizada. Se han incluido las acciones reológicas, ambientales, frenado y sismo. A continuación se detalla su cálculo:

RETRACCION DE FRAGUADO (SH)

Deformación unitaria (ϵ_{SH})

El estudio de la deformación se realiza por apoyo

Area de la sección transversal viga (A_c)

$$A_c := 0.64 \text{m}^2$$

Perímetro de la sección en contacto con la atmósfera (u)

$$u := 4.95 \text{m}$$

Longitud viga

$$L_v := 34.20 \text{m}$$

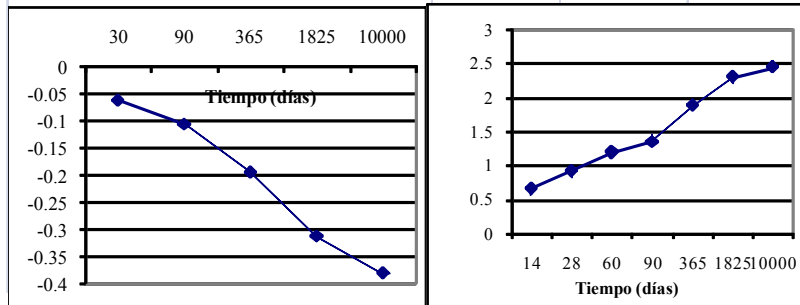
Resistencia a compresión del concreto viga ($f'c$)

$$f'c := 35 \text{MPa}$$

humedad relativa (Hr)

$$Hr := 70$$

CÁLCULO DE RETRACCIÓN DEL HORMIGÓN			
Area de la sección	0.64	m ²	
Perímetro de la sección	4.95	m	
$f'c$	35	MPa	
Humedad Relativa	70	%	
Comienzo retracción	1	días	
Final de retracción	10.000	días	
Retracción final	-0.000362		
Evolución de la retracción del hormigón			
Tiempo (días)	beta, s	eps, cs	eps,cs(mm/m)
14	0.07432	-2.98968E-05	-0.030
30	0.11063	-4.45021E-05	-0.045
90	0.19140	-7.6992E-05	-0.077
365	0.36688	-0.000147576	-0.148
1825	0.66182	-0.000266216	-0.266
10000	0.90019	-0.000362098	-0.362
CÁLCULO DE LA FLUENCIA DEL HORMIGÓN			
Φ_i, HR	1.476		
beta(fcm)	2.562		
Puesta en carga, t_0 , en días	7		
$\Phi_i (t=10000)$	2.354		
Coefficiente de relajación	0.726		
Evolución de la fluencia del hormigón			
Tiempo (días)	beta,c	Φ_{i0}	$\Phi_i (t=10000)$
14	0.255	2.399	0.613
28	0.353	2.399	0.847
60	0.460	2.399	1.103
90	0.519	2.399	1.246
365	0.732	2.399	1.756
1825	0.912	2.399	2.188
10000	0.981	2.399	2.354
Retracción contra tiempo		Coefficiente de fluencia contra tiempo	



Deformación unitaria por retracción

$$\epsilon_{SH} = -0.362$$

Longitud Aferente por rigidez a neopreno

$$Lar := \frac{L_v}{2} = 17.1 \text{ m}$$

Coefficiente de fluencia

$$\phi = 2.354$$

Deformación por retracción en Apoyo (Δ_{SH})

$$\Delta_{SH} := \epsilon_{SH} \cdot 1 \frac{\text{mm}}{\text{m}} \cdot Lar = 6.192 \cdot \text{mm}$$

FLUJO PLÁSTICO (CR)

Deformación unitaria por flujo plastico (ϵ_{CR})

Se estima la deformación para el segundo tensionamiento

Area grossa viga

$$Avg := 0.64 \text{ m}^2$$

Coefficiente de envejecimiento del concreto

$$\chi := 0.85$$

Numero de cables por viga

$$Nc := 1$$

Fuerza efectiva por cable

$$Fec := 2300 \text{ kN}$$

Fuerza efectiva en la viga

$$Fev := Nc \cdot Fec = 2300 \cdot \text{kN}$$

Modulo elasticidad concreto

$$Ec := 4800 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \text{MPa} = 28397.183 \cdot \text{MPa}$$

Esfuerzo medio

$$\sigma\alpha := \frac{Fev}{Avg} = 3.594 \cdot \text{MPa}$$

Deformación unitaria total por fujo plastico en mm/m (ϵ_{SH})

$$\epsilon_{CR} := \left[\frac{\sigma\alpha}{Ec} \cdot (1 + \chi \cdot \phi) \right] = 0.38 \cdot \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

Deformación por flujo plastico en apoyo (Δ_{CR})

$$\Delta_{CR} := \epsilon_{CR} \cdot Lar = 6.494 \cdot \text{mm}$$

VARIACION DE LA TEMPERATURA (TG)

Deformación uniatría por temperatura (ϵ_{TG})

Coefficiente de dilatación termica hormigon

$$\alpha_t := 10.8 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{\text{mm}}{\text{mm} \cdot \Delta^\circ\text{C}}$$

Variación de temperatura

$$\Delta t := 15 \cdot \Delta^\circ\text{C}$$

$$\epsilon_{TG} := \alpha_t \cdot \Delta t = 0.162 \cdot \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

Deformación por temperatura en Apoyo (Δ_{TG})

$$\Delta_{TG} := \epsilon_{TG} \cdot Lar = 2.77 \cdot \text{mm}$$

FUERZA DE FRENADO (BR)

Calculo carga de frenado/arranque por tablero (BF)

A efectos de cálculo de los valores de las cargas vivas (modelo de carga vehicular) se adopta el criterio de la AASTHO LRFD 1998 (HL-93)

Número de carriles de diseño (LRFD 3.6.1.1.1)

Ancho de la calzada entre bordillos $\text{Ancho_calzada} := 10.90\text{m}$

Numero de vigas en el tablero (n_v) $n_v := 4$

$$L_v = 34.2\text{m}$$

$$L_{\text{tablero}} := L_v$$

Factor de presencia multiple (LRFD 3.6.1.1.2) $N^{\circ}\text{calzadas} := \text{ceil}\left(\frac{\text{Ancho_calzada}}{3.6\text{m}}\right) - 1 = 3$

Factor de presencia multiple (fpm) $fpm = 0.85$

Camión de diseño en cada uno de los carriles

Carga total $Ct1 := 325000N \cdot N^{\circ}\text{calzadas} \cdot fpm = 828.75 \cdot \text{kN}$

Carga horizontal de frenado $BF1 := 25\% \cdot Ct1 = 207.188 \cdot \text{kN}$

Para la combinación de línea de carga más camión por carril

Carga total

$$Ct2 := 325000N \cdot N^{\circ}\text{calzadas} \cdot fpm + 9.3 \frac{N}{\text{mm}} \cdot N^{\circ}\text{calzadas} \cdot fpm \cdot L_{\text{tablero}} = 1639.803 \cdot \text{kN}$$

Carga horizontal de frenado $BF2 := 5\% \cdot Ct2 = 81.99 \cdot \text{kN}$

Para la combinación de línea de carga más tandem por carril

Carga

$$Ct3 := 220000N \cdot N^{\circ}\text{calzadas} \cdot fpm + 9.3 \frac{N}{\text{mm}} \cdot N^{\circ}\text{calzadas} \cdot fpm \cdot L_{\text{tablero}} = 1372.053 \cdot \text{kN}$$

Carga horizontal de frenado tablero $BF3 := 5\% \cdot Ct3 = 68.603 \cdot \text{kN}$

$$BF := \max(BF1, BF2, BF3) = 207.188 \cdot \text{kN}$$

Deformación por frenado en Apoyo (Δ_{BF})

$$\Delta_{BF} := \frac{BF}{2n_v \cdot KR} = 5.869 \cdot \text{mm}$$

TOTAL CARGA HORIZONTAL POR APOYO

	Deformación	Rigidez	Fuerza
Flujo (CR)	$\Delta_{CR} = 6.494 \cdot \text{mm}$	$KL = 2206.496 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$CR := \Delta_{CR} \cdot KL = 14.329 \cdot \text{kN}$
Retracción (SH)	$\Delta_{SH} = 6.192 \cdot \text{mm}$		$SH := \Delta_{SH} \cdot KL = 13.662 \cdot \text{kN}$
Temperatura (TG)	$\Delta_{TG} = 2.77 \cdot \text{mm}$		$TG := \Delta_{TG} \cdot KL = 6.112 \cdot \text{kN}$
Frenado (BF)	$\Delta_{BF} = 5.869 \cdot \text{mm}$	$KR = 4412.992 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$BFa := \Delta_{BF} \cdot KR = 25.898 \cdot \text{kN}$
Sismo (EQ)	$\Delta_{EQ} := \text{etn} = 48 \cdot \text{mm}$		$EQ := \Delta_{EQ} \cdot KR = 211.824 \cdot \text{kN}$

Se escoge un neopreno de acuerdo a su resistencia a las cargas verticales, y se comprueba que resiste también los efectos de las cargas horizontales. El neopreno que cumple estas condiciones es un neopreno Tipo B de 300x400x74(48).

DISEÑO DE APARATOS DE APOYO

REACCIONES VERTICALES (KN)

	APOYO 1
1 Carga Muerta (DC)	562.3
2 Pavimento (DW)	52.9
3 Viento en estructura (WS)	0.0
4 Viento en carga viva (WL)	0.0
5 Carga Viva (Max T)	0.0
6 Carga Viva (Max R)	391.1

ROTACIONES (Rad)

	APOYO 1
1 Carga Muerta (DC)	0
2 Pavimento (DW)	0
3 Carga Viva (Max R)	0
4 Flujo Plástico	0

DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES

	APOYO 1	
	d _x (mm)	d _y (mm)
1 Frenaje (BR)	5.9	0.0
2 Viento en estructura (WS)	0.0	0.0
3 Viento en carga viva (WL)	0.0	0.0
4 Centrífuga (CE)	0.0	0.0
5 Temperatura (TU)	2.8	0.0
6 Retracción (SH)	6.2	0.0
7 Flujo Plástico (CR)	6.5	0.0
8 Sismo X	48.0	0.0
9 Sismo Y	0.0	48.0

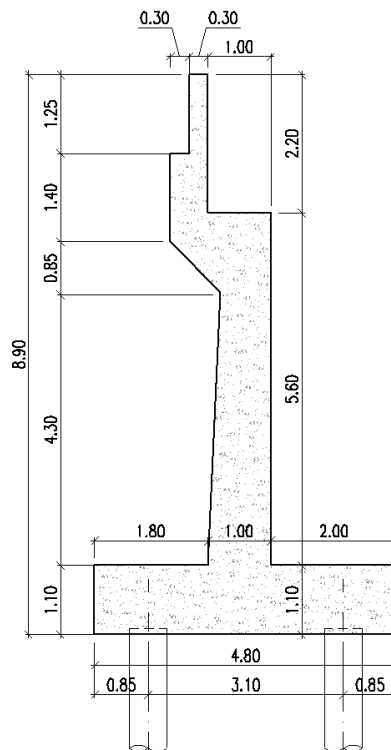
DATOS APARATO DE APOYO 300X400X74(48)

Módulo de corte del elastómero	8.0	Mpa
Espesor 1 capa de elastómero	8	mm
Número de capas de elastómero	6	und
Espesor de lámina de refuerzo	3.00	mm
Número de láminas de refuerzo	7	und
Dimensión paralela a eje de apoyo	300	mm
Dimensión perpendicular a eje de apoyo	400	mm
Area	120000	mm ²
Factor de Forma	10.71428571	

Revisión SERVICE I (AASHTO LRFD)

Esfuerzos máximos:	APOYO 1		σ (Mpa)
	N max=	1006.3	8.4
	N _{LL} =	391.1	3.3
	$\sigma_{max 1}$ (Mpa)=	11.0	Correcto
	$\sigma_{max 2}$ (Mpa)=	56.6	Correcto
Deformación por corte:	APOYO 1		
	D _S (mm)=	21.3	
	D _S max (mm)=	24.0	Correcto
Estabilidad	APOYO 1		
	A	0.194	
	B	0.177	
	2A<B	Revisar bajo 2 condición	
	Tablero libre para traslación horizontal	Correcto	
Tablero fijo para traslación horizontal	Correcto		
Esfuerzos mínimos y rotación:	APOYO 1		s (Mpa)
	N min=	562.3	4.7
	q _{max} (rad) =	0.000000	
	s _{min 1} (Mpa)=	0.0	Correcto
	s _{min 2} (Mpa)=	160.7	Correcto

CÁLCULO DE LA SUBESTRUCTURA



CALCULO DE LOS ESTRIBOS

Empuje suelo (EH)

Altura de suelo activo (h_a) $h_a := hc = 8.9m$

Altura de suelo pasivo (h_p) $h_o := 0m$

$$E_{How} := K_o \cdot \gamma_s \cdot h_o = 0 \cdot MPa \quad E_{Ho} := \frac{1}{2} E_{How} \cdot h_o = 0 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$E_{Haw} := K_a \cdot \gamma_s \cdot h_a = 0.06 \cdot MPa \quad E_{Ha} := \frac{1}{2} E_{Haw} \cdot h_a = 256.34 \cdot \frac{kN}{m}$$

Empuje a considerar

ACTIVO
 PASIVO

$$E_{Hw} := \text{if}(E_{Hw_i} = 1, E_{Ha}, E_{Ho}) = 256.34 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$\text{Brazo} \quad e_{EH} := \text{if}\left(E_{Hw_i} = 1, \frac{h_a}{3}, \frac{h_o}{3}\right) = 2.97m$$

$$\text{Carga} \quad E_{H} := E_{Hw} \cdot l_{ae} = 256.34 \cdot kN$$

El empuje ocasionado por el sismo en el terreno es calculado de acuerdo a la teoría de Mononobe-Okabe³¹, encontrando un coeficiente de empuje dinámico equivalente K_{eq} del suelo de relleno.

Empuje sismo suelo (EQS)

Coefficiente de aceleración $A_a := 0.25$

Coefficiente de aceleración vertical $k_v := 0$

Angulo inclinacion terreno $i := 0^\circ$

Angulo friccion del muro $\delta := 0^\circ$

Angulo de inclinacion trasdos $\beta := 0^\circ$

Angulo de fricción interno del relleno $\phi = 30^\circ$

³¹ Método de Análisis para Cargas Sísmicas en taludes recomendado por el Código Colombiano de Puentes, desarrollado en 1926 por N. Mononobe & S. Okabe.

Segun la teoria de Mononobe-Okabe para empujes sismicos de tierra

$$k_h := \frac{A_a}{2} = 0.13$$

$$\theta := \text{atan}\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right) = 0.12$$

$$K_{ae} := \frac{\cos(\phi - \theta - \beta)^2}{\cos(\theta) \cdot (\cos(\beta))^2 \cdot \cos(\delta_- + \beta + \theta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_-) \cdot \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta_- + \beta + \theta) \cdot \cos(i - \beta)}}\right)^2} = 0.4143$$

$$K_{eq} := K_{ae} - K_a = 0.08$$

$$\text{Sobrecarga } EQ_{Sw} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot h_c^2 \cdot (1 - k_v) \cdot K_{eq} = 65.48 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Brazo } eEQ_s := \frac{2}{3} \cdot h_c = 5.93 \text{ m}$$

$$\text{Carga } EQ_s := EQ_{Sw} \cdot l_{ae} = 65.48 \cdot \text{kN}$$

Aplicando las acciones al estribo, se realiza el análisis de estabilidad y de resistencia. El análisis se realiza con el programa ESTRIBO.EXE, desarrollado por PEDELTA S.L. y se obtienen los siguientes resultados para las diferentes combinaciones de carga:

REACCIONES EN CIMENTACION Y EXCENTRICIDAD RESP. PUNTERA

RU1 <T/m>	EXC1 <m>	92.25	1.73
RU2 <T/m>	EXC2 <m>	85.45	1.76
RU3 <T/m>	EXC3 <m>	78.65	1.91

TENSIONES MAXIMAS EN EL TERRENO

		HIP.1	HIP.2	HIP.3
TENSION EN PUNTERA SMAX <T/M2>	=	35.23	32.11	26.44
TENSION MINIMA EN TALON SMIN <T/M2>	=	3.20	3.49	6.33
LONGITUD DE CONTACTO ZAPATA-SUELO <m>	=	4.80	4.80	4.80

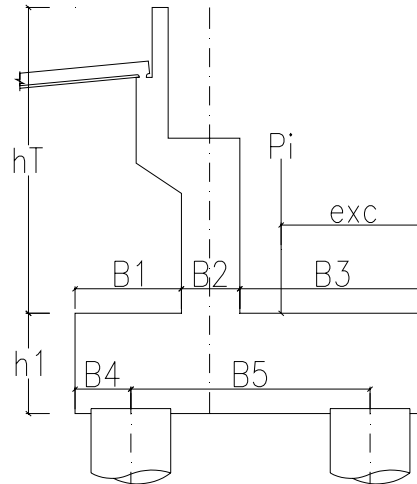
COEFICIENTE DE SEGURIDAD A DESLIZAMIENTO 1	=	1.88
COEFICIENTE DE SEGURIDAD A DESLIZAMIENTO 3	=	1.66

COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL VUELCO	=	2.62
COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL VUELCO	=	2.80
COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL VUELCO	=	2.46

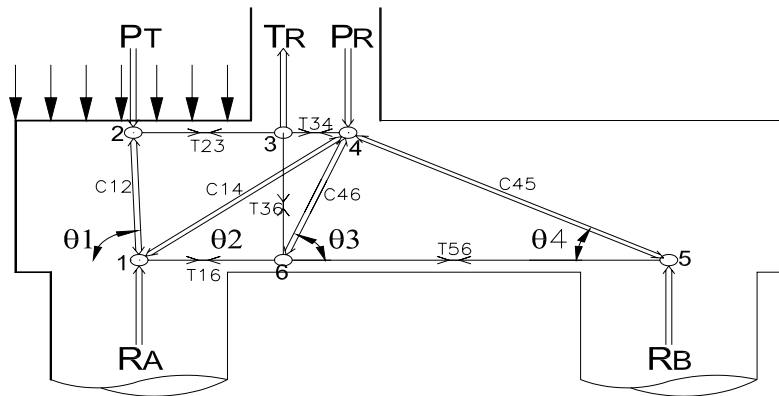
	ZZAP	AXIL	FLECTOR	CORTANTE	ARMADURA	
MURETE		0.94	0.47	0.93	0.0	4.5
APOYO LOSA		3.26	1.97	2.32	0.1	9.0
BASE CARGADERO		42.46	7.30	6.24	0.8	12.0
	4.35	28.86	5.31	5.34		
	3.48	42.46	7.30	6.24	0.8	12.0
	2.61	28.86	5.31	5.34		
	1.74	44.42	15.15	8.76	0.8	12.6
	0.87	30.82	12.11	7.86		
	0.00	46.38	25.58	11.87	0.8	13.2
		32.77	21.48	10.97		
		48.34	39.09	15.57	0.9	13.8
		34.73	33.94	14.66		
		50.29	56.20	19.86	0.9	14.4
		36.69	49.99	18.96		
		52.25	77.43	24.74	0.9	21.7
		38.65	70.17	23.84		
PUNTERA ZAPATA		0.00	59.35	40.09	0.0	21.1
TALON ZAPATA		0.00	-19.60	-14.97	0.0	16.5
		0.00	-19.93	-15.16		

Con la reacción máxima vertical y su excentricidad respecto a la puntera del estribo, se realiza un modelo de bielas y tirantes para hallar el refuerzo necesario en la zapata.

- F.S. = 1.50
- AFERENCIA = 3.35 m
- Pi = 92.25 t/m
- exc = 1.73 m
- B1 = 1.80 m
- B2 = 1.00 m
- B3 = 2.00 m
- B4 = 0.85 m
- B5 = 3.10 m
- h1 = 1.10 m
- hT = 7.80 m
- APT = 14.04 m²
- γ = 2.00 t/m³
- h' = 0.94 m
- aPT = 0.90 m
- e = 0.77
- a = 1.40
- PT = 141.10 t
- P = 463.56 t
- X = 1.72 m
- PR = 1270.19 t
- TR = -947.74 t
- RA = 131.59 t
- RB = 331.97 t



Reaccion de los pilotes



1) calculo de angulos de bielas y tirantes

$$\begin{array}{cccc}
 \theta_1 = -86.94 & \theta_2 = 28.81 & \theta_3 = 61.86 & \theta_4 = 33.74 \\
 \theta_1 = -1.52 & \theta_2 = 0.50 & \theta_3 = 1.08 & \theta_4 = 0.59 \\
 \text{Sen } \theta_1 = -1.00 & \text{Sen } \theta_2 = 0.48 & \text{Sen } \theta_3 = 0.88 & \text{Sen } \theta_4 = 0.56 \\
 \text{Cos } \theta_1 = 0.05 & \text{Cos } \theta_2 = 0.88 & \text{Cos } \theta_3 = 0.47 & \text{Cos } \theta_4 = 0.83
 \end{array}$$

$$\begin{array}{l}
 \text{RA} = 131.59 \text{ ton} \\
 \text{RB} = 331.97 \text{ ton} \\
 \text{PT} = 141.10 \text{ ton} \\
 \text{PR} = 1270.19 \text{ ton} \\
 \text{TR} = 947.74 \text{ ton}
 \end{array}$$

2) Calculo de fuerzas internas

NUDO 2

$$\begin{array}{ll}
 \Sigma \text{FY} \Rightarrow \text{C}_{12} \text{Sen} \theta_1 = \text{PT} & \text{C}_{12} = -141.30 \text{ ton} \\
 \Sigma \text{FX} \Rightarrow \text{T}_{23} = \text{C}_{12} \text{Cos} \theta_1 & \text{T}_{23} = -7.55 \text{ ton}
 \end{array}$$

NUDO 3

$$\begin{array}{ll}
 \Sigma \text{FY} \Rightarrow \text{T}_{36} = \text{TR} & \text{T}_{36} = 947.74 \text{ ton} \\
 \Sigma \text{FX} \Rightarrow \text{T}_{23} = \text{T}_{24} & \text{T}_{34} = -7.55 \text{ ton}
 \end{array}$$

NUDO 5

$$\begin{array}{ll}
 \Sigma \text{FY} \Rightarrow \text{RB} = \text{C}_{45} \text{Sen} \theta_4 & \text{C}_{45} = 597.72 \text{ ton} \\
 \Sigma \text{FX} \Rightarrow \text{T}_{56} = \text{C}_{45} \text{Cos} \theta_4 & \text{T}_{56} = 497.06 \text{ ton}
 \end{array}$$

NUDO 6

$$\begin{array}{ll}
 \Sigma \text{FY} \Rightarrow \text{T}_{36} = \text{C}_{46} \text{Sen} \theta_3 & \text{C}_{46} = 1074.74 \text{ ton} \\
 \text{T}_{56} - \text{T}_{16} = \text{C}_{46} \text{Cos} \theta_3 & \text{T}_{16} = -9.75 \text{ ton}
 \end{array}$$

NUDO 1

$$\begin{array}{ll}
 \Sigma \text{FY} \Rightarrow \text{C}_{12} \text{Sen} \theta_1 + \text{C}_{14} \text{Sen} \theta_2 = \text{RA} & \text{C}_{14} = -19.74 \text{ ton} \\
 \Sigma \text{FX} \Rightarrow \text{T}_{16} = \text{C}_{14} \text{Cos} \theta_2 - \text{C}_{12} \text{Cos} \theta_1 & \text{T}_{16} = -9.75 \text{ ton}
 \end{array}$$

NUDO 4

$$\begin{array}{ll}
 \Sigma \text{FY} \Rightarrow \text{C}_{12} \text{Sen} \theta_1 + \text{C}_{14} \text{Sen} \theta_2 = \text{RA} & \text{C}_{14} = -19.74 \text{ ton} \\
 \Sigma \text{FX} \Rightarrow \text{T}_{16} = \text{C}_{14} \text{Cos} \theta_2 - \text{C}_{12} \text{Cos} \theta_1 & \text{T}_{16} = -9.75 \text{ ton}
 \end{array}$$

3) Dimensionamiento de tirantes inferiores

Datos de entrada

fy (Kg/cm2) = 4200
 ϕ = 0.9
 T (Ton) = 497.06

As req (cm2) = 131.50
 Barra No 8
 Area (cm2) = 5.07

Usar 26 No 8

4) calculo del refuerzo secundario entre tirantes

Datos de entrada

d'(m) = 0.15
 ϕ pilote (m) = 0.8
 D pilotes (m) = 3.35
 Ancho banda (m) = 1.10
 Ancho repart (m) = 2.25
 As min (cm2) = 65.87 Por ancho entre bandas
 As min (cm2/ml) = 29.28
 Barra No 8
 Area (cm2) = 5.07

Usar No 8 @ 0.17

5) refuerzo de repartición superior e inferior transversal

ρ min = 0.0011
 b (cm) = 100
 h (cm) = 110.00
 As req (cm2/m) = 12.1 19
 Barra No 6 19.35
 Area (cm2) = 2.85
 Usar No 6 @ 0.24

6) calculo del refuerzo entre pilotes secundario vertical

C max (ton) = 597.72 en pilotes
 Tmax (Ton) = 179.32
 As req (cm2) = 23.72 Por banda
 Dis entre pilotes (m) = 2.30
 As req (cm2/ml) = 10.31
 Barra No 6
 Area (cm2) = 2.85

Usar No 6 @ 0.20

7) Verificación de la biela a compresión

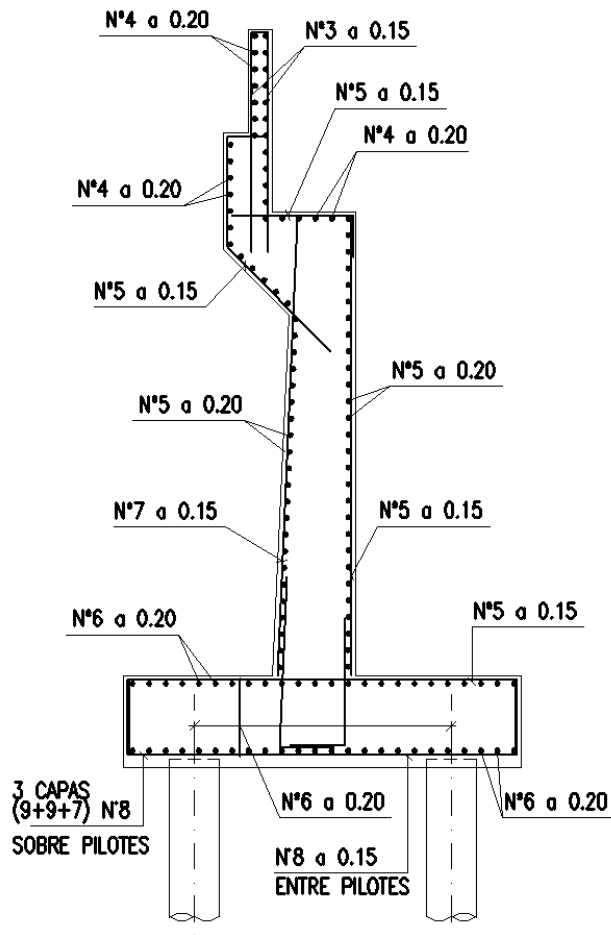
C (Ton) = 597.72
 Es (Ton/m2) = 20000000
 F'c (Ton/m2) = 2100
 ϕ pilote (m) = 0.8
 θ = 33.74
 T (ton) = 497.06
 As (cm2) = 131.74

7.1) calculo del esfuerzo actuante

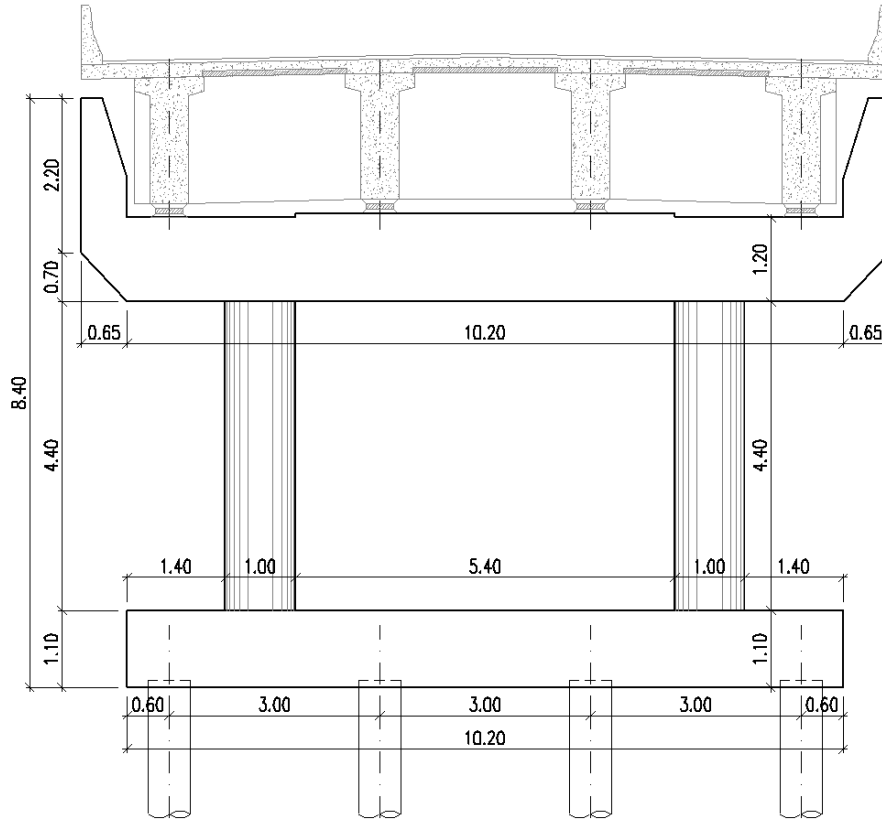
Ap (m2) = 0.5027
 Ac (m2) = 0.91
 σ_c (Ton) = 1189.13

7.2 calculo del esfuerzo resistente del concreto en la biela

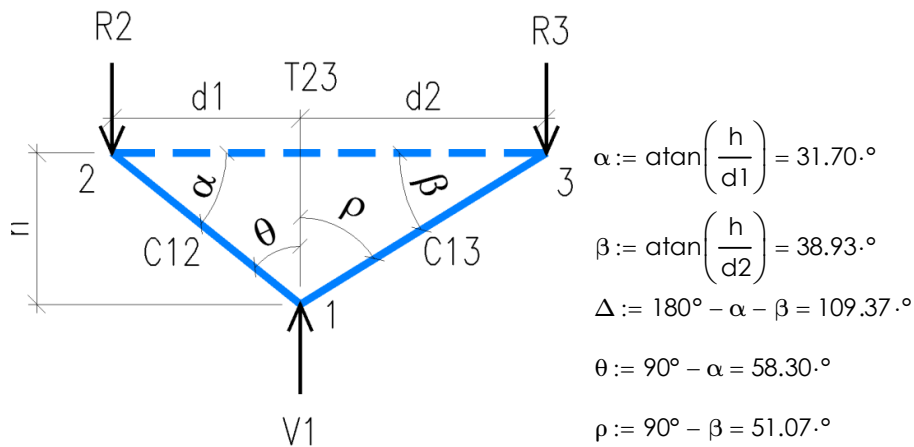
σ_s (Ton/m²) = 3.8
 ϵ_s (mm/mm) = 0.00000019
 ϵ_1 (mm/mm) = 0.004484583
 F_{cu} (Ton/m²) = 1344.10 > 1189.13



CALCULO DEL APOYO INTERMEDIO



MODELO DE BIELAS Y TIRANTES DE LA VIGA CABEZAL



$$f_y := 420 \text{ MPa}$$

$$f_c := 28 \text{ MPa}$$

$$\phi := 0.70$$

$$\text{Recubrimiento superior del refuerzo} \quad \text{Rec}_{\text{sup}} := 0.075 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento inferior} \quad \text{Rec}_{\text{inf}} := 0.075 \text{ m}$$

$$\text{Diámetro del apoyo} \quad \phi a := 1.00 \text{ m}$$

$$\text{Cargas verticales transmitidas por apoyo} \quad V_1 := 2933.26 \text{ kN}$$

$$\text{Ancho biela} \quad bc := 0.50 \text{ m}$$

$$\text{Compresión máxima en el concreto} \quad f_{cu} := 0.85 \cdot f_c = 23.80 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{Ancho de los neoprenos} \quad a_n := 0.40 \text{ m}$$

$$\text{Coef. reducción de resistencia para flexión} \quad \phi_f := 0.90$$

$$d_1 := 1.70 \text{ m}$$

$$d_2 := 1.30 \text{ m}$$

$$h := 1.05 \text{ m}$$

CALCULO DE LAS REACCIONES

$$R_3 := 1466.63 \text{ kN}$$

$$R_2 := 1466.63 \text{ kN}$$

CALCULO DE BIELAS & TIRANTES ANCHO DE BIELAS

$$C_{12} := \frac{R_2}{\sin(\alpha)} = 2790.96 \cdot \text{kN} \quad a_{12} := 2 \cdot \left(\frac{\phi a}{2} \cdot \sin(\alpha) + \text{Rec}_{\text{sup}} \cdot \cos(\alpha) \right) = 0.65 \text{ m}$$

$$T_{23} := C_{12} \cdot \cos(\alpha) = 2374.54 \cdot \text{kN}$$

$$a_{13} := 2 \cdot \left(\frac{\phi a}{2} \cdot \sin(\beta) + \text{Rec}_{\text{sup}} \cdot \cos(\beta) \right) = 0.75 \cdot \text{m}$$

$$a_{21} := 2 \cdot (a_n \cdot \sin(\alpha) + \text{Rec}_{\text{inf}} \cdot \cos(\alpha)) = 0.55 \text{ m}$$

$$C_{13} := \frac{C_{12} \cdot \sin(\theta)}{\sin(\rho)} = 3052.34 \cdot \text{kN}$$

$$a_{31} := 2 \cdot (a_n \cdot \sin(\beta) + \text{Rec}_{\text{inf}} \cdot \cos(\beta)) = 0.62 \text{ m}$$

COMPROBACION NUDOS

Nudo 1

Tipo 1: Nudos Comprimidos regiones de apoyo
Tipo 2: Nudos que anclan frentes en una dirección
Tipo 3: Nudos que anclan frentes en más de una dirección

$$\sigma_{adm1} := \begin{cases} 0.85 \cdot \phi \cdot f_c & \text{if tipo} = 1 \\ 0.75 \cdot \phi \cdot f_c & \text{if tipo} = 2 \\ 0.65 \cdot \phi \cdot f_c & \text{if tipo} = 3 \end{cases}$$

$$\sigma_{adm1} = 16.66 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{12} := \frac{C12}{a'2 \cdot bc} = 8.55 \cdot \text{MPa}$$

if($\sigma_{12} < \sigma_{adm1}$, "CUMPLE", "NO CUMPLE") = "CUMPLE"

$$\sigma_{13} := \frac{C13}{a'3 \cdot bc} = 8.19 \cdot \text{MPa}$$

if($\sigma_{13} \leq \sigma_{adm1}$, "CUMPLE", "NO CUMPLE") = "CUMPLE"

$$\sigma_{1} := \frac{V1}{\phi a \cdot bc} = 5.87 \cdot \text{MPa}$$

if($\sigma_{1} \leq \sigma_{adm1}$, "CUMPLE", "NO CUMPLE") = "CUMPLE"

Nudo 2

Tipo 1: Nudos Comprimidos regiones de apoyo
Tipo 2: Nudos que anclan frentes en una dirección
Tipo 3: Nudos que anclan frentes en más de una dirección

$$\sigma_{adm2} := \begin{cases} 0.85 \cdot \phi \cdot f_c & \text{if Tipo} = 1 \\ 0.75 \cdot \phi \cdot f_c & \text{if Tipo} = 2 \\ 0.65 \cdot \phi \cdot f_c & \text{if Tipo} = 3 \end{cases}$$

$$\sigma_{adm2} = 14.70 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{21} := \frac{C12}{a21 \cdot bc} = 10.19 \cdot \text{MPa}$$

if($\sigma_{21} \leq \sigma_{adm2}$, "CUMPLE", "NO CUMPLE") = "CUMPLE"

$$\sigma_{2} := \frac{R2}{a_n \cdot bc} = 7.33 \cdot \text{MPa}$$

if($\sigma_{2} \leq \sigma_{adm2}$, "CUMPLE", "NO CUMPLE") = "CUMPLE"

Nudo 3

Tipo 1: Nudos Comprimidos regiones de apoyo
Tipo 2: Nudos que anclar tirantes en una dirección
Tipo 3: Nudos que anclar tirantes en más de una dirección

$$\sigma_{adm3} := \begin{cases} 0.85 \cdot \phi \cdot f_c & \text{if } tipo_ = 1 \\ 0.75 \cdot \phi \cdot f_c & \text{if } tipo_ = 2 \\ 0.65 \cdot \phi \cdot f_c & \text{if } tipo_ = 3 \end{cases}$$

$$\sigma_{adm3} = 14.70 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{31} := \frac{C13}{a31 \cdot bc} = 9.86 \cdot \text{MPa}$$

if($\sigma_{31} \leq \sigma_{adm3}$, "CUMPLE", "NO CUMPLE") = "CUMPLE"

$$\sigma_{3} := \frac{R3}{a3 \cdot bc} = 7.33 \cdot \text{MPa}$$

if($\sigma_{3} \leq \sigma_{adm3}$, "CUMPLE", "NO CUMPLE") = "CUMPLE"

CÁLCULO DEL REFUERZO

REFUERZO PRINCIPAL A TRACCION

$$As1 := \frac{T23}{\phi \cdot f_y} = 62.82 \cdot \text{cm}^2$$

Usar barras

Nº7
Nº8
Nº9

TENSION TRANSVERSAL

$$\omega := 45^\circ$$

$$Ttr := 0.30 \max(C12, C13) = 915.70 \cdot \text{kN}$$

$$Ttr_v := Ttr \cdot \sin(\omega) = 647.50 \cdot \text{kN}$$

$$As_tr := \frac{Ttr_v}{\phi \cdot f_y} = 17.13 \cdot \text{cm}^2$$

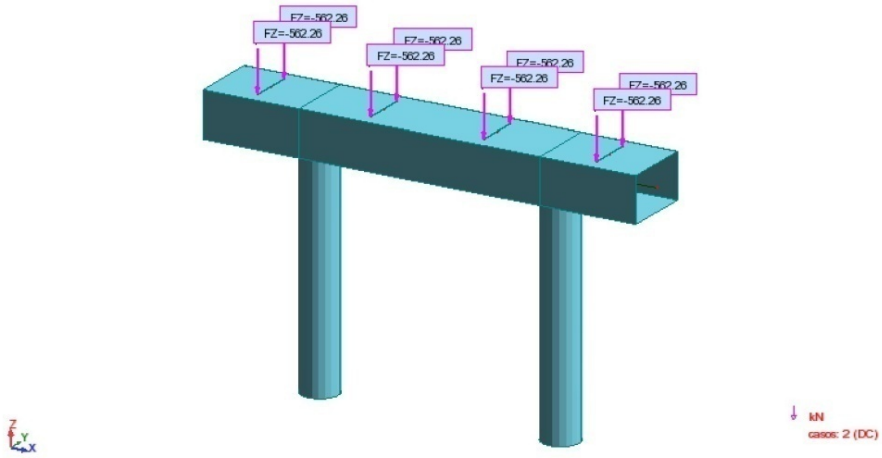
Usar flejes

Nº4
Nº5
Nº6

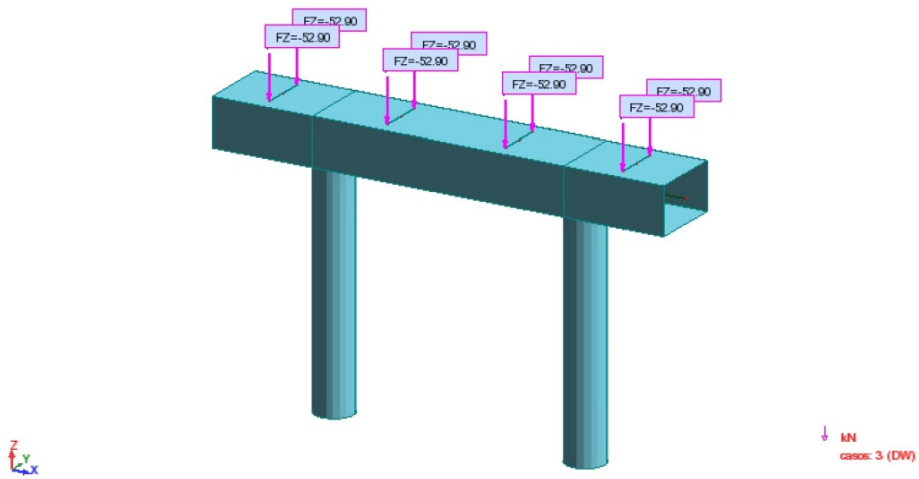
Se utilizarán dos filas de barras Nº8 para el refuerzo longitudinal de la viga cabezal y flejes Nº5 c/0.20m en el sentido transversal.

Las acciones transmitidas a las columnas y la cimentación se encuentran con un modelo de cálculo tridimensional en el programa de análisis ROBOT MILLENNIUM. Al modelo se aplican las cargas verticales y horizontales en la ubicación de los neoprenos.

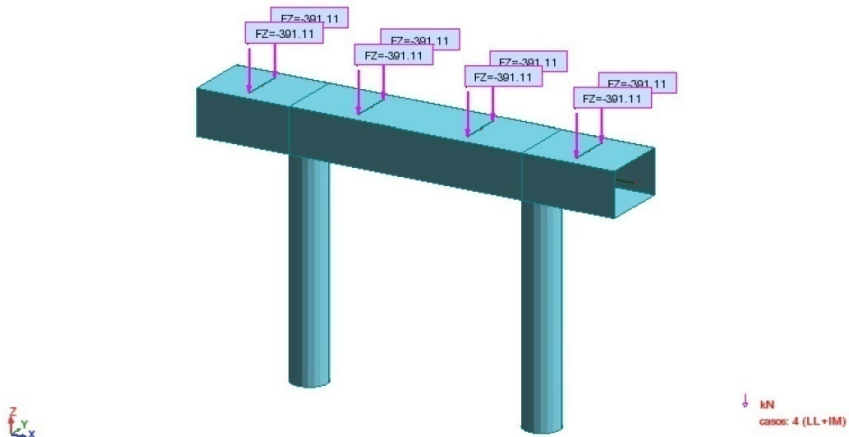
Cargas Muertas



Peso Carpeta Asfáltica



Cargas Vivas



Con los resultados del modelo tridimensional se obtienen las fuerzas de diseño para las columnas y la cimentación.

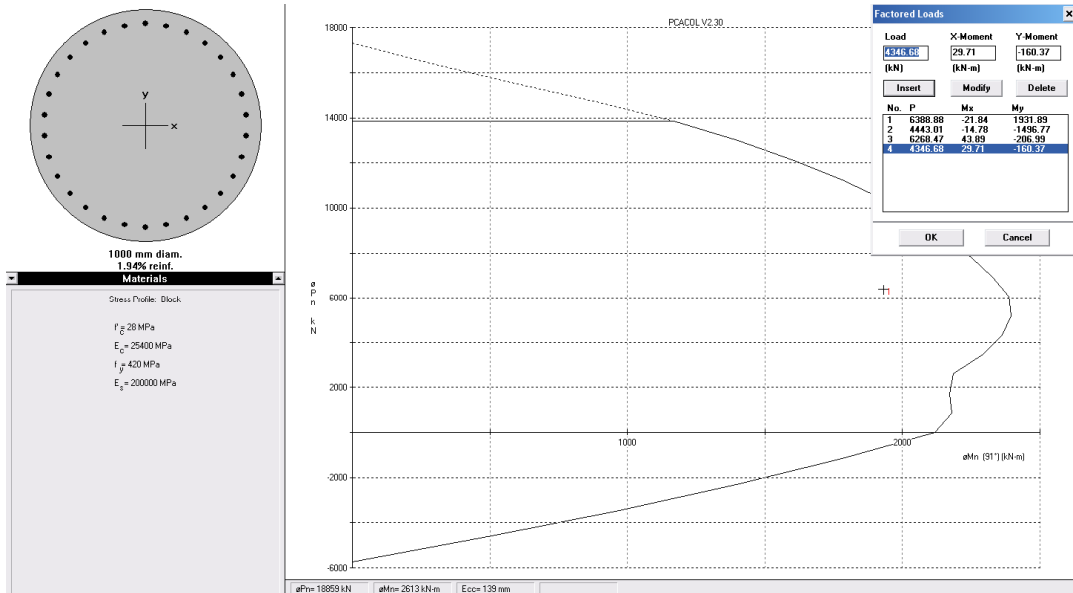
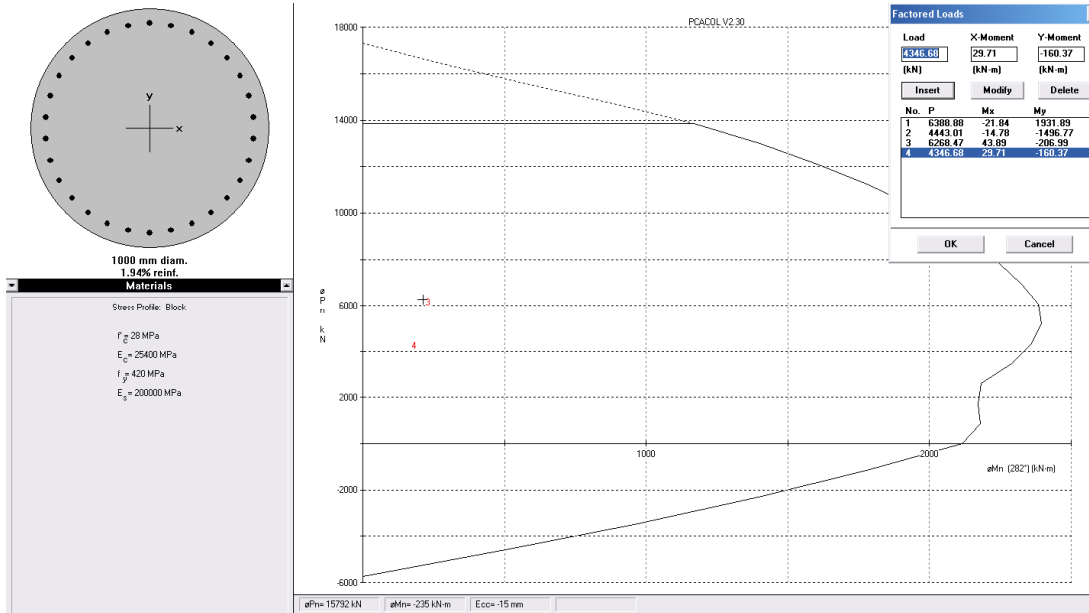
Diseño a Flexión. Apoyo Intermedio – Fuerzas de Diseño para Columnas

Barra/Nudo/Combinación	Axial	Cortante	Cortante	M Torsor	M Flex 1	M flex 2
	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
1/1/12 (C)	6388.88	-344.98	13.14	0.33	-21.84	-1931.89
1/1/13 (C)	4443.01	-267.28	8.90	0.25	-14.78	-1496.77
1/1/14 (C) (CQC)	6571.08	211.35	1489.47	0.43	-1111.31	332.10
1/1/15 (C) (CQC)	3860.02	211.35	-1468.87	0.43	1101.53	332.10
1/1/16 (C) (CQC)	5622.21	946.24	454.05	1.19	-336.81	1493.77
1/1/17 (C) (CQC)	5622.21	-1153.44	454.05	-1.00	-336.81	-1825.29
1/3/12 (C)	6268.47	-344.98	13.14	0.33	43.89	-206.99
1/3/13 (C)	4346.68	-267.28	8.90	0.25	29.71	-160.37
1/3/14 (C) (CQC)	6450.66	211.35	1489.47	0.43	-996.86	30.19
1/3/15 (C) (CQC)	3739.61	211.35	-1468.87	0.43	1016.51	30.19
1/3/16 (C) (CQC)	5501.79	946.24	454.05	1.19	-292.18	142.09
1/3/17 (C) (CQC)	5501.79	-1153.44	454.05	-1.00	-292.18	-177.61
2/2/12 (C)	6388.88	-344.98	-13.14	-0.33	21.84	-1931.89
2/2/13 (C)	4443.01	-267.28	-8.90	-0.25	14.78	-1496.77
2/2/14 (C) (CQC)	6571.08	211.35	1468.87	0.23	-1101.53	332.10
2/2/15 (C) (CQC)	3860.02	211.35	-1489.47	0.23	1111.31	332.10
2/2/16 (C) (CQC)	5622.21	946.24	433.45	1.00	-327.03	1493.77
2/2/17 (C) (CQC)	5622.21	-1153.44	433.45	-1.19	-327.03	-1825.29
2/4/12 (C)	6268.47	-344.98	-13.14	-0.33	-43.89	-206.99
2/4/13 (C)	4346.68	-267.28	-8.90	-0.25	-29.71	-160.37

El diseño de la columna a flexo-compresión, teniendo en cuenta los efectos de biaxialidad, se realiza en el programa PCACOL.

Las fuerzas obtenidas en las combinaciones sísmicas deben estar reducidas con el factor R para efectos de diseño del refuerzo.

Diagramas de Interacción Columnas Apoyos Intermedios



Con la fuerza axial máxima en las columnas, se realiza un modelo de bielas y tirantes para calcular el refuerzo de la zapata, que se comporta como un elemento rígido apoyado sobre pilotes.

$$f_y := 420 \text{MPa}$$

$$f_c := 21 \text{MPa}$$

$$\phi := 0.70$$

$$\text{Recubrimiento superior del refuerzo} \quad \text{Rec}_{\text{sup}} := 0.05 \text{m}$$

$$\text{Recubrimiento inferior} \quad \text{Rec}_{\text{inf}} := 0.05 \text{m}$$

$$\text{Ancho apoyo sup} \quad a := 1.20 \text{m}$$

$$\text{Cargas verticales transmitidas por apoyo} \quad V_1 := 3285.54 \text{kN}$$

$$\text{Ancho biela} \quad bc := 0.60 \text{m}$$

$$\text{Compresión máxima en el concreto} \quad f_{cu} := 0.85 \cdot f_c = 17.85 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{Diámetro del pilote} \quad \phi_{\text{pil}} := 0.60 \text{m}$$

$$\text{Coef. reducción de resistencia para flexión} \quad \phi_f := 0.90$$

$$d_1 := 1.10 \text{m}$$

$$d_2 := 1.10 \text{m}$$

$$h := 0.95 \text{m}$$

CALCULO DE LAS REACCIONES

$$R3 := \frac{V1 \cdot d1}{d1 + d2} = 1642.77 \cdot \text{kN}$$

$$R2 := V1 - R3 = 1642.77 \cdot \text{kN}$$

CALCULO DE BIELAS & TIRANTES

ANCHO DE BIELAS

$$C12 := \frac{R2}{\sin(\alpha)} = 2513.34 \cdot \text{kN}$$

$$T23 := C12 \cdot \cos(\alpha) = 1902.15 \cdot \text{kN}$$

$$C13 := \frac{C12 \cdot \sin(\theta)}{\sin(\rho)} = 2513.34 \cdot \text{kN}$$

$$a12 := 2 \cdot \left(\frac{a}{2} \cdot \sin(\alpha) + \text{Rec_sup} \cdot \cos(\alpha) \right) = 0.86 \cdot \text{m}$$

$$a13 := 2 \cdot \left(\frac{a}{2} \cdot \sin(\beta) + \text{Rec_sup} \cdot \cos(\beta) \right) = 0.86 \cdot \text{m}$$

$$a21 := 2 \cdot (\phi \text{pil} \cdot \sin(\alpha) + \text{Rec_inf} \cdot \cos(\alpha)) = 0.86 \cdot \text{m}$$

$$a31 := 2 \cdot (\phi \text{pil} \cdot \sin(\beta) + \text{Rec_inf} \cdot \cos(\beta)) = 0.86 \cdot \text{m}$$

COMPROBACION NUDOS

Nudo 1

Tipo 1: Nudos comprimidos regiones de apoyo
Tipo 2: Nudos que anclan tirantes en una dirección
Tipo 3: Nudos que anclan tirantes en más de una dirección

$$\sigma_{adm} := \begin{cases} 0.85 \cdot \phi \cdot f_c & \text{if tipo} = 1 \\ 0.75 \cdot \phi \cdot f_c & \text{if tipo} = 2 \\ 0.65 \cdot \phi \cdot f_c & \text{if tipo} = 3 \end{cases}$$

$$\sigma_{adm} = 12.49 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{12} := \frac{C12}{a12 \cdot bc} = 4.87 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{if}(\sigma_{12} \leq \sigma_{adm}, \text{"CUMPLE"}, \text{"NO CUMPLE"}) = \text{"CUMPLE"}$$

$$\sigma_{13} := \frac{C13}{a13 \cdot bc} = 4.87 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{if}(\sigma_{13} \leq \sigma_{adm}, \text{"CUMPLE"}, \text{"NO CUMPLE"}) = \text{"CUMPLE"}$$

$$\sigma_{1} := \frac{V1}{a \cdot bc} = 4.56 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{if}(\sigma_{1} \leq \sigma_{adm}, \text{"CUMPLE"}, \text{"NO CUMPLE"}) = \text{"CUMPLE"}$$

Nudo 2

Tipo 1: Nudos Comprimidos regiones de apoyo
Tipo 2: Nudos que anclan frentes en una dirección
Tipo 3: Nudos que anclan frentes en más de una dirección

$$\sigma_{adm2} := \begin{cases} 0.85 \cdot \phi \cdot f_c & \text{if Tipo} = 1 \\ 0.75 \cdot \phi \cdot f_c & \text{if Tipo} = 2 \\ 0.65 \cdot \phi \cdot f_c & \text{if Tipo} = 3 \end{cases}$$

$$\sigma_{adm2} = 11.02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{21} := \frac{C12}{a21 \cdot bc} = 4.87 \text{ MPa}$$

if($\sigma_{21} \leq \sigma_{adm2}$, "CUMPLE", "NO CUMPLE") = "CUMPLE"

$$\sigma_{2} := \frac{R2}{\phi \rho_{il} \cdot bc} = 4.56 \text{ MPa}$$

if($\sigma_{2} \leq \sigma_{adm2}$, "CUMPLE", "NO CUMPLE") = "CUMPLE"

Nudo 3

Tipo 1: Nudos Comprimidos regiones de apoyo
Tipo 2: Nudos que anclan frentes en una dirección
Tipo 3: Nudos que anclan frentes en más de una dirección

$$\sigma_{adm3} := \begin{cases} 0.85 \cdot \phi \cdot f_c & \text{if tipo}_ = 1 \\ 0.75 \cdot \phi \cdot f_c & \text{if tipo}_ = 2 \\ 0.65 \cdot \phi \cdot f_c & \text{if tipo}_ = 3 \end{cases}$$

$$\sigma_{adm3} = 11.02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{31} := \frac{C13}{a31 \cdot bc} = 4.87 \text{ MPa}$$

if($\sigma_{31} \leq \sigma_{adm3}$, "CUMPLE", "NO CUMPLE") = "CUMPLE"

$$\sigma_{3} := \frac{R3}{\phi \rho_{il} \cdot bc} = 4.56 \text{ MPa}$$

if($\sigma_{3} \leq \sigma_{adm3}$, "CUMPLE", "NO CUMPLE") = "CUMPLE"

CÁLCULO DEL REFUERZO

REFUERZO PRINCIPAL A TRACCIÓN

$$Asl := \frac{T23}{\phi \cdot f_y} = 50.32 \cdot \text{cm}^2$$

Usar barras

N°7
N°8
N°9

TENSION TRANSVERSAL

$$\omega := 45^\circ$$

$$Ttr := 0.30 \max\{C12, C13\} = 754.00 \cdot \text{kN}$$

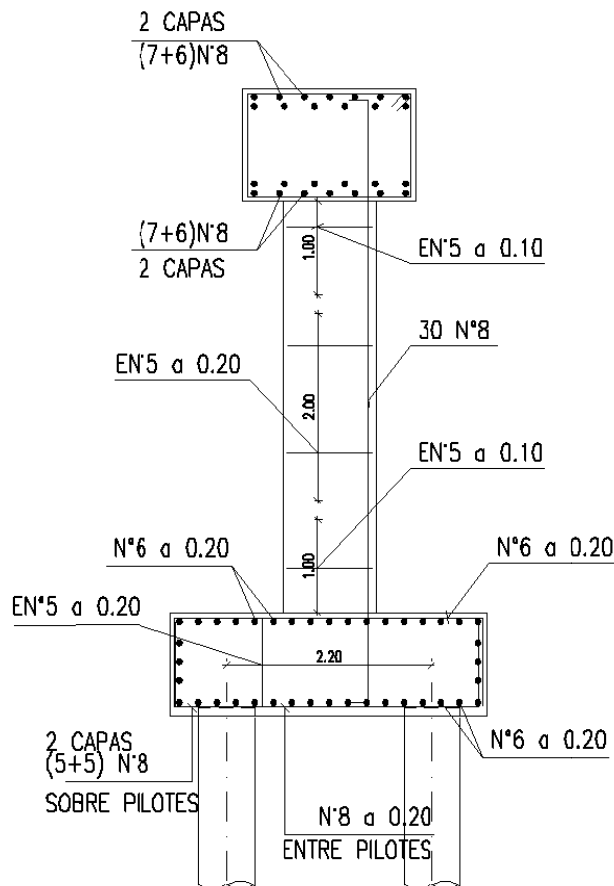
$$Ttr_v := Ttr \cdot \sin(\omega) = 533.16 \cdot \text{kN}$$

$$As_{tr} := \frac{Ttr_v}{\phi \cdot f_y} = 14.10 \cdot \text{cm}^2$$

Usar flejes

N°4
N°5
N°6

Utilizar 2 capas de N°8 sobre pilotes y estribos N°5 a 0.20 entre pilotes.



ANEXO B

MEMORIA DE CALCULO PUENTE VANO A VANO

Para realizar el cálculo estructural del puente losa, se debe modelar la estructura en un programa de análisis. El programa utilizado es ROBOT MILLENIUM V.20.

Se deben hallar las dimensiones correctas de los aparatos de apoyo. Para esto, se deben realizar dos modelos, uno para cargas rápidas y otro para cargas lentas, ya que los neoprenos presentan diferentes valores de rigidez para esta clase de cargas.

Propiedades Neopreno del Estribo

CÁLCULO DE LA RIGIDEZ DE APOYOS DE NEOPRENO 500X600X144(99)

DATOS

<i>Tipo de neopreno (rectangular o circular)</i>	RECTANGULAR
Espesor total neto de neopreno, mm	99
Número de capas de neopreno	9
Dimensión paralela a eje de apoyos, m	0.60
Dimensión perpendicular a eje de apoyos, m	0.50
Módulo de deformación tangencial para cargas permanentes, T/m	90
Módulo de deformación tangencial para cargas instantáneas, T/m	180

RESULTADOS - Cargas instantáneas

DINAMICO

Rigidez al desplazamiento horizontal (ambas direcciones)	545.5	T/m
Rigidez al giro según el eje de apoyos	5634.9	T*m/rad
Rigidez al giro según un eje perpendicular al de apoyos	11684.4	T*m/rad

RESULTADOS - Cargas lentas

VERTICALES

Rigidez al desplazamiento horizontal (ambas direcciones)	272.7	T/m
Rigidez al giro según el eje de apoyos	2817.4	T*m/rad
Rigidez al giro según un eje perpendicular al de apoyos	5842.2	T*m/rad

Factor de forma	12.40
------------------------	--------------

Propiedades Neopreno de la Pila

CÁLCULO DE LA RIGIDEZ DE APOYOS DE NEOPRENO 850X850X171(126)

DATOS

Tipo de neopreno (rectangular o circular)	CIRCULAR
Espesor total neto de neopreno, mm	126
Número de capas de neopreno	7
Diámetro, m	0.85
	0.85
Módulo de deformación tangencial para cargas permanentes, T/m	90
Módulo de deformación tangencial para cargas instantáneas, T/m	180

RESULTADOS - Cargas instantáneas

DINAMICO

Rigidez al desplazamiento horizontal (ambas direcciones)	810.6	T/m
Rigidez al giro según el eje de apoyos	116404.2	T*m/rad
Rigidez al giro según un eje perpendicular al de apoyos	116404.2	T*m/rad

RESULTADOS - Cargas lentas

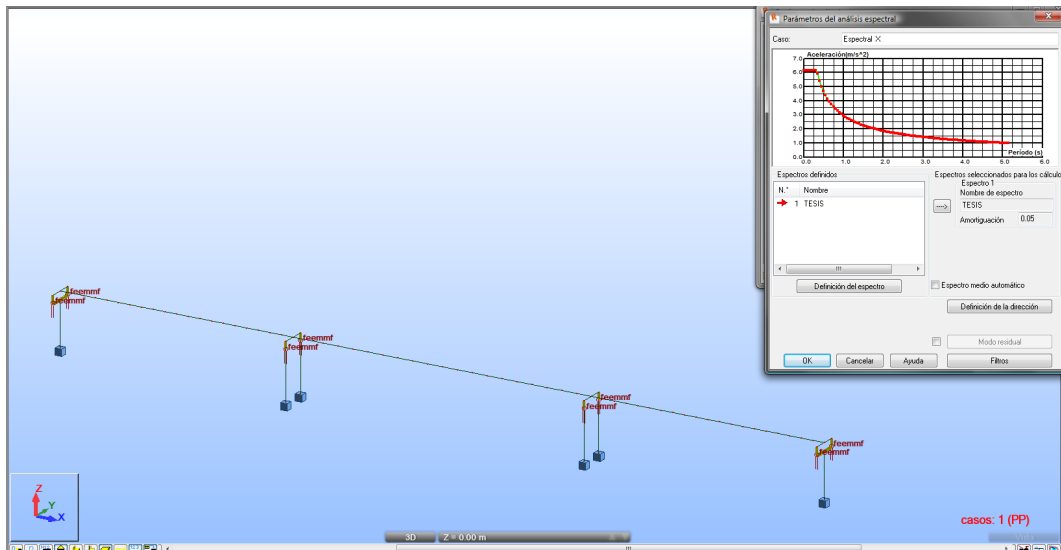
VERTICALES

Rigidez al desplazamiento horizontal (ambas direcciones)	405.3	T/m
Rigidez al giro según el eje de apoyos	58202.1	T*m/rad
Rigidez al giro según un eje perpendicular al de apoyos	58202.1	T*m/rad

Factor de forma	11.81
------------------------	--------------

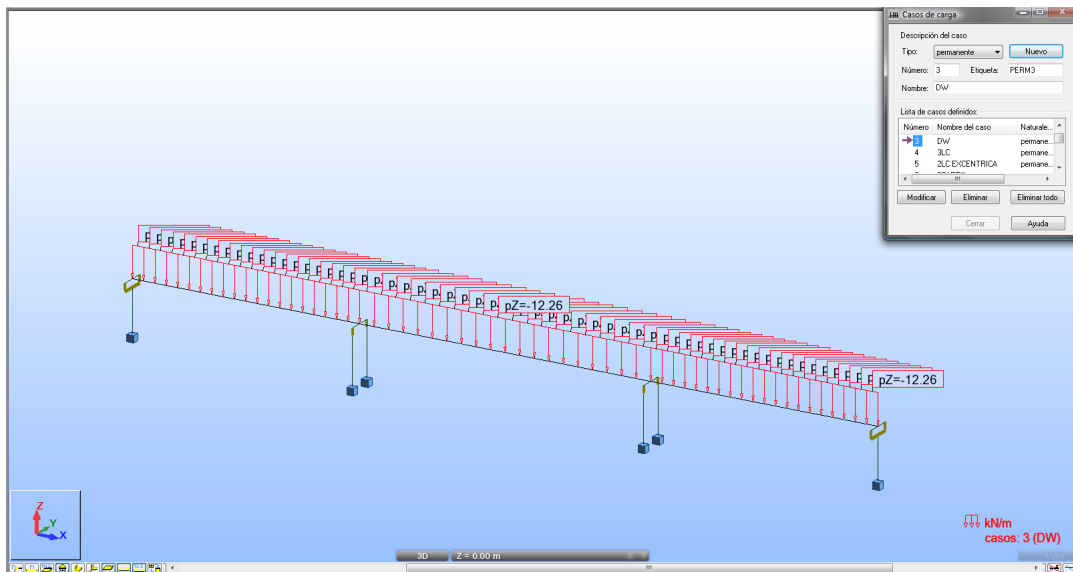
En el modelo tridimensional se deben definir los valores de rigidez mostrados en las tablas anteriores para los apoyos del puente.

Modelo Dinámico (Cargas Rápidas)



En el modelo dinámico se asigna el espectro sísmico de diseño y la masa de la estructura para encontrar la reacción en los apoyos por cargas rápidas.

Modelo Cargas Gravitacionales (Cargas Lentas)



Al modelo de cargas lentas se asignan las cargas vivas, la carga muerta, la fuerza de viento, y los efectos por retracción, flujo plástico, frenado y cambios de temperatura; y se encuentran las reacciones correspondientes.

Una vez se obtienen las reacciones por cargas verticales y desplazamientos por cargas horizontales, se comprueba que los neoprenos asignados soportan estas cargas.

NEOPRENOS ESTRIBO

REACCIONES VERTICALES (KN)

	Joint A	Joint B
Peso propio	1171.4	1171.4
Carga permanente	71.7	71.7
Viento Estructura	36.3	-36.3
Viento Viva	12.0	-12.0
Carga Viva (Max T)	961.1	9.1
Carga Viva (Max R)	555.2	555.2

ROTACIONES (Rad)

	Joint M
Peso propio	0.0001
Carga permanente	0.0001
Carga Viva (Max R)	0.0005
Flujo Plástico	0.0001

DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES

	Joint A		Joint B	
	d _x (mm)	d _y (mm)	d _x (mm)	d _y (mm)
Frenaje	9.6	0.0	9.6	0.0
Viento Estructura	0.0	-17.1	0.0	-17.1
Viento Viva	0.0	-5.7	0.0	-5.7
Centrífuga	0.0	0.0	0.0	0.0
Temperatura	0.4	0.0	0.4	0.0
Retracción + Flujo Plastico	-5.0	0.0	-5.0	0.0
Combinaciones Sismo EXTREME EVENT	4.0	22.0	4.0	22.0

DATOS APARATO DE APOYO

TIPO NEOPRENO

Módulo de corte del elastómero	RECTANGULAR	
Eespesor efectivo TOTAL Elastómero	0.8	Mpa
Espesor 1 capa de elastómero	99.0	mm
Número de capas de elastómero	11	mm
Espesor de lámina de refuerzo	9	und
Número de láminas de refuerzo	4.00	mm
Dimensión paralela a eje de apoyo o Diametro	10	und
Dimensión perpendicular a eje de apoyo ó Diametro	600	mm
Area	500	mm
Factor de Forma	300000	mm ²
	12.40	-

Revisión SERVICE I (AASHTO LRFD)

Esfuerzos máximos:

Joint A		s (Mpa)
N max=	2240.5	7.5
N _{LL} =	961.1	3.2
s _{max} 1 (Mpa)=	11.0	Correcto
s _{max} 2 (Mpa)=	6.5	Correcto

Joint B		s (Mpa)
N max=	1243.1	4.1
N _{LL} =	555.2	1.9
s _{max} 1 (Mpa)=	11	Correcto
s _{max} 2 (Mpa)=	6.5	Correcto

Deformación por corte:

Joint A		
D _S (mm)=	34.8	
D _S max (mm)=	49.5	Correcto

Joint B		
D _S (mm)=	34.8	
D _S max (mm)=	49.5	Correcto

Estabilidad

Joint A		
A	0.172	
B	0.143	
2A < B		Revisar bajo 2 condición
Tablero libre para traslación horizontal		Correcto
Tablero fijo para traslación horizontal		Correcto

Esfuerzos mínimos y rotación:

Joint A		s (Mpa)
N min=	1243.1	4.1
q _{max} (rad) =	0.000800	
s _{min} 1 (Mpa)=	2.6	Correcto
s _{min} 2 (Mpa)=	17.6	Correcto

Joint B		s (Mpa)
N min=	1216.0	4.1
q _{max} (rad) =	0.000800	
s _{min} (Mpa)=	2.6	Correcto
s _{min} 2 (Mpa)=	17.6	Correcto

Revisión EXTREME I (AASHTO LRFD)

Esfuerzos máximos:

	Joint A	s (Mpa)
N max=	1243.1	4.1
s _{max} 1 (Mpa)=	11	Correcto

	Joint B	s (Mpa)
N max=	1243.1	4.1
s _{max} 1 (Mpa)=	11	Correcto

Deformación por corte:

	Joint A	
Combinación Sismica + 50%	D _S (mm) =	33.5
	D _S max (mm)	=
		33.5
	D _S max (mm)=	99.0
		Correcto

	Joint B	
Combinación Sismica + 50%	D _S (mm) =	33.5
	D _S max (mm)	=
		33.5
	D _S max (mm)=	99.0
		Correcto

Estabilidad

	Joint A	
	A	0.172
	B	0.143
	2A<B	Revisar bajo 2 condición
Tablero libre para traslación horizontal		Correcto
Tablero fijo para traslación horizontal		Correcto

Esfuerzos mínimos y rotación:

	Joint A	s (Mpa)
N min=	1243.1	4.1
q _{max} (rad) =	0.0002	
s _{min} 1 (Mpa)=	0.66	Correcto
s _{min} 2 (Mpa)=	18.35	Correcto

	Joint B	s (Mpa)
N min=	1243.1	4.1
q _{max} (rad) =	0.0002	
s _{min} (Mpa)=	0.66	Correcto
s _{min} 2 (Mpa)=	18.35	Correcto

NEOPRENOS PILAS INTERMEDIAS

REACCIONES VERTICALES (KN)

	Joint A	Joint B
Peso propio	4005.9	4005.9
Carga permanente	250.2	250.2
Viento Estructura	140.6	-140.6
Viento Viva	46.7	-46.7
Carga Viva (Max T) (* F.S.=0.9)	1377.1	146.9
Carga Viva (Max R) (*F.S.=0.70)	821.0	821.0

ROTACIONES (Rad)

	Joint M
Peso propio	0.0001
Carga permanente	0.0001
Carga Viva (Max R)	0.0005
Flujo Plástico	0.0001

DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES

	Joint A		Joint B	
	d _x (mm)	d _y (mm)	d _x (mm)	d _y (mm)
Frenaje	7.5	0.0	7.5	0.0
Viento Estructura	0.0	-17.9	0.0	-17.9
Viento Viva	0.0	-6.0	0.0	-6.0
Centrífuga	0.0	0.0	0.0	0.0
Temperatura +	0.1	0.0	0.1	0.0
Retracción + Flujo Plastico	-1.5	0.0	-1.5	0.0
Combinaciones Sismo EXTREME EVENT	3.0	24.0	3.0	24.0

DATOS APARATO DE APOYO

TIPO NEOPRENO

	CIRCULAR	
Módulo de corte del elastómero	0.8	Mpa
Eespesor efectivo TOTAL Elastómero	126.0	mm
Espesor 1 capa de elastómero	18	mm
Número de capas de elastómero	7	und
Espesor de lámina de refuerzo	5.00	mm
Número de láminas de refuerzo	8	und
Dimensión paralela a eje de apoyo o Diametro	850	mm
Dimensión perpendicular a eje de apoyo ó Diametro	850	mm
Area	567450	mm ²
Factor de Forma	11.81	-

Revisión SERVICE I (AASHTO LRFD)

Esfuerzos máximos:

	Joint A	s (Mpa)
N max=	5773.8	10.2
N _{LL} =	1377.1	2.4
s _{max} 1 (Mpa)=	11.0	Correcto
s _{max} 2 (Mpa)=	6.2	Correcto

	Joint B	s (Mpa)
N max=	4256.1	7.5
N _{LL} =	821.0	1.4
s _{max} 1 (Mpa)=	11	Correcto
s _{max} 2 (Mpa)=	6.2	Correcto

Deformación por corte:

	Joint A	
D _S (mm)=	29.2	
D _S max (mm)=	63.0	Correcto

	Joint B	
D _S (mm)=	29.2	
D _S max (mm)=	63.0	Correcto

Estabilidad

	Joint A	
A	0.221	
B	0.155	
2A < B		Revisar bajo 2 condición
Tablero libre para traslación horizontal		Correcto
Tablero fijo para traslación horizontal		Correcto

Esfuerzos mínimos y rotación:

	Joint A	s (Mpa)
N min=	4256.1	7.5
q _{max} (rad) =	0.000800	
s _{min} 1 (Mpa)=	1.8	Correcto
s _{min} 2 (Mpa)=	22.7	Correcto

	Joint B	s (Mpa)
N min=	4262.4	14.2
q _{max} (rad) =	0.000800	
s _{min} (Mpa)=	1.8	Correcto
s _{min} 2 (Mpa)=	22.7	Correcto

Revisión EXTREME I (AASHTO LRFD)

Esfuerzos máximos:

	Joint A		s (Mpa)
	N max=	4256.1	7.5
	$s_{max 1}$ (Mpa)=	11	Correcto

	Joint B		s (Mpa)
	N max=	4256.1	7.5
	$s_{max 1}$ (Mpa)=	11	Correcto

Deformación por corte:

	Joint A		
Combinación Sismica	D_S (mm) =	36.3	
	$D_{S max}$ (mm)		
	=	36.3	
	$D_{S max}$ (mm)=	126.0	Correcto

	Joint B		
Combinación Sismica	D_S (mm) =	24.2	
	$D_{S max}$ (mm)		
	=	24.2	
	$D_{S max}$ (mm)=	88.2	Correcto

Estabilidad

	Joint A	
	A	0.221
	B	0.155
	Revisar bajo 2 condición	
	2A<B	
	Tablero libre para traslación horizontal	Correcto
	Tablero fijo para traslación horizontal	Correcto

Esfuerzos mínimos y rotación:

	Joint A		s (Mpa)
	N min=	4256.1	5.9
	q_{max} (rad) =	0.0002	
	$s_{min 1}$ (Mpa)=	0.45	Correcto
	$s_{min 2}$ (Mpa)=	22.86	Correcto

	Joint B		s (Mpa)
	N min=	4256.1	14.2
	q_{max} (rad) =	0.0002	
	s_{min} (Mpa)=	0.45	Correcto
	$s_{min 2}$ (Mpa)=	23.39	Correcto

Luego de diseñar los aparatos de apoyo, se procede a realizar el cálculo de la losa presforzada. Para este fin se utilizará el programa PAASHTO.EXE, propiedad de PEDELTA S.L.

- Los datos que se deben introducir a este programa son los siguientes:
- Propiedades de las secciones transversales del puente.
- Trazado preliminar de los cables.
- Geometría plana de la losa, dividiendo cada vano en 20 partes iguales.

Para la sección del puente se utilizan 20 cables de 12 torones de 0.6", es decir, 4 cables por nervio.

El archivo de salida del programa muestra el trazado de los cables, las pérdidas por presfuerzo instantáneas y diferidas, la fuerza en los cables y los momentos en la sección causados por el presfuerzo.

Los estados de carga calculados por el programa son los siguientes:

- Presfuerzo inicial (60% del total) en el momento de gateo y después de pérdidas.
- Presfuerzo total en el momento de gateo y después de pérdidas.

Se escogerán tres fases en el proceso de construcción para su análisis:

Fase I: Presfuerzo inicial sin pérdidas

Fase II: Presfuerzo total sin pérdidas

Fase III: Presfuerzo total después de pérdidas

A continuación se presentan los resultados obtenidos con el programa para estas tres fases en cada uno de los nodos.

I	S	Ysup	Yinf	EXC	ALPHA_IZ	ALPHA_DE	CURV	D q (Rad)	Sen q / L	Fase I Pi (Ton)	Fase I Mi (Ton-m)	Fase II Pi (Ton)	Fase II Mi (Ton-m)	Pf t=∞ (Ton)	Mf t=∞ (Ton-m)
1	0.000	-0.715	0.785	-0.053	0.000	1.089	0.000	0.0000	0.0000	2597.40	137.35	4424.20	233.95	3868.40	204.56
2	1.600	-0.836	0.664	-0.210	0.000	1.089	0.0059	0.0000	0.000	2586.20	543.04	4404.90	924.94	3708.00	778.60
3	3.200	-0.949	0.551	-0.323	0.010	1.080	0.0059	0.0095	0.006	2587.30	836.91	4406.50	1425.33	3679.50	1190.20
4	4.800	-1.048	0.452	-0.422	0.019	1.071	0.0059	0.0189	0.006	2586.10	1090.87	4404.00	1857.66	3643.70	1536.97
5	6.400	-1.131	0.369	-0.505	0.028	1.061	0.0059	0.0284	0.006	2584.10	1305.05	4400.00	2222.19	3605.90	1821.11
6	8.000	-1.199	0.301	-0.573	0.038	1.052	0.0059	0.0378	0.006	2582.50	1480.10	4396.90	2520.02	3570.60	2046.43
7	9.600	-1.252	0.248	-0.626	0.047	1.042	0.0059	0.0473	0.006	2582.50	1616.88	4396.60	2752.65	3541.50	2217.31
8	11.200	-1.290	0.210	-0.664	0.057	1.033	0.0059	0.0567	0.006	2585.00	1716.24	4400.50	2921.54	3521.30	2337.87
9	12.800	-1.312	0.188	-0.687	0.066	1.023	0.0059	0.0662	0.006	2590.70	1778.80	4416.40	3032.38	3517.20	2414.93
10	14.400	-1.320	0.180	-0.694	0.076	1.014	0.0088	0.0757	0.006	2599.90	1804.79	4394.80	3050.75	3492.70	2424.57
11	16.000	-1.309	0.191	-0.683	0.090	1.000	0.0088	0.0897	0.009	2626.00	1793.48	4376.70	2989.13	3483.80	2379.30
12	17.600	-1.275	0.225	-0.649	0.104	0.986	0.0088	0.1037	0.009	2620.50	1701.58	4367.50	2835.97	3497.70	2271.20
13	19.200	-1.219	0.281	-0.593	0.118	0.972	0.0088	0.1177	0.009	2619.50	1554.06	4365.80	2590.09	3531.30	2094.99
14	20.800	-1.141	0.359	-0.515	0.132	0.958	0.0088	0.1317	0.009	2621.50	1349.50	4369.10	2249.17	3578.50	1842.18
15	22.400	-1.040	0.460	-0.414	0.146	0.944	0.0088	0.1457	0.009	2624.60	1086.26	4374.30	1810.44	3631.20	1502.87
16	24.000	-0.916	0.584	-0.291	0.160	0.930	0.0088	0.1598	0.009	2626.40	763.08	4377.30	1271.80	3677.90	1068.60
17	25.600	-0.771	0.729	-0.145	0.174	0.916	0.0088	0.1738	0.009	2624.00	379.92	4373.30	633.19	3704.50	536.36
18	27.200	-0.602	0.898	0.023	0.188	0.902	0.0088	0.1878	0.009	2614.00	-61.16	4356.60	-101.93	3693.90	-86.42
19	28.800	-0.412	1.088	0.214	0.202	0.888	-0.0394	0.2019	0.009	2603.20	-557.09	4338.60	-928.48	3718.00	-795.66
20	30.400	-0.260	1.240	0.401	0.265	0.824	-0.0394	0.2649	0.039	2552.20	-1024.50	4253.70	-1707.51	3634.90	-1459.11
21	32.000	-0.210	1.290	0.452	0.328	0.761	-0.0338	0.3279	0.039	2496.90	-1128.27	4161.60	-1880.49	3533.70	-1596.79
22	34.050	-0.281	1.219	0.345	0.397	0.692	-0.0338	0.3973	0.034	2454.10	-845.95	4090.20	-1409.92	3379.20	-1164.84
23	36.100	-0.478	1.022	0.148	0.442	0.648	0.0063	0.4419	0.022	2439.50	-360.13	4065.80	-600.21	3408.40	-503.16
24	38.150	-0.675	0.825	-0.050	0.455	0.635	0.0063	0.4547	0.006	2429.20	120.67	4048.70	201.11	3429.60	170.36
25	40.200	-0.846	0.654	-0.221	0.468	0.622	0.0063	0.4676	0.006	2408.30	531.43	4013.80	885.72	3413.40	753.21
26	42.250	-0.991	0.509	-0.365	0.480	0.609	0.0063	0.4804	0.006	2381.40	870.03	3968.90	1450.06	3375.30	1233.18
27	44.300	-1.110	0.390	-0.484	0.493	0.596	0.0063	0.4932	0.006	2352.10	1137.78	3920.20	1896.30	3328.20	1609.96
28	46.350	-1.202	0.298	-0.576	0.506	0.583	0.0063	0.5061	0.006	2323.60	1337.91	3872.60	2229.85	3281.20	1889.30
29	48.400	-1.267	0.233	-0.642	0.519	0.571	0.0063	0.5189	0.006	2298.10	1474.36	3830.10	2457.26	3240.00	2078.65
30	50.450	-1.307	0.193	-0.681	0.532	0.558	0.0063	0.5317	0.006	2277.20	1550.81	3795.30	2584.68	3207.80	2184.57
31	52.500	-1.320	0.180	-0.694	0.545	0.545	0.0063	0.5446	0.006	2261.70	1570.06	3769.60	2616.76	3185.70	2211.47
32	54.550	-1.307	0.193	-0.681	0.558	0.532	0.0063	0.5575	0.006	2277.10	1550.74	3795.10	2584.57	3205.20	2182.83
33	56.600	-1.267	0.233	-0.642	0.570	0.519	0.0063	0.5702	0.006	2297.90	1474.27	3829.90	2457.11	3235.20	2075.60
34	58.650	-1.202	0.298	-0.576	0.583	0.506	0.0063	0.5831	0.006	2323.40	1337.84	3872.40	2229.74	3274.90	1885.67
35	60.700	-1.110	0.390	-0.484	0.596	0.493	0.0063	0.5960	0.006	2352.00	1137.73	3920.00	1896.22	3321.20	1606.56
36	62.750	-0.991	0.509	-0.365	0.609	0.481	0.0063	0.6087	0.006	2381.20	869.98	3968.70	1449.97	3368.60	1230.73
37	64.800	-0.846	0.654	-0.221	0.622	0.468	0.0063	0.6216	0.006	2408.20	531.41	4013.70	885.68	3408.50	752.14
38	66.850	-0.675	0.825	-0.050	0.635	0.455	0.0063	0.6345	0.006	2429.10	120.66	4048.50	201.11	3428.20	170.29
39	68.900	-0.478	1.022	0.148	0.647	0.442	0.0063	0.6472	0.006	2449.10	-361.54	4081.80	-602.57	3496.10	-516.10
40	70.950	-0.281	1.219	0.345	0.692	0.398	-0.0338	0.6919	0.022	2469.20	-940.17	4115.30	-1566.95	3514.30	-1338.10
41	73.000	-0.210	1.290	0.452	0.761	0.328	-0.0394	0.7613	0.034	2496.90	-1128.27	4161.50	-1880.44	3548.30	-1603.39
42	74.6	-0.26	1.24	0.365	0.8244	0.265	-0.0394	0.8244	0.039	2536.30	-926.67	4227.10	-1544.45	3518.90	-1285.67
43	76.2	-0.412	1.088	0.214	0.8875	0.2019	-0.0394	0.8875	0.039	2592.50	-554.79	4320.80	-924.66	3634.70	-777.82
44	77.8	-0.602	0.898	0.023	0.9015	0.1879	0.0088	0.9015	0.009	2613.90	-61.15	4356.60	-101.92	3694.60	-86.44
45	79.4	-0.771	0.729	-0.145	0.9155	0.1739	0.0088	0.9155	0.009	2623.90	379.91	4373.20	633.18	3700.30	535.75
46	81	-0.916	0.584	-0.291	0.9296	0.1598	0.0088	0.9296	0.009	2626.40	763.08	4377.30	1271.80	3670.20	1066.35
47	82.6	-1.04	0.46	-0.414	0.9436	0.1458	0.0088	0.9436	0.009	2624.60	1086.24	4374.30	1810.41	3620.80	1498.59
48	84.2	-1.141	0.359	-0.515	0.9576	0.1318	0.0088	0.9576	0.009	2621.50	1349.49	4369.10	2249.15	3566.60	1836.05
49	85.8	-1.219	0.281	-0.593	0.9716	0.1178	0.0088	0.9716	0.009	2619.40	1554.04	4365.70	2590.06	3518.60	2087.47
50	87.4	-1.275	0.225	-0.649	0.9857	0.1037	0.0088	0.9857	0.009	2620.50	1701.58	4367.50	2835.96	3485.10	2262.97
51	89	-1.309	0.191	-0.683	0.9996	0.0897	0.0088	0.9996	0.009	2626.00	1793.45	4376.60	2989.09	3471.60	2371.00
52	90.6	-1.32	0.18	-0.694	1.0137	0.0757	0.0088	1.0137	0.009	2599.80	1804.76	4394.80	3050.75	3481.70	2416.91
53	92.2	-1.312	0.188	-0.687	1.0231	0.0663	0.0059	1.0231	0.006	2590.70	1778.78	4416.40	3032.35	3507.40	2408.25
54	93.8	-1.29	0.21	-0.664	1.0326	0.0568	0.0059	1.0326	0.006	2585.00	1716.23	4400.50	2921.54	3513.10	2332.42
55	95.4	-1.252	0.248	-0.626	1.042	0.0474	0.0059	1.042	0.006	2582.50	1616.88	4396.60	2752.65	3534.90	2213.17
56	97	-1.199	0.301	-0.573	1.0516	0.0378	0.0059	1.0516	0.006	2582.40	1480.06	4396.80	2519.97	3565.50	2043.50
57	98.6	-1.131	0.369	-0.505	1.061	0.0284	0.0059	1.061	0.006	2584.00	1305.03	4400.00	2222.17	3602.30	1819.31
58	100.2	-1.048	0.452	-0.422	1.0704	0.019	0.0059	1.0704	0.006	2586.10	1090.87	4404.00	1857.68	3641.50	1536.06
59	101.8	-0.949	0.551	-0.323	1.0799	0.0094	0.0059	1.0799	0.006	2598.90	840.66	4426.20	1431.72	3773.70	1220.65
60	103.4	-0.836	0.664	-0.174	1.0894	0	0.0059	1.0894	0.006	2605.70	453.21	4438.20	771.94	3872.40	673.52
61	105	-0.715	0.785	-0.053	1.0894	0	0	1.0894	0.000	2603.70	137.68	4435.00	234.52	3879.70	205.16

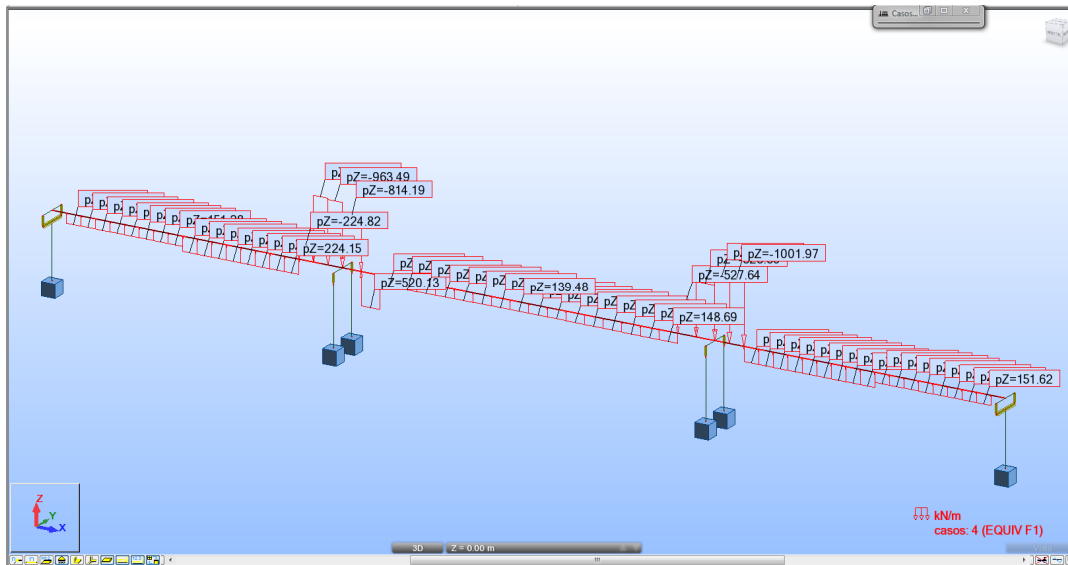
Con los resultados anteriores se hallan fuerzas equivalentes que produzcan el mismo efecto que el presforzado, para aplicarlas al modelo tridimensional y verificar los esfuerzos resultantes.

Cargas Equivalentes Postensado				
I	S	Fase I (KN/m)	Fase II (KN/m)	Final (KN/m)
1	0.000	0.00	0.00	0.00
2	1.600	0.00	0.00	0.00
3	3.200	150.55	256.40	214.10
4	4.800	148.89	253.56	209.79
5	6.400	150.36	256.03	209.82
6	8.000	148.69	253.15	205.58
7	9.600	150.27	255.83	206.07
8	11.200	148.83	253.36	202.74
9	12.800	150.75	256.98	204.66
10	14.400	151.28	255.72	203.23
11	16.000	225.18	375.30	298.74
12	17.600	224.71	374.51	299.93
13	19.200	224.62	374.37	302.81
14	20.800	224.79	374.65	306.86
15	22.400	225.06	375.10	311.38
16	24.000	226.82	378.03	317.63
17	25.600	225.01	375.01	317.66
18	27.200	224.15	373.58	316.75
19	28.800	-224.82	-374.69	-321.10
20	30.400	-984.83	-1641.40	-1402.62
21	32.000	-963.49	-1605.86	-1363.57
22	34.050	-814.19	-1356.99	-1121.10
23	36.100	520.13	866.87	726.70
24	38.150	148.64	247.74	209.86
25	40.200	148.52	247.52	210.50
26	42.250	145.72	242.86	206.54
27	44.300	143.93	239.88	203.65
28	46.350	143.29	238.82	202.35
29	48.400	140.62	234.36	198.26
30	50.450	139.34	232.24	196.29
31	52.500	139.48	232.46	196.46
32	54.550	140.42	234.04	197.66
33	56.600	139.51	232.52	196.42
34	58.650	143.28	238.80	201.96
35	60.700	145.04	241.74	204.81
36	62.750	144.57	240.95	204.52
37	64.800	148.51	247.52	210.20
38	66.850	149.80	249.66	211.41
39	68.900	148.69	247.82	212.26
40	70.950	-527.64	-879.39	-750.96
41	73.000	-828.39	-1380.64	-1177.20
42	74.600	-980.25	-1633.72	-1360.01
43	76.200	-1001.97	-1669.94	-1404.77
44	77.800	224.14	373.58	316.81
45	79.400	225.00	375.00	317.30
46	81.000	226.82	378.03	316.97
47	82.600	225.06	375.10	310.48
48	84.200	224.79	374.65	305.84
49	85.800	224.61	374.36	301.72
50	87.400	226.31	377.19	300.98

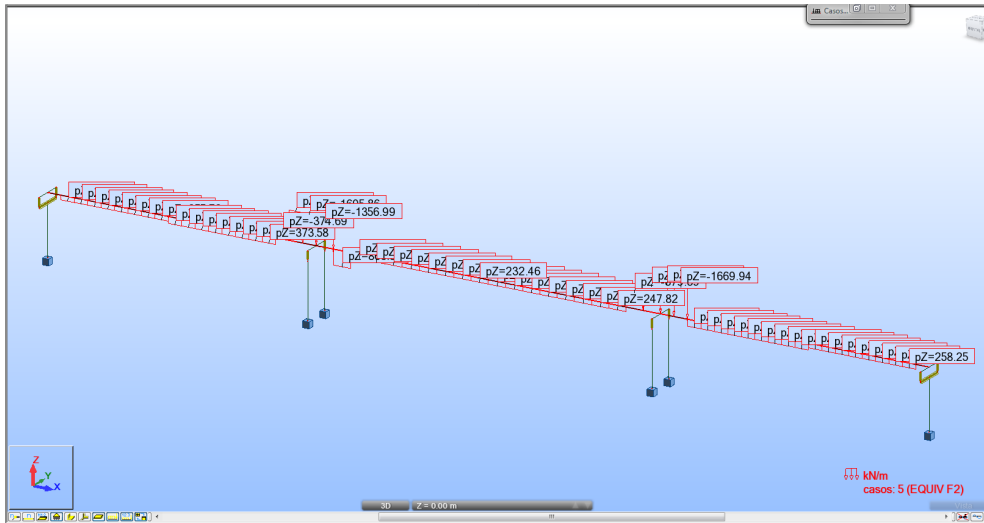
51	89.000	223.57	372.61	295.56
52	90.600	224.53	379.55	300.69
53	92.200	149.16	254.27	201.94
54	93.800	150.41	256.05	204.42
55	95.400	148.69	253.13	203.52
56	97.000	151.85	258.53	209.65
57	98.600	148.77	253.33	207.40
58	100.200	148.89	253.56	209.66
59	101.800	151.22	257.55	219.58
60	103.400	151.62	258.25	225.33
61	105.000	0.00	0.00	0.00

Estas fuerzas equivalentes se aplican al modelo, se generan las combinaciones de cargas y se verifican los esfuerzos en cada fase de construcción y en estado de servicio.

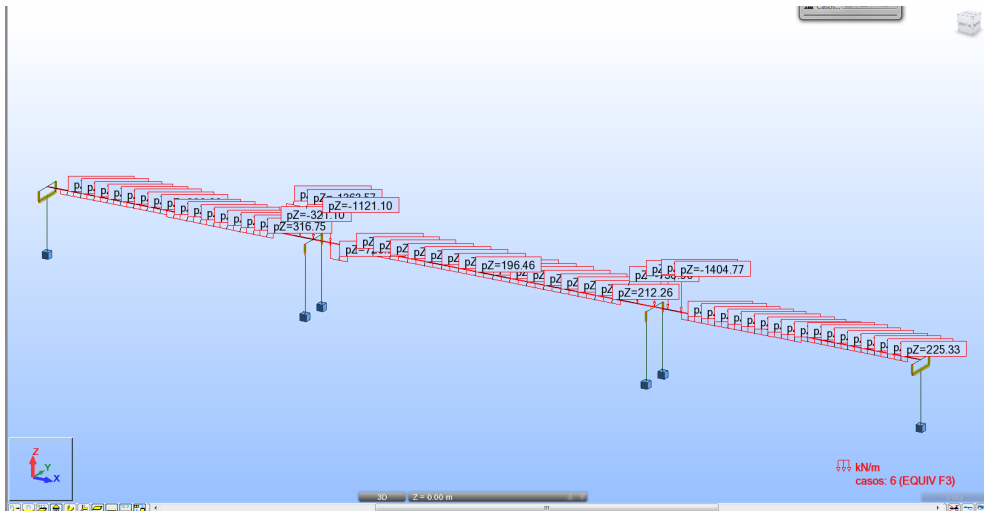
Cargas Equivalentes Fase I



Cargas Equivalentes Fase II



Cargas Equivalentes Fase III



Los parámetros para verificar los esfuerzos son los siguientes:

Sección	h(m)	LONG 1				f'ci (Mpa)=	28
		Yt (m)	Yb(m)	A (m ²)	I (m ⁴)	f'c (Mpa)=	35
1	1.5	0.62582	0.8742	7.2752	1.8759		
2	1.5	0.66187	0.8381	11.43	2.2454		

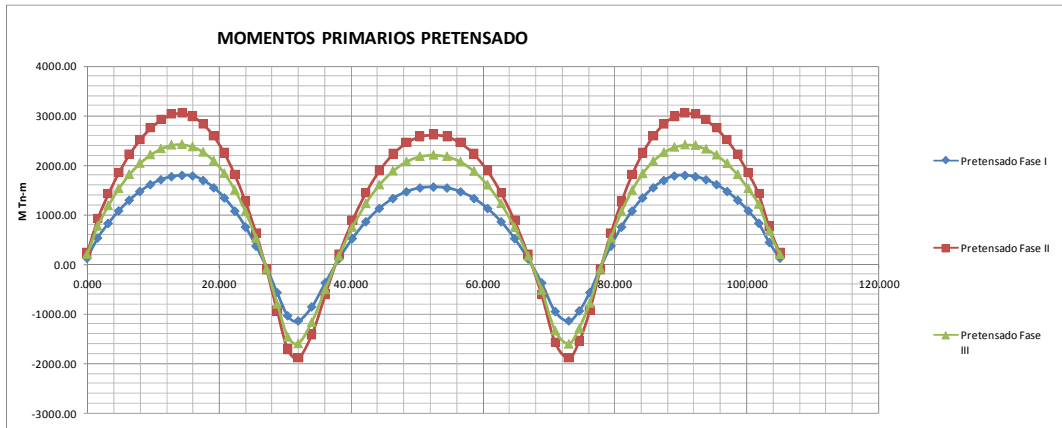
La fuerza promedio de los cables en cada fase es:

Pm F 1	-25253.05	KN
Pm F 2	-42386.57	KN
Pm F 3	-25230.51	KN

REVISIÓN DE ESFUERZOS EN ETAPA CONSTRUCTIVA						CARGAS PERMANENTES						COMBINACIONES SERVICIO																													
Compresiones < 0.60 F'cI						Compresiones < 0.60 F'cI						Compresiones < 0.45 F'c						Compresiones < 0.45 F'c						Compresiones < 0.45 F'c						Compresiones < 0.45 F'c											
Tracciones < 0.00						Tracciones < 0.00						Tracciones < 0.50*RAIZ(F'c)						Tracciones < 0.50*RAIZ(F'c)						Tracciones < 0.50*RAIZ(F'c)						Tracciones < 0.50*RAIZ(F'c)											
PP+60%POST FASE 1						PP+100%POST FASEII t=0						G1-D + G2 + PD t=inf						Servicio I LL max(+) + POST t=inf						Servicio I LL min(-) + POST t=inf						Servicio III LL max(+) + POST t=inf						Servicio III LL min(-) + POST t=inf					
barra	Sección	Yt (m)	Yb(m)	A (m²)	I (m⁴)	M (KN-m)	s' (Mpa)	s² (Mpa)	M (KN-m)	s' (Mpa)	s² (Mpa)	M (KN-m)	s' (Mpa)	s² (Mpa)	M (KN-m)	s' (Mpa)	s² (Mpa)	M (KN-m)	s' (Mpa)	s² (Mpa)	M (KN-m)	s' (Mpa)	s² (Mpa)	M (KN-m)	s' (Mpa)	s² (Mpa)	M (KN-m)	s' (Mpa)	s² (Mpa)	M (KN-m)	s' (Mpa)	s² (Mpa)									
1	2	0.6619	0.8381	11.43	2.245	0.11	-2.21	-2.21	1310.86	-3.32	-4.20	60	-2.19	-2.23	1053	-1.90	-2.60	0	-2.21	-2.21	850	-1.96	-2.52	0	-2.21	-2.21	850	-1.96	-2.52	0	-2.21	-2.21									
1	2	0.6619	0.8381	11.43	2.245	-550.92	-2.37	-2.00	-0.90	-3.71	-3.71	0	-2.21	-2.21	-153	-2.25	-2.15	-1913	-2.77	-1.49	-111	-2.24	-2.25	-1514	-2.65	-1.64	-1514	-2.65	-1.64	-1514	-2.65	-1.64									
2	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	-550.92	-3.65	-3.21	2881.74	-4.86	-7.17	487	-3.31	-3.69	1900	-2.83	-4.35	-426	-3.61	-3.27	1611	-2.93	-2.72	-248	-3.55	-3.35	-248	-3.55	-3.35	-248	-3.55	-3.35									
2	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	-707.34	-3.71	-3.14	1310.86	-5.39	-6.44	60	-3.45	-3.50	-153	-3.52	-3.40	-3096	-4.50	-2.03	-111	-3.51	-3.52	-2371	-4.26	-2.36	-2371	-4.26	-2.36	-2371	-4.26	-2.36									
3	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	-707.34	-3.71	-3.14	4256.73	-4.41	-7.81	881	-3.17	-3.88	2235	-2.72	-4.51	-418	-3.61	-3.27	1958	-2.81	-2.56	-157	-3.52	-3.39	-157	-3.52	-3.39	-157	-3.52	-3.39									
3	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	-790.19	-3.73	-3.10	2881.74	-4.86	-7.17	487	-3.31	-3.69	121	-3.43	-3.52	-4061	-4.82	-1.58	193	-3.40	-3.38	-3061	-4.49	-2.04	-3061	-4.49	-2.04	-3061	-4.49	-2.04									
4	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	-790.19	-3.73	-3.10	5436.31	-4.01	-8.36	1248	-3.05	-4.05	2262	-2.71	-4.52	-375	-3.59	-3.29	2053	-2.78	-2.51	48	-3.48	-3.45	48	-3.48	-3.45	48	-3.48	-3.45									
4	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	-799.22	-3.74	-3.10	4256.73	-4.41	-7.81	881	-3.17	-3.88	424	-3.33	-3.67	-4711	-5.04	-1.27	514	-3.30	-3.23	-3505	-4.64	-1.83	-3505	-4.64	-1.83	-3505	-4.64	-1.83									
5	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	-734.17	-3.72	-3.13	6421.00	-3.68	-8.82	1594	-2.94	-4.21	2262	-2.71	-4.52	-294	-3.57	-3.33	2053	-2.78	-2.51	86	-3.44	-3.51	86	-3.44	-3.51	86	-3.44	-3.51									
5	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	-799.22	-3.74	-3.10	5436.31	-4.01	-8.36	1248	-3.05	-4.05	761	-3.21	-3.82	-5357	-5.26	-0.97	856	-3.18	-3.07	-3950	-4.79	-1.63	-3950	-4.79	-1.63	-3950	-4.79	-1.63									
6	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	-594.93	-3.67	-3.19	7211.07	-3.42	-9.19	1923	-2.83	-4.36	2057	-2.78	-4.43	-167	-3.52	-3.39	1960	-2.81	-2.55	253	-3.38	-3.59	253	-3.38	-3.59	253	-3.38	-3.59									
6	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	-734.17	-3.72	-3.13	6421.00	-3.68	-8.82	1594	-2.94	-4.21	1137	-3.09	-4.00	-5485	-5.30	-0.99	1225	-3.06	-2.90	-3986	-4.80	-1.61	-3986	-4.80	-1.61	-3986	-4.80	-1.61									
7	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	-381.67	-3.60	-3.29	7806.24	-3.22	-9.46	2240	-2.72	-4.51	2339	-2.69	-4.56	-122	-3.51	-3.41	2314	-2.70	-2.39	354	-3.35	-3.63	354	-3.35	-3.63	354	-3.35	-3.63									
7	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	-594.93	-3.67	-3.19	7211.07	-3.42	-9.19	1923	-2.83	-4.36	1404	-3.00	-4.12	-5618	-5.34	-0.85	1570	-2.94	-2.74	-4028	-4.81	-1.59	-4028	-4.81	-1.59	-4028	-4.81	-1.59									
8	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	-95.01	-3.50	-3.43	8205.04	-3.09	-9.65	2544	-2.62	-4.65	2901	-2.50	-4.82	71	-3.44	-3.50	2823	-2.53	-2.15	569	-3.28	-3.73	569	-3.28	-3.73	569	-3.28	-3.73									
8	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	-381.67	-3.60	-3.29	7806.24	-3.22	-9.46	2240	-2.72	-4.51	1404	-3.00	-4.12	-5618	-5.34	-0.85	1570	-2.94	-2.74	-4028	-4.81	-1.59	-4028	-4.81	-1.59	-4028	-4.81	-1.59									
9	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	261.92	-3.38	-3.59	8404.45	-3.02	-9.74	2837	-2.52	-4.79	3511	-2.30	-5.10	377	-3.34	-3.64	3370	-2.34	-1.90	873	-3.18	-3.87	873	-3.18	-3.87	873	-3.18	-3.87									
9	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	-95.01	-3.50	-3.43	8205.04	-3.09	-9.65	2544	-2.62	-4.65	1726	-2.89	-4.27	-5362	-5.26	-0.97	1888	-2.84	-2.59	-3762	-4.72	-1.72	-3762	-4.72	-1.72	-3762	-4.72	-1.72									
10	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	593.83	-3.27	-3.75	8404.45	-3.02	-9.74	2938	-2.47	-4.87	4051	-2.12	-5.36	669	-3.24	-3.78	3833	-2.19	-1.68	1138	-3.09	-4.00	1138	-3.09	-4.00	1138	-3.09	-4.00									
10	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	261.92	-3.38	-3.59	8253.00	-3.07	-9.67	2938	-2.52	-4.79	2131	-2.76	-4.46	-5009	-5.14	-1.13	2271	-2.71	-2.41	-3421	-4.61	-1.87	-3421	-4.61	-1.87	-3421	-4.61	-1.87									
11	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	806.76	-3.20	-3.85	8253.00	-3.07	-9.67	2938	-2.47	-4.87	4394	-2.00	-5.52	842	-3.19	-3.86	4088	-2.10	-1.56	1258	-3.05	-4.05	1258	-3.05	-4.05	1258	-3.05	-4.05									
11	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	593.83	-3.27	-3.75	7598.65	-3.29	-9.37	2903	-2.50	-4.82	2451	-2.65	-4.61	-4547	-4.98	-1.35	2559	-2.61	-2.28	-3020	-4.48	-2.06	-3020	-4.48	-2.06	-3020	-4.48	-2.06									
12	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	901.4	-3.17	-3.89	7598.65	-3.29	-9.37	2903	-2.50	-4.82	4538	-1.95	-5.58	911	-3.16	-3.89	4131	-2.09	-1.54	1258	-3.05	-4.05	1258	-3.05	-4.05	1258	-3.05	-4.05									
12	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	806.76	-3.20	-3.85	6442.60	-3.68	-8.83	2546	-2.62	-4.65	2461	-2.65	-4.61	-4120	-4.84	-1.55	2476	-2.64	-2.31	-2698	-4.37	-2.21	-2698	-4.37	-2.21	-2698	-4.37	-2.21									
13	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	901.4	-3.17	-3.89	6442.60	-3.68	-8.83	2546	-2.62	-4.65	4538	-1.95	-5.58	911	-3.16	-3.89	4131	-2.09	-1.54	1241	-3.05	-4.05	1241	-3.05	-4.05	1241	-3.05	-4.05									
13	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	877.66	-3.18	-3.88	4784.67	-4.23	-8.06	1919	-2.83	-4.36	2137	-2.76	-4.46	-3892	-4.77	-1.69	2091	-2.77	-2.49	-2588	-4.33	-2.26	-2588	-4.33	-2.26	-2588	-4.33	-2.26									
14	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	877.66	-3.18	-3.88	4784.67	-4.23	-8.06	1919	-2.83	-4.36	4472	-1.98	-5.55	727	-3.23	-3.81	3952	-2.15	-1.63	967	-3.15	-3.92	967	-3.15	-3.92	967	-3.15	-3.92									
14	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	734.96	-3.23	-3.81	2623.92	-4.95	-7.05	1011	-3.13	-3.94	1579	-2.94	-4.20	-3672	-4.69	-1.76	1463	-2.98	-2.79	-2664	-4.36	-2.23	-2664	-4.36	-2.23	-2664	-4.36	-2.23									
15	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	734.96	-3.23	-3.81	2623.92	-4.95	-7.05	1011	-3.13	-3.94	4185	-2.07	-5.42	212	-3.40	-3.57	3540	-2.29	-1.82	374	-3.34	-3.64	374	-3.34	-3.64	374	-3.34	-3.64									
15	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	470.72	-3.31	-3.69	-43.97	-5.84	-5.81	-192	-3.53	-3.38	1196	-3.07	-4.03	-3632	-4.68	-1.78	915	-3.16	-3.04	-2933	-4.45	-2.10	-2933	-4.45	-2.10	-2933	-4.45	-2.10									
16	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	470.72	-3.31	-3.69	-43.97	-5.84	-5.81	-192	-3.53	-3.38	3664	-2.25	-5.18	-532	-3.65	-3.22	2882	-2.51	-2.12	-463	-3.62	-3.25	-463	-3.62	-3.25	-463	-3.62	-3.25									
16	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	84.99	-3.44	-3.51	-3218.90	-6.90	-4.33	-1697	-4.03	-2.68	446	-3.32	-3.68	-3765	-4.72	-1.71	12	-3.46	-3.46	-3343	-4.58	-1.91	-3343	-4.58	-1.91	-3343	-4.58	-1.91									
17	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	84.99	-3.44	-3.51	-3218.90	-6.90	-4.33	-1697	-4.03	-2.68	2901	-2.50	-4.82	-1520	-3.97	-2.76	1970	-2.81	-2.55	-1554	-3.99	-2.74	-1554	-3.99	-2.74	-1554	-3.99	-2.74									
17	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	-418.79	-3.61	-3.28	-6895.16	-8.13	-2.61	-3505	-4.64	-1.83	-805	-3.74	-3.09	-4195	-4.87	-1.51	-1350	-3.92	-4.10	-4051	-4.82	-1.58	-4051	-4.82	-1.58	-4051	-4.82	-1.58									
18	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	-418.79	-3.61	-3.28	-6895.16	-8.13	-2.61	-3505	-4.64	-1.83	1897	-2.84	-4.35	-2757	-4.39	-2.18	804	-3.20	-3.09	-2906	-4.44	-2.11	-2906	-4.44	-2.11	-2906	-4.44	-2.11									
18	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	-464.86	-3.63	-3.25	10113.13	-9.20	-1.11	-4797	-5.07	-1.23	-1874	-4.09	-2.59	-4195	-4.87	-1.51	-2463	-4.29	-4.62	-4052	-4.82	-1.58	-4052	-4.82	-1.58	-4052	-4.82	-1.58									
19	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	1494.29	-2.97	-4.17	10113.13	-9.20	-1.11	-3372	-4.59	-1.90	4568	-1.94	-5.60	-1671	-4.03	-3.69	2963	-2.48	-2.09	-2010	-4.14	-2.53	-2010	-4.14	-2.53	-2010	-4.14	-2.53									
19	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	-464.86	-3.63	-3.25	-10293.64	-9.26	-1.03	-4797	-5.07	-1.23	-1874	-4.09	-2.59	-3870	-4.76	-1.66	-2																				

32	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	-4050.79	-4.82	-1.58	744.34	-5.58	-6.17	-2023	-4.14	-2.53	-3085	-4.50	-2.03	-9697	-6.70	1.05	-2873	-4.43	-4.81	-8143	-6.18	0.33
33	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	-3943.54	-4.79	-1.63	744.34	-5.58	-6.17	-2023	-4.14	-2.53	-1906	-4.10	-2.58	-4893	-5.10	-1.19	-1980	-4.13	-4.39	-4394	-4.93	-1.42
33	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	-4050.79	-4.82	-1.58	-328.96	-5.94	-5.67	-2422	-4.28	-2.34	-3272	-4.56	-1.94	-9697	-6.70	1.05	-3103	-4.50	-4.91	-8143	-6.18	0.33
34	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	-3692.13	-4.70	-1.75	-328.96	-5.94	-5.67	-2422	-4.28	-2.34	-1766	-4.06	-2.65	-4614	-5.01	-1.32	-1986	-4.13	-4.39	-4255	-4.89	-1.48
34	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	-3943.54	-4.79	-1.63	-1662.02	-6.38	-5.05	-2838	-4.41	-2.15	-3399	-4.60	-1.88	-9429	-6.61	0.93	-3287	-4.56	-5.00	-8010	-6.14	0.26
35	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	-3299.29	-4.57	-1.93	-1662.02	-6.38	-5.05	-2838	-4.41	-2.15	-1549	-3.98	-2.75	-4361	-4.92	-1.44	-1901	-4.10	-4.35	-4142	-4.85	-1.54
35	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	-3692.13	-4.70	-1.75	-3259.34	-6.91	-4.31	-3277	-4.56	-1.94	-3399	-4.60	-1.88	-8944	-6.45	0.70	-3287	-4.56	-5.00	-7707	-6.04	0.12
36	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	-2772.29	-4.40	-2.18	-3259.34	-6.91	-4.31	-3277	-4.56	-1.94	-1266	-3.89	-2.88	-4053	-4.82	-1.58	-1770	-4.06	-4.29	-3991	-4.80	-1.61
36	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	-3299.29	-4.57	-1.93	-5133.07	-7.54	-3.43	-3750	-4.72	-1.72	-3183	-4.53	-1.98	-8091	-6.17	0.30	-3203	-4.54	-4.96	-7115	-5.84	-0.15
37	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	-2122.13	-4.18	-2.48	-5133.07	-7.54	-3.43	-3750	-4.72	-1.72	-931	-3.78	-3.03	-3920	-4.78	-1.64	-1607	-4.00	-4.22	-3989	-4.80	-1.61
37	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	-2772.29	-4.40	-2.18	-7301.51	-8.26	-2.42	-4271	-4.89	-1.48	-2456	-4.29	-2.32	-6997	-5.80	-0.21	-2718	-4.37	-4.73	-6337	-5.58	-0.51
38	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	-1349.18	-3.92	-2.84	-7301.51	-8.26	-2.42	-4271	-4.89	-1.48	21	-3.46	-3.48	-3800	-4.74	-1.70	-962	-3.79	-3.92	-3989	-4.80	-1.61
38	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	-2122.13	-4.18	-2.48	-9765.30	-9.08	-1.28	-4844	-5.08	-1.21	-1793	-4.07	-2.63	-5849	-5.42	-0.74	-2386	-4.26	-4.58	-5526	-5.31	-0.89
39	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	970.02	-3.15	-3.92	-9765.30	-9.08	-1.28	-3448	-4.62	-1.86	3970	-2.14	-5.32	-1736	-4.05	-2.66	2471	-2.64	-2.32	-2077	-4.16	-2.50
39	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	-1349.18	-3.92	-2.84	-10152.01	-9.21	-1.10	-4844	-5.08	-1.21	-1764	-4.06	-2.65	-4567	-4.99	-1.34	-2386	-4.26	-4.58	-4619	-5.01	-1.32
40	2	0.6619	0.8381	11.43	2.245	7102.7	-0.12	-4.86	-4825.68	-5.13	-1.91	3051	-1.31	-3.35	13205	1.69	-7.14	5530	-0.58	-4.27	11153	1.08	1.96	5037	-0.72	-4.09
40	2	0.6619	0.8381	11.43	2.245	970.02	-1.92	-2.57	-10152.01	-6.70	0.08	-3448	-3.22	-0.92	-420	-2.33	-2.05	-2044	-2.81	-1.44	-1029	-2.51	-2.59	-2324	-2.89	-1.34
41	2	0.6619	0.8381	11.43	2.245	7102.2	-0.12	-4.86	-4826.41	-5.13	-1.91	3050	-1.31	-3.35	13204	1.68	-7.14	5530	-0.58	-4.27	11153	1.08	1.96	5036	-0.72	-4.09
41	2	0.6619	0.8381	11.43	2.245	2978.44	-1.33	-3.32	-7851.30	-6.02	-0.78	-1198	-2.56	-1.76	1835	-1.67	-2.89	461	-3.07	-2.38	1225	-1.85	-1.75	132	-2.17	-2.26
42	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	2978.44	-2.48	-4.86	-6060.19	-7.85	-3.00	-1198	-3.87	-2.91	6738	-1.22	-6.61	581	-2.27	-3.74	5135	-1.75	-1.08	227	-3.39	-3.57
42	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	1979.24	-2.81	-4.39	-7851.30	-6.45	-2.17	-1267	-3.89	-2.88	1690	-2.90	-4.26	-526	-3.64	-3.22	1094	-3.10	-2.96	-671	-3.69	-3.16
43	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	2432.52	-2.66	-4.60	-2152.89	-6.54	-4.82	567	-3.28	-3.73	5957	-1.48	-6.24	1301	-3.03	-4.07	4866	-1.84	-1.20	1155	-3.08	-4.01
43	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	1979.24	-2.81	-4.39	-6060.19	-7.85	-3.00	-1267	-3.89	-2.88	1690	-2.90	-4.26	-526	-3.64	-3.22	1094	-3.10	-2.96	-671	-3.69	-3.16
44	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	2767.77	-2.55	-4.76	1253.10	-5.41	-6.41	2099	-2.77	-4.45	6686	-1.24	-6.58	2259	-2.71	-4.52	5757	-1.55	-0.79	2228	-2.72	-4.51
44	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	2432.52	-2.66	-4.60	-2152.89	-6.54	-4.82	567	-3.28	-3.73	3290	-2.37	-5.00	-230	-3.54	-3.36	2740	-2.55	-2.19	-64	-3.49	-3.44
45	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	2981.54	-2.48	-4.86	4152.06	-4.44	-7.76	3330	-2.36	-5.02	7175	-1.07	-6.81	2972	-2.48	-4.85	6395	-1.33	-0.49	3045	-2.45	-4.89
45	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	2767.77	-2.55	-4.76	1253.10	-5.41	-6.41	2099	-2.77	-4.45	4247	-2.05	-5.45	-317	-3.57	-3.32	3812	-2.20	-1.69	326	-3.36	-3.62
46	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	3073.76	-2.45	-4.90	6543.87	-3.64	-8.88	4268	-2.04	-5.46	7432	-0.99	-6.93	3454	-2.32	-5.08	6789	-1.20	-0.30	3619	-2.26	-5.15
46	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	2981.54	-2.48	-4.86	4152.06	-4.44	-7.76	3330	-2.36	-5.02	4702	-1.90	-5.66	-414	-3.61	-3.27	4424	-1.99	-1.41	424	-3.33	-3.67
47	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	3073.76	-2.45	-4.90	8432.88	-3.01	-9.76	4928	-1.82	-5.76	7470	-0.98	-6.95	3722	-2.23	-5.20	6952	-1.15	-0.23	3965	-2.15	-5.32
47	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	3047.04	-2.45	-4.89	6543.87	-3.64	-8.88	4268	-2.04	-5.46	4843	-1.85	-5.72	-851	-3.75	-3.07	4726	-1.89	-1.27	320	-3.36	-3.62
48	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	3047.04	-2.45	-4.89	9820.01	-2.55	-10.40	5319	-1.69	-5.95	7470	-0.98	-6.95	3727	-2.22	-5.20	6952	-1.15	-0.23	4048	-2.12	-5.35
48	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	2901.93	-2.50	-4.82	8432.88	-3.01	-9.76	4928	-1.82	-5.76	5146	-1.75	-5.87	-1236	-3.88	-2.89	5100	-1.77	-1.09	92	-3.44	-3.51
49	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	2901.93	-2.50	-4.82	10702.02	-2.26	-10.81	5450	-1.65	-6.01	7302	-1.03	-6.87	3727	-2.22	-5.20	6897	-1.17	-0.25	4048	-2.12	-5.35
49	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	2636.5	-2.59	-4.70	9820.01	-2.55	-10.40	5319	-1.69	-5.95	5111	-1.76	-5.85	-1748	-4.05	-2.65	5177	-1.74	-1.06	-290	-3.56	-3.33
50	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	2636.5	-2.59	-4.70	11081.15	-2.13	-10.99	5450	-1.65	-6.01	6934	-1.15	-6.70	3419	-2.33	-5.06	6629	-1.26	-0.38	3828	-2.19	-5.25
50	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	2252.09	-2.72	-4.52	10702.02	-2.26	-10.81	5327	-1.69	-5.95	4781	-1.87	-5.70	-2336	-4.25	-2.38	4889	-1.84	-1.19	-785	-3.73	-3.10
51	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	2252.09	-2.72	-4.52	11081.15	-2.13	-10.99	5327	-1.69	-5.95	6372	-1.34	-6.44	3018	-2.46	-4.87	6156	-1.41	-0.60	3483	-2.31	-5.09
51	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	1750.97	-2.89	-4.29	10954.38	-2.17	-10.93	4951	-1.82	-5.78	4245	-2.05	-5.45	-2852	-4.42	-2.14	4385	-2.01	-1.42	-1272	-3.89	-2.88
52	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	1750.97	-2.89	-4.29	10954.38	-2.17	-10.93	4951	-1.82	-5.78	5619	-1.59	-6.09	2518	-2.63	-4.64	5479	-1.64	-0.91	3008	-2.46	-4.87
52	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	1228.39	-3.06	-4.04	10473.18	-2.33	-10.71	4442	-1.99	-5.54	3625	-2.26	-5.16	-3339	-4.58	-1.91	3787	-2.20	-1.70	-1764	-4.06	-2.65
53	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	1228.39	-3.06	-4.04	10473.18	-2.33	-10.71	4442	-1.99	-5.54	4793	-1.87	-5.70	1998	-2.80	-4.40	4717	-1.89	-1.27	2490	-2.64	-4.63
53	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	779.23	-3.21	-3.83	9795.63	-2.56	-10.39	3923	-2.16	-5.30	3135	-2.42	-4.93	-3740	-4.72	-1.73	3291	-2.37	-1.93	-2189	-4.20	-2.45
54	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	779.23	-3.21	-3.83	9795.63	-2.56	-10.39	3923	-2.16	-5.30	4017	-2.13	-5.34	1558	-2.95	-4.19	3994	-2.14	-1.61	2034	-2.79	-4.42
54	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	404.07	-3.34	-3.66	8923.17	-2.85	-9.98	3393	-2.34	-5.05	3025	-2.46	-4.88	-3941	-4.78	-1.63	3095	-2.44	-2.03	-2457	-4.29	-2.32
55	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	404.07	-3.34	-3.66	8923.17	-2.85	-9.98	3393	-2.34	-5.05	3293	-2.37	-5.00	1182	-3.07	-4.02	3307	-2.36	-1.93	1627	-2.93	-4.23
55	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	101.1	-3.44	-3.52	7852.64	-3.21	-9.49	2843	-2.52	-4.79	2385	-2.67	-4.58	-3941	-4.78	-1.63	2474	-2.64	-2.32	-2541	-4.32	-2.28
56	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	101.1	-3.44	-3.52	7852.64	-3.21	-9.49	2843	-2.52	-4.79	3293	-2.37	-5.00	856	-3.18	-3.87	3199	-2.40	-1.98	1256	-3.05	-4.05
56	1	0.6258	0.8742	7.2752	1.876	-129.81	-3.51	-3.																		

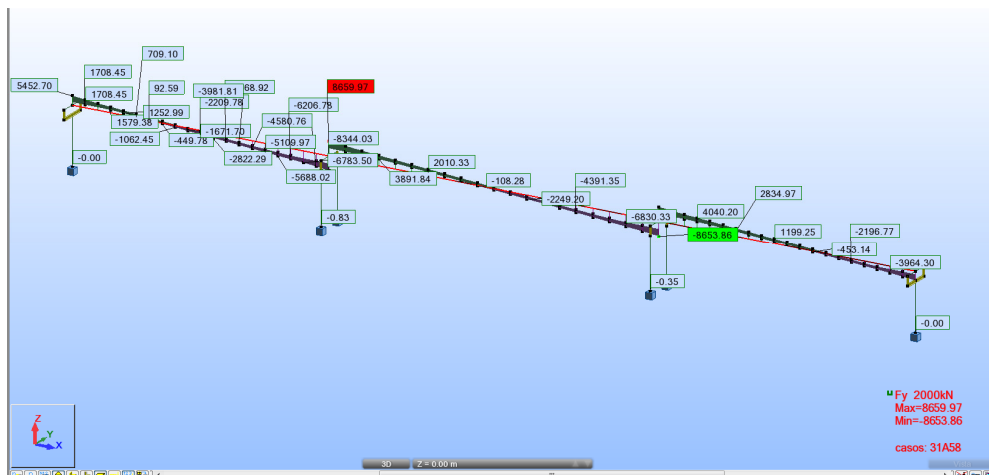
Momentos Primarios Pretensado



Envolvente de Momentos Últimos

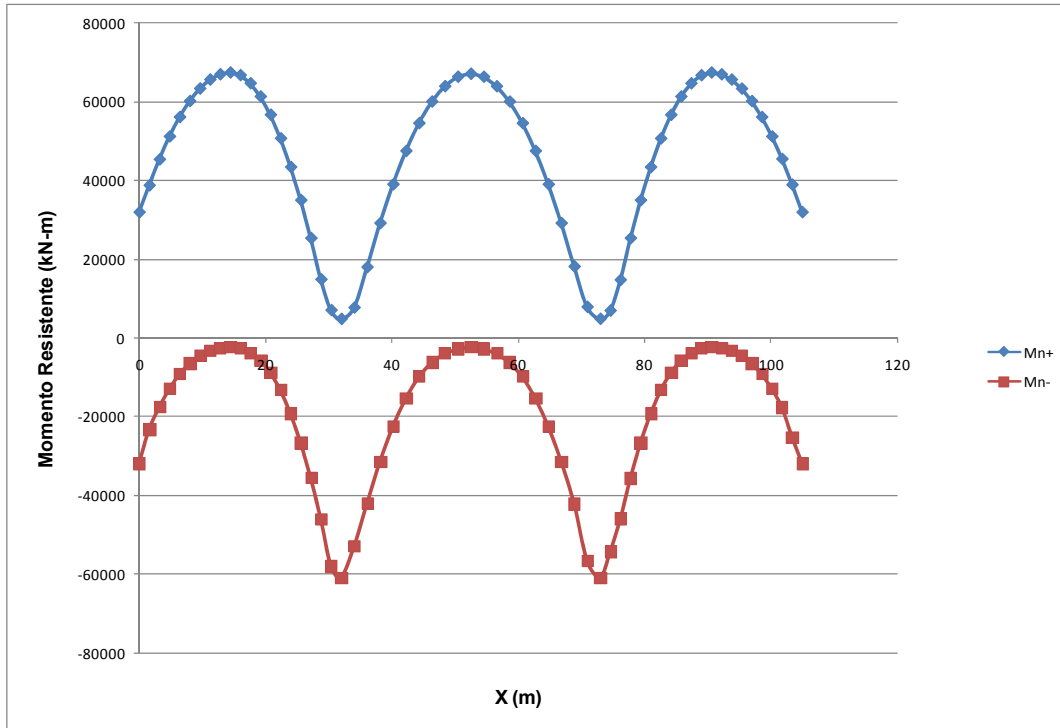


Envolvente de Cortante



A continuación se presenta el momento resistente de la sección, el cual debe ser mayor que los momentos últimos mostrados anteriormente.

x (m)	Mn+ (kN-m)	Mn- (kN-m)
0.00	32006.2	-31837.5
1.60	38826.5	-23239
3.20	45408.2	-17570.7
4.80	51229.5	-12889.3
6.40	56148.3	-9180.4
8.00	60201.8	-6454.7
9.60	63374.5	-4547
11.20	65659.7	-3295.7
12.80	66992.7	-2617.9
14.40	67455	-2382.8
16.00	66776.7	-2707.8
17.60	64724.4	-3774.4
19.20	61367.8	-5700.6
20.80	56720.5	-8745.1
22.40	50741.7	-13243.6
24.00	43467.7	-19187.6
25.60	35060.7	-26588.7
27.20	25422.7	-35541.7
28.80	14974.2	-45949.4
30.40	7177.7	-57884.7
32.00	4948.4	-60759.3
34.05	7808.9	-52875.4
36.10	18092.6	-41974.5
38.15	29236	-31348.8
40.20	39087.5	-22430.1
42.25	47567.3	-15301.1
44.30	54602.1	-9837
46.35	60081.7	-6189.1
48.40	63972.2	-3961.6
50.45	66367.5	-2740.5
52.50	67135.2	-2372
54.55	66364.4	-2740.2
56.60	63966.5	-3960
58.65	60074.2	-6185
60.70	54593.7	-9827.6
62.75	47559.1	-15294.5
64.80	39081.3	-22424.1
66.85	29234.1	-31347
68.90	18238.4	-42074.9
70.95	7991.3	-56541.9
73.00	4960.3	-60773.5
74.60	7046.5	-54214.3
76.20	14849.5	-45861.4
77.80	25423.6	-35542.5
79.40	35055.8	-26583.9
81.00	43458.8	-19179.6
82.60	50730	-13235.5
84.20	56707	-8736.2
85.80	61355	-5695.1
87.40	64710.1	-3767.5
89.00	66763	-2707.7
90.60	67442.5	-2383.5
92.20	66981.8	-2618.1
93.80	65650.5	-3294.9
95.40	63367	-4545.2
97.00	60196	-6452.1
98.60	56144.3	-9177.7
100.20	51227	-12887.6
101.80	45502.2	-17650.8
103.40	38978	-25138.1
105.00	32017.6	-31846.4

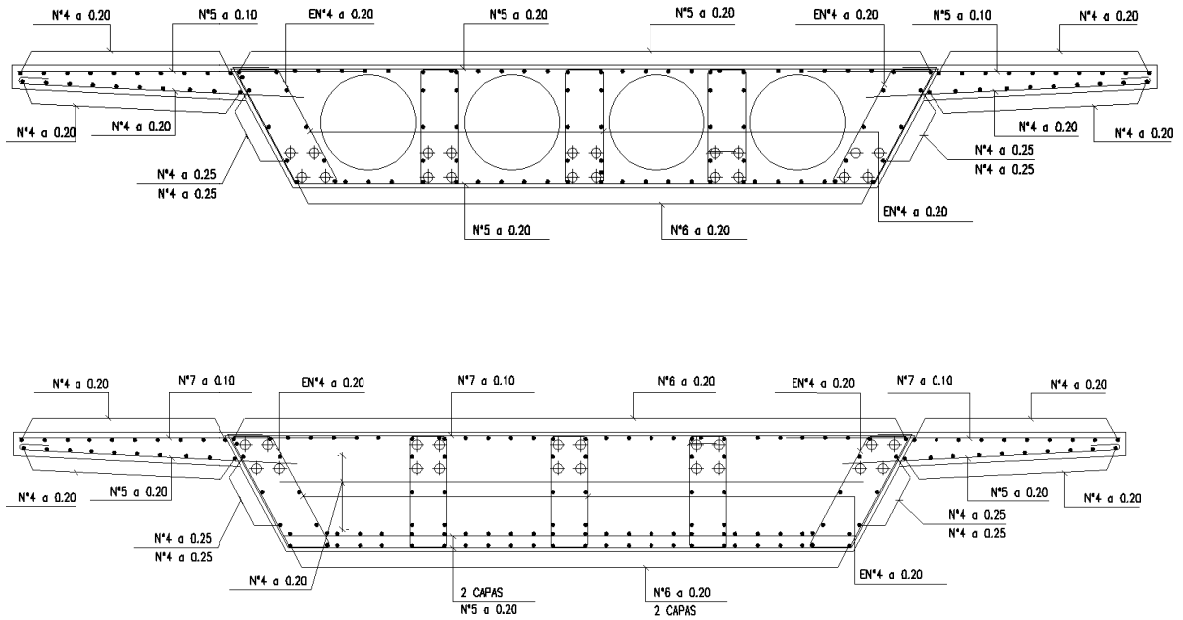


Se debe revisar la sección a cortante y torsión, a continuación se muestran los cálculos:

f_c (MPa)	35
f_y (MPa)	420
f_{pu} (MPa)	1860
E_c (MPa)	28397
E_s (MPa)	200000
E_p (MPa)	195000
$\Phi_{cortante}$	0.9
$\Phi_{flexion}$	1
Φ_{axial}	1

V_u (Ton)	865.38
M_u (Ton-m)	5284.13
T_u (Ton-m)	17.34
N_u (Ton)	0

	APOYO
Tipo de sección	Otra
Vu (N)	8653800.00
Mu (N-mm)	52841300000
Tu (N-mm)	173400000.00
Nu (N)	0.00
Vp (N)	0.00
Aps (mm ²)	33600.00
h (mm)	1500.00
t (mm)	1650.00
b (mm)	5900.00
d' (mm)	120.00
d" (mm)	50.00
As (mm ²)	2399940.00
s (mm)	100.00
A _{transversal} (mm ²)	1990.00
A _{mínima} (mm ²)	689.79
Ac (mm ²)	5433640.00
fpc (Mpa)	3.40
fps (Mpa)	1049.65
fpo (Mpa)	1302.00
Acp (mm ²)	11430000.00
pc (mm)	24613.02
Aoh (mm ²)	1818300.00
ph (mm)	156428.35
0.25f _{cr} (N-mm)	3844624389
Torsión?	DESPRECIAR
de (mm)	1380.00
dv (mm)	1242.00
v (N/mm ²)	5.52
v / f'c (<0.25)	0.16
ε _x *1000 (<1)	0.01
ε _x *1000 (<1)	0.01
q (°)	28.00
b	2.52
Vc (N)	9067472.83
Vs (N)	547860.51
Av (mm ²)	55.84
2At (mm ²)	0.00
Av+2At (mm ²)	55.84
Revisión A _{transversal}	OK
Revisión A _{longitudinal}	OK
Revisión Sección	OK
Revisión Sección 2	OK
X (m)	2.13
Vu (Kn)	8653.80
ΦVn (Kn)	25731.55



CALCULO DE LA SUBESTRUCTURA

CALCULO DE ESTRIBOS

El cálculo de las acciones en el estribo por el terreno se mostró en la alternativa anterior, y es similar para este puente ya que tienen la misma altura.

Las fuerzas verticales y horizontales transmitidas por la superestructura al estribo se obtienen del modelo.

REACCIONES EN CIMENTACION Y EXCENTRICIDAD RESP. PUNTERA

RU1 <T/m>	EXC1 <m>	77.53	1.74
RU2 <T/m>	EXC2 <m>	73.35	1.75
RU3 <T/m>	EXC3 <m>	69.17	1.85

TENSIONES MAXIMAS EN EL TERRENO

	HIP.1	HIP.2	HIP.3
TENSION EN PUNTERA SMAX <T/M2>	= 29.51	27.74	24.26
TENSION MINIMA EN TALON SMIN <T/M2>	= 2.79	2.82	4.56
LONGITUD DE CONTACTO ZAPATA-SUELO <m>	= 4.80	4.80	4.80

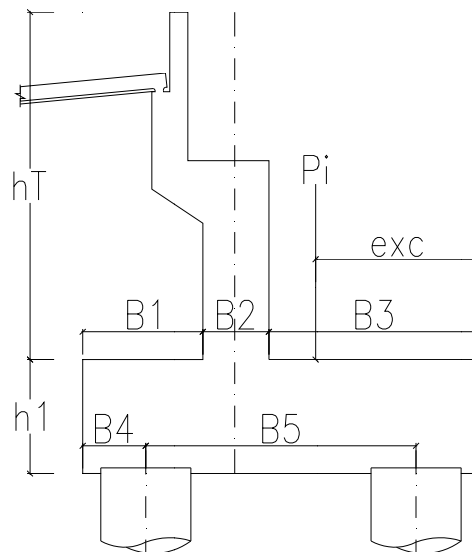
COEFICIENTE DE SEGURIDAD A DESLIZAMIENTO 1	= 1.66
COEFICIENTE DE SEGURIDAD A DESLIZAMIENTO 3	= 1.51

COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL VUELCO	= 2.52
COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL VUELCO	= 2.61
COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL VUELCO	= 2.39

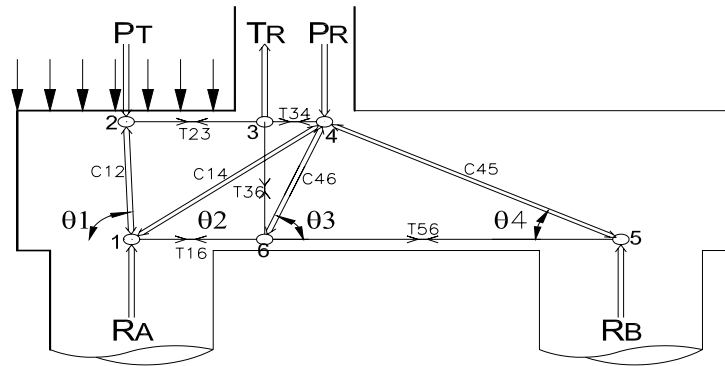
	ZZAP	AXIL	FLECTOR	CORTANTE	ARMADURA	
MURETE		0.79	0.31	0.71	0.0	4.5
APOYO LOSA		2.81	1.18	1.66	0.1	9.0
BASE CARGADERO		26.12	3.50	4.01	0.5	12.0
	4.75	17.76	2.42	3.57		
		26.12	3.50	4.01	0.5	12.0
	3.80	17.76	2.42	3.57		
		28.26	9.40	6.49	0.5	12.6
	2.85	19.90	7.74	6.05		
		30.40	18.11	9.67	0.5	13.2
	1.90	22.04	15.87	9.23		
		32.53	30.30	13.54	0.6	13.8
	0.95	24.18	27.47	13.10		
		34.67	46.62	18.09	0.6	14.4
	0.00	26.31	43.20	17.65		
		36.81	67.73	23.34	0.7	20.1
		28.45	63.72	22.90		
PUNTERA ZAPATA		0.00	49.78	32.95	0.0	17.6
TALON ZAPATA		0.00	-21.76	-16.35	0.0	16.5
		0.00	-22.17	-16.61		

Para encontrar el refuerzo en la zapata del estribo se realizó un modelo de bielas y tirantes similar al del anterior:

- F.S. = 1.50
- REFERENCIA = 3.35 m
- Pi = 77.53 t/m
- exc = 1.74 m
- B1 = 1.80 m
- B2 = 1.00 m
- B3 = 2.00 m
- B4 = 0.85 m
- B5 = 3.10 m
- h1 = 1.10 m
- hT = 7.80 m
- APT = 14.04 m²
- γ = 2.00 t/m³
- h' = 0.94 m
- aPT = 0.90 m
- e = 0.76
- a = 1.40
- PT = 141.10 t
- P = 389.59 t
- X = 1.99 m
- PR = 1111.50 t
- TR = -863.02 t
- RA = 111.85 t
- RB = 277.74 t



Reaccion de los pilotes



1) calculo de angulos de bielas y tirantes

$\theta_1 = -86.94$	$\theta_2 = 28.81$	$\theta_3 = 61.86$	$\theta_4 = 33.74$
$\theta_1 = -1.52$	$\theta_2 = 0.50$	$\theta_3 = 1.08$	$\theta_4 = 0.59$
$\text{Sen } \theta_1 = -1.00$	$\text{Sen } \theta_2 = 0.48$	$\text{Sen } \theta_3 = 0.88$	$\text{Sen } \theta_4 = 0.56$
$\text{Cos } \theta_1 = 0.05$	$\text{Cos } \theta_2 = 0.88$	$\text{Cos } \theta_3 = 0.47$	$\text{Cos } \theta_4 = 0.83$

RA =	111.85 ton
RB =	277.74 ton
PT =	141.10 ton
PR =	1111.50 ton
TR =	863.02 ton

2) Calculo de fuerzas internas

NUDO 2

$$\begin{aligned} \sum F_Y \Rightarrow C_{12} \text{Sen} \theta_1 &= P_T & C_{12} &= -141.30 \text{ ton} \\ \sum F_X \Rightarrow T_{23} &= C_{12} \text{Cos} \theta_1 & T_{23} &= -7.55 \text{ ton} \end{aligned}$$

NUDO 3

$$\begin{aligned} \sum F_Y \Rightarrow T_{36} &= T_R & T_{36} &= 863.02 \text{ ton} \\ \sum F_X \Rightarrow T_{23} &= T_{34} & T_{34} &= -7.55 \text{ ton} \end{aligned}$$

NUDO 5

$$\begin{aligned} \sum F_Y \Rightarrow R_B &= C_{45} \text{Sen} \theta_4 & C_{45} &= 500.08 \text{ ton} \\ \sum F_X \Rightarrow T_{56} &= C_{45} \text{Cos} \theta_4 & T_{56} &= 415.87 \text{ ton} \end{aligned}$$

NUDO 6

$$\begin{aligned} \sum F_Y \Rightarrow T_{36} &= C_{46} \text{Sen} \theta_3 & C_{46} &= 978.67 \text{ ton} \\ T_{56} - T_{16} &= C_{46} \text{Cos} \theta_3 & T_{16} &= -45.64 \text{ ton} \end{aligned}$$

NUDO 1

$$\begin{aligned} \sum F_Y \Rightarrow C_{12} \text{Sen} \theta_1 + C_{14} \text{Sen} \theta_2 &= R_A & C_{14} &= -60.70 \text{ ton} \\ \sum F_X \Rightarrow T_{16} &= C_{14} \text{Cos} \theta_2 - C_{12} \text{Cos} \theta_1 & T_{16} &= -45.64 \text{ ton} \end{aligned}$$

NUDO 4

$$\begin{aligned} \sum F_Y \Rightarrow C_{12} \text{Sen} \theta_1 + C_{14} \text{Sen} \theta_2 &= R_A & C_{14} &= -60.70 \text{ ton} \\ \sum F_X \Rightarrow T_{16} &= C_{14} \text{Cos} \theta_2 - C_{12} \text{Cos} \theta_1 & T_{16} &= -45.64 \text{ ton} \end{aligned}$$

3) Dimensionamiento de tirantes inferiores

Datos de entrada

fy (Kg/cm2) = 4200
 ϕ = 0.9
 T (Ton) = 415.87

As req (cm2) = 110.02
 Barra No 8
 Area (cm2) = 5.07

Usar 22 No 8

4) calculo del refuerzo secundario entre tirantes

Datos de entrada

d'(m) = 0.15
 ϕ pilote (m) = 0.8
 D pilotes (m) = 3.35
 Ancho banda (m) = 1.10
 Ancho repart (m) = 2.25
 As min (cm2) = 55.74 Por ancho entre bandas
 As min (cm2/ml) = 24.77
 Barra No 8
 Area (cm2) = 5.07

Usar No 8 @ 0.20

5) refuerzo de repartición superior e inferior transversal

ρ min = 0.0011
 b (cm) = 100
 h (cm) = 110.00
 As req (cm2/m) = 12.1 19
 Barra No 6 19.35
 Area (cm2) = 2.85
 Usar No 6 @ 0.24

6) calculo del refuerzo entre pilotes secundario vertical

C max (ton) = 500.08 en pilotes
 Tmax (Ton) = 150.02
 As req (cm2) = 19.84 Por banda
 Dis entre pilotes (m) = 2.30
 As req (cm2/ml) = 8.63
 Barra No 6
 Area (cm2) = 2.85

Usar No 6 @ 0.20

7) Verificación de la biela a compresión

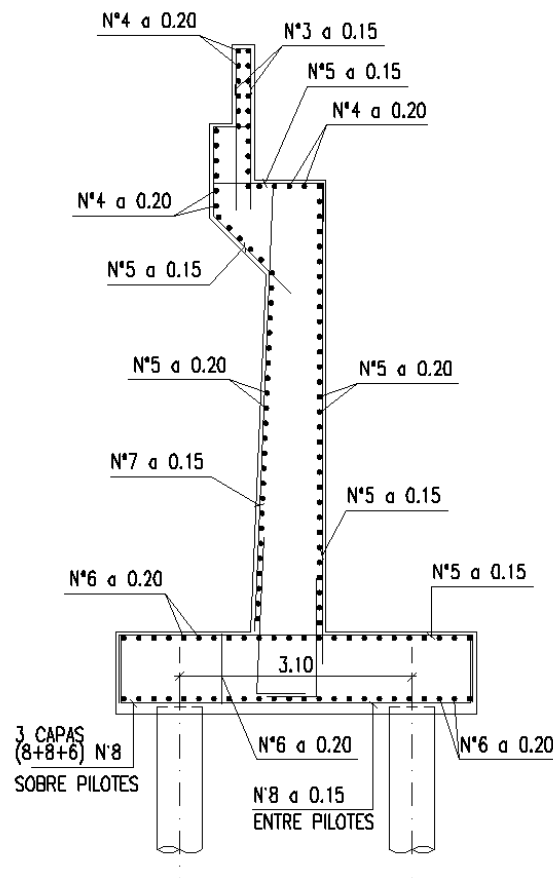
C (Ton) =	500.08
Es (Ton/m2) =	20000000
F'c (Ton/m2) =	2100
ϕ pilote (m) =	0.8
θ =	33.74
T (ton) =	415.87
As (cm2) =	111.48

7.1) calculo del esfuerzo actuante

Ap (m2) =	0.5027
Ac (m2) =	0.91
σ_c (Ton) =	994.88

7.2 calculo del esfuerzo resistente del concreto en la biela

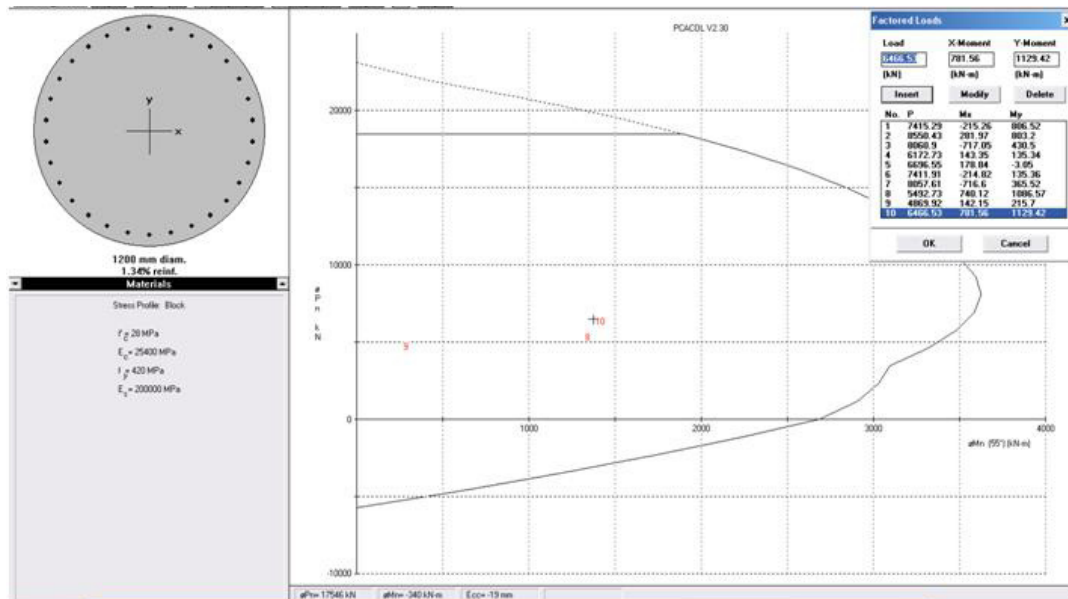
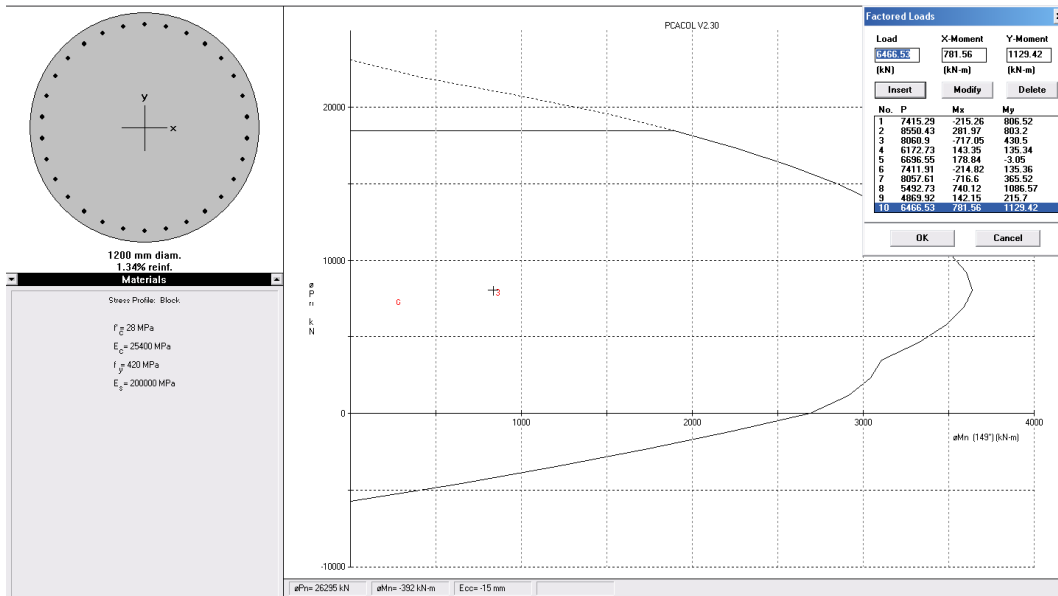
σ_s (Ton/m2) =	3.7	
ϵ_s = (mm/mm) =	0.00000019	
ϵ_1 = (mm/mm) =	0.004484576	
Fcu (Ton/m2) =	1344.10	> 994.88



CALCULO DE PILAS

Las fuerzas de diseño para las pilas se obtienen del modelo con las combinaciones de carga.

Diagramas de Interacción Pilas



**REFUERZO DE CONFINAMIENTO EN PILAS CIRCULARES
AASHTO LRFD - 2005**

f'_c 28 Mpa D 1200 mm
 f_{yh} 420 Mpa d' 50 mm

$$\rho_s \geq 0.12 \frac{f'_c}{f_y} = 0.0080$$

Vasv = 7602654 mm³

Diametro espiral 5 /8 198 mm²

Volumen 684006 mm³

Cantidad de flejes por metro 11.1 und cada 90 mm

Diametro 5 /8
 Area (cm²) = 1.98
 Separación (m) = 0.075

Calculo de cortante resistente

Zona de articulación plástica

Vu (Kn) = 240.1
 Vc (Kn) = 0
 As/s (cm²/ml) = 26.39
 d (Mm) = 950.1
 fVs (Kn) = 1790 > 240.1

El refuerzo para la zapata de las pilas se obtuvo con un modelo de bielas y tirantes presentado a continuación.

$$f_y := 420 \text{ MPa}$$

$$f_c := 21 \text{ MPa}$$

$$\phi := 0.70$$

Recubrimiento superior del refuerzo

$$\text{Rec_sup} := 0.05 \text{ m}$$

Recubrimiento inferior

$$\text{Rec_inf} := 0.05 \text{ m}$$

Ancho apoyo sup

$$a := 1.20 \text{ m}$$

Cargas verticales transmitidas por apoyo

$$V_1 := 4900 \text{ kN}$$

Ancho biela

$$bc := 0.60 \text{ m}$$

Compresión máxima en el concreto

$$f_{cu} := 0.85 \cdot f_c = 17.85 \text{ MPa}$$

Diámetro del pilote

$$\phi_{pil} := 0.60 \text{ m}$$

Coef. reducción de resistencia para flexión

$$\phi_f := 0.90$$

$$d_1 := 0.90 \text{ m}$$

$$d_2 := 0.90 \text{ m}$$

$$h := 1.15 \text{ m}$$

CALCULO DE LAS REACCIONES

$$R_3 := \frac{V_1 \cdot d_1}{d_1 + d_2} = 2450.00 \text{ kN}$$

$$R_2 := V_1 - R_3 = 2450.00 \text{ kN}$$

CALCULO DE BIELAS & TIRANTES

$$C_{12} := \frac{R_2}{\sin(\alpha)} = 3111.09 \text{ kN}$$

$$T_{23} := C_{12} \cdot \cos(\alpha) = 1917.39 \text{ kN}$$

$$C_{13} := \frac{C_{12} \cdot \sin(\theta)}{\sin(\rho)} = 3111.09 \text{ kN}$$

ANCHO DE BIELAS

$$\alpha_{12} := 2 \cdot \left(\frac{a}{2} \cdot \sin(\alpha) + \text{Rec_sup} \cdot \cos(\alpha) \right) = 1.01 \text{ m}$$

$$\alpha_{13} := 2 \cdot \left(\frac{a}{2} \cdot \sin(\beta) + \text{Rec_sup} \cdot \cos(\beta) \right) = 1.01 \text{ m}$$

$$\alpha_{21} := 2 \cdot (\phi_{pil} \cdot \sin(\alpha) + \text{Rec_inf} \cdot \cos(\alpha)) = 1.01 \text{ m}$$

$$\alpha_{31} := 2 \cdot (\phi_{pil} \cdot \sin(\beta) + \text{Rec_inf} \cdot \cos(\beta)) = 1.01 \text{ m}$$

COMPROBACION NUDOS

Nudo 1

Tipo 1: Nudos Comprimidos regiones de apoyo
Tipo 2: Nudos que anclan frentes en una dirección
Tipo 3: Nudos que anclan frentes en más de una dirección

$$\sigma_{adm1} := \begin{cases} 0.85 \cdot \phi \cdot f_c & \text{if tipo} = 1 \\ 0.75 \cdot \phi \cdot f_c & \text{if tipo} = 2 \\ 0.65 \cdot \phi \cdot f_c & \text{if tipo} = 3 \end{cases}$$

$$\sigma_{adm1} = 12.49 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{12} := \frac{C12}{a'2 \cdot bc} = 5.15 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{if}(\sigma_{12} \leq \sigma_{adm1}, \text{"CUMPLE"}, \text{"NO CUMPLE"}) = \text{"CUMPLE"}$$

$$\sigma_{13} := \frac{C13}{a'3 \cdot bc} = 5.15 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{if}(\sigma_{13} < \sigma_{adm1}, \text{"CUMPLE"}, \text{"NO CUMPLE"}) = \text{"CUMPLE"}$$

$$\sigma_{11} := \frac{V}{a \cdot bc} = 6.81 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{if}(\sigma_{11} \leq \sigma_{adm1}, \text{"CUMPLE"}, \text{"NO CUMPLE"}) = \text{"CUMPLE"}$$

Nudo 2

Tipo 1: Nudos Comprimidos regiones de apoyo
Tipo 2: Nudos que anclan frentes en una dirección
Tipo 3: Nudos que anclan frentes en más de una dirección

$$\sigma_{adm2} := \begin{cases} 0.85 \cdot \phi \cdot f_c & \text{if Tipo} = 1 \\ 0.75 \cdot \phi \cdot f_c & \text{if Tipo} = 2 \\ 0.65 \cdot \phi \cdot f_c & \text{if Tipo} = 3 \end{cases}$$

$$\sigma_{adm2} = 11.02 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{21} := \frac{C12}{a21 \cdot bc} = 5.15 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{if}(\sigma_{21} \leq \sigma_{adm2}, \text{"CUMPLE"}, \text{"NO CUMPLE"}) = \text{"CUMPLE"}$$

$$\sigma_{22} := \frac{R2}{\phi \rho l \cdot bc} = 6.81 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{if}(\sigma_{22} \leq \sigma_{adm2}, \text{"CUMPLE"}, \text{"NO CUMPLE"}) = \text{"CUMPLE"}$$

Tipo 1: Nudos Comprimidos regiones de apoyo
Tipo 2: Nudos que amplían frentes en una dirección
Tipo 3: Nudos que amplían frentes en más de una dirección

$$\sigma_{adm3} := \begin{cases} 0.85 \cdot \phi \cdot f_c & \text{if } tipo_ = 1 \\ 0.75 \cdot \phi \cdot f_c & \text{if } tipo_ = 2 \\ 0.65 \cdot \phi \cdot f_c & \text{if } tipo_ = 3 \end{cases}$$

$$\sigma_{adm3} = 11.02 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{31} := \frac{C13}{a31 \cdot bc} = 5.15 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{if}(\sigma_{31} \leq \sigma_{adm3}, \text{"CUMPLE"}, \text{"NO CUMPLE"}) = \text{"CUMPLE"}$$

$$\sigma_3 := \frac{R3}{\phi \cdot p \cdot oc} = 6.81 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{if}(\sigma_3 \leq \sigma_{adm3}, \text{"CUMPLE"}, \text{"NO CUMPLE"}) = \text{"CUMPLE"}$$

CÁLCULO DEL REFUERZO

REFUERZO PRINCIPAL A TRACCIÓN

$$As1 := \frac{T23}{\phi \cdot f_y} = 50.72 \cdot \text{cm}^2$$

Usar barras

Nº7
Nº8
Nº9

TENSION TRANSVERSAL

$$\omega := 45^\circ$$

$$T_{tr} := 0.30 \cdot \max(C12, C13) = 933.33 \cdot \text{kN}$$

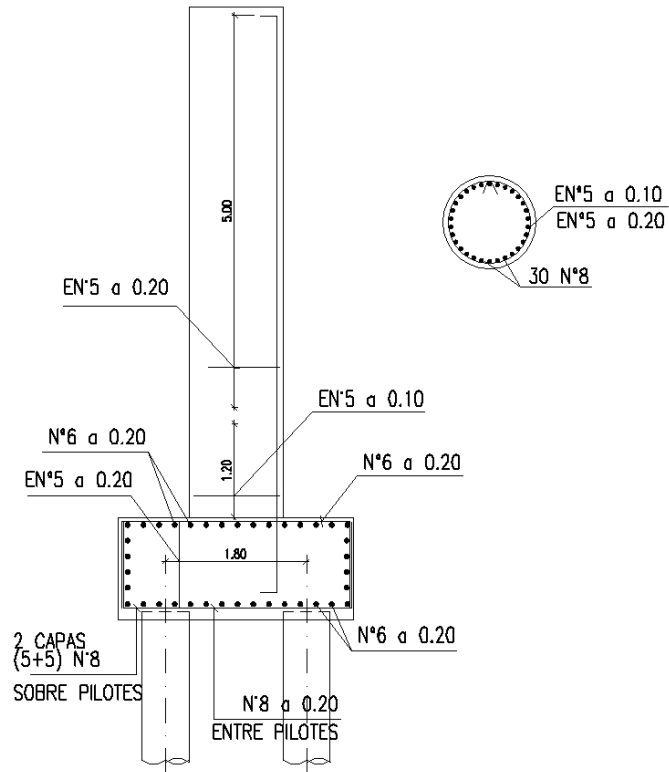
$$T_{tr_v} := T_{tr} \cdot \sin(\omega) = 659.96 \cdot \text{kN}$$

$$As_{tr} := \frac{T_{tr_v}}{\phi \cdot f_y} = 17.46 \cdot \text{cm}^2$$

Usar flejes

Nº4
Nº5
Nº6

Se debe utilizar 2 capas de N°8 sobre los pilotes y estribos N°5 a 0.20 entre pilotes.



DISEÑO DE LOS PILOTES

Los pilotes se diseñan para que soporten la fuerza axial máxima a la que se ven sometidos, transmitida desde las zapatas de la subestructura. La longitud de los pilotes será 20m, asumiendo que a esta profundidad se encuentra un estrato de suelo estable que proporcione las condiciones de cimentación necesarias.

A continuación se presenta un resumen de los momentos y cortantes máximos en cada puente:

Puente Viga-Losa

Mu	13102.85	kN-m
Vu	1740.47	kN
Mn	17417.54	kN-m
Vn	3236.75	kN

Puente Vano a Vano

Mu +	32625.25	kN-m
Mu -	52841.25	kN-m
Vu	8643.8	kN
Mn +	67000	kN-m
Mn -	64000	kN-m
Vn	25731.51	kN