Universidad Austral de Chile
Facultad de Ciencias de la Ingeniería
Escuela de Ingenieria Civil en Obras Civiles

ANALISIS TEORICO EXPERIMENTAL DE VIGAS PRETENSADAS DE HORMIGON SIN VIBRACION DEL ALMA

Memoria para optar al Titulo de:
Ingeniero Civil en Obras Civiles

PROFESOR GUIA:
SR. GALO VALDEBENITO M.
INGENIERO CIVIL
UNIVERSIDAD DE CONCEPCION

CESAR HERNAN MOREIRA ABURTO

VALDIVIA CHILE

2003

Es realmente reconfortante mirar atrás y darse cuenta que todos los esfuerzos realizados dan fruto, y se convierten en un anhelo hecho realidad.

Doy gracias a Dios por dirigir mis pasos.

Dedico este trabajo a mis padres, Augusta y Hernán, por su amor y comprensión incondicional frente a todos los traspiés a que nos enfrentamos en este arduo camino.

A mi polola Pilar por el total apoyo y cariño entregado.

César Moreira Aburto

ÍNDICE

Página

CAPITULO I

1. INTRODUCCIÓN 2
1.1 COMENTARIOS GENERALES 2
1.2 OBJETIVO DE LA MEMORIA 2

CAPITULO II

2. TIPOS DE SUPERESTRUCTURAS 5
2.1 CLASIFICACIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA 6
2.2 DESCRIPCIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA 12
2.3 PRINCIPALES PUENTES CHILENOS 14
2.4 PROYECTOS FUTUROS DE PUENTES 17

CAPITULO III

3. TEORÍA DEL HORMIGÓN PRECOMPRIMIDO 21
3.1 HISTORIA DEL HORMIGÓN PRECOMPRIMIDO 21
3.2 PRETENSADO EN CHILE 21
3.3 TIPOS DE HORMIGÓN PRECOMPRIMIDO 21
3.3.1 PRETENSADO 22
3.3.2 POSTENSADO 22
3.4 GRADO DE PRETENSADO 22
3.4.1 PRETENSADO TOTAL 22
3.4.2 PRETENSADO LIMITADO 23
3.4.3 PRETENSADO PARCIAL 23
3.4.4 PRETENSADO MODERADO O CONSTRUCTIVO 23
3.5 FUNDAMENTOS DEL HORMIGÓN PRECOMPRIMIDO 23
3.6 MATERIALES 26
3.6.1 HORMIGÓN 26
3.6.2 ACERO PARA PRETENSAR 27
3.6.3 RECUBRIMIENTO Y SEPARACIÓN MÍNIMA 28
3.6.4 ANCLAJES 29

3.7 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO 30
3.8 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL PRETENSADO 31
3.8.1 VENTAJAS 31
3.8.2 DESVENTAJAS 32

CAPITULO IV

4 BASES DE CÁLCULO PARA EL DISEÑO 34
4.1 CARGA DE DISEÑO 34
4.1.1 CARGAS MUERTAS 35
4.1.1.1 PESO PROPIO DE LA VIGA 35
4.1.1.2 PESO PROPIO LOSA Y CARPETA DE RODADO 36
4.1.1.3 PESO DE BARANDAS Y PASILLOS 36
4.1.2 CARGAS VIVAS 37
4.1.2.1 CAMIONES NORMA AASHTO 37
4.1.2.2 CARGA DE FAJA 40
4.1.2.3 SOBRECARGA PEATONAL 40
4.1.3 CARGAS EVENTUALES 42
4.1.3.1 FUERZAS CENTRIFUGAS 42
4.1.3.2 CARGAS DE VIENTO 42
4.1.4 VÍAS DE TRANSITO 43
4.2 SOLICITACIONES 43
4.2.1 MOMENTO PRODUCIDO POR LAS CARGAS MUERTAS 43
4.2.2 MOMENTO PRODUCIDO CAMIÓN HS AASHTO 44
4.3 COEFICIENTES DE MODIFICACIÓN 44
4.3.1 COEFICIENTE DE IMPACTO 44
4.3.2 COEFICIENTE DE REDUCCIÓN 45
4.3.3 COEFICIENTE DE MAYORACIÓN 46
4.3.4 COEFICIENTE DE DISTRIBUCIÓN 46
4.4 CARGAS POR RUEDA DE CAMIÓN 47
4.4.1 DISTRIBUCIÓN DE LA CARGA DE RUEDA A LOS NODOS DEL EMPARRILLADO 47
4.5 ESTADOS Y COMBINACIONES DE CARGA 48
4.5.1 ESTADOS DE CARGA 48
4.5.2 COMBINACIONES DE CARGA 49
4.6 ESTADOS TENSIONALES DE LAS VIGAS PRETENSADAS 50
4.6.1 TENSIONES ADMISIBLES EN VIGAS PRETENSADAS 50

4.6.2 ESTIMACIÓN DE LAS PERDIDAS DE TENSIÓN EN ELEMENTOS PRETENSADOS 50
4.6.3 ESTIMACIÓN DE LAS PÉRDIDAS INSTANTÁNEAS 51
4.6.3.1 PERDIDA DE TENSIÓN POR ROZAMIENTO EN EL GATO 51
4.6.3.2 PÉRDIDAS DE TENSIÓN POR PENETRACIÓN DE CUÑAS 51
4.6.3.3 PERDIDAS DE TENSIÓN POR ACORTAMIENTO ELÁSTICO DEL HORMIGÓN Y ESTIRAMIENTO NO SIMULTÁNEO DE LOS CABLES 52
4.6.3.4 SILENCIAMIENTO EN VIGAS PRETENSADAS 53
4.6.4 ESTIMACIÓN DE PERDIDAS DIFERIDAS 54
4.6.4.1 PERDIDAS DE TENSIÓN POR RETRACCIÓN DEL HORMIGÓN 54
4.6.4.2 PERDIDA DE TENSIÓN POR CREEP O FLUENCIA DEL HORMIGÓN 54
4.6.4.3 PERDIDA DE TENSIÓN POR RELAJACIÓN DE LOS CABLES DE ACERO 56
4.7 ELONGACIÓN DE LOS CABLES 56
4.8 ANÁLISIS DE DEFORMACIONES EN TRANSFERENCIA 57
4.9 VERIFICACIÓN DEL MOMENTO ULTIMO 57
4.9.1 ALTURA DEL DIAGRAMA DE COMPRESIONES 57
4.9.2 VERIFICACIÓN DEL MOMENTO A LA ROTURA 57
4.10 ARMADURA DE CORTE 58
4.10.1 CONTRIBUCIÓN DEL HORMIGÓN AL CORTE 59
4.10.2 ESTRIBOS DE CORTE 60
4.11 ARMADURA DE RASANTE 60
4.12 CUANTÍAS MÍNIMAS PARA EFECTO DE FISURACIÓN 61

CAPITULO V

5 TEORÍA DE LA MODELACIÓN MEDIANTE MÉTODO DEL EMPARRILLADO 63
5.1 DEFINICIÓN DE UN EMPARRILLADO 63
5.1.1 DESCRIPCIÓN 63
5.1.2 CONDICIONES ESTABLECIDAS EN LOS NUDOS 64
5.1.3 MÉTODO DEL EMPARRILLADO 65

5.1.4 DISPOSICIÓN DEL EMPARRILLADO 66
5.2 CARACTERÍSTICAS DE LAS BARRAS 67
5.2.1 VIGAS LONGITUDINALES 67
5.2.2 VIGAS TRANSVERSALES 69

CAPITULO VI

6. TEORÍA DEL CONCRETO AUTOCOMPACTANTE 71
9.1.INTRODUCCIÓN 71
9.2.VENTAJAS Y USO DEL HORMIGÓN AUTOCOMPACTANTE 72
9.3.MÉTODOS DE ENSAYO Y COMPORTAMIENTO DEL HORMIGÓN AUTOCOMPACATANTE 72
7.1.1. MANEJABILIDAD LIBRE 72
7.1.2. MANEJABILIDAD RESTRINGIDA 72
7.1.3. VISCOSIDAD 73
7.1.4. SEGREGACIÓN 73
6.4.CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DEL HORMIGÓN AUTOCOMPACTANTE 73
6.5.MATERIALES 74
6.6.DATOS DE PARTIDA PARA EL PROCESO DE DISEÑO 75
6.7.ANÁLISIS DE RESULTADOS 77
6.7.1. PROPIEDADES EVALUADAS EN LOS ENSAYOS 77
6.7.1.1.MANEJABILIDAD LIBRE 77
6.7.1.2.RESISTENCIAS CILÍNDRICAS 78

CAPITULO VII

7. MODELACIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA 80
7.1 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DEL EMPARRILLADO 81
7.1.1 DISPOSICIÓN DEL EMPARRILLADO 81
7.1.2 GENERACIÓN DE LA MALLA 81
7.1.3 GRADOS DE LIBERTAD DE LOS NODOS 82
7.2 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES 83
7.3 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS 83
7.4 DEFINICIÓN DE PESOS 83
7.5 SOLICITACIONES QUE ACTÚAN SOBRE EL EMPARRILLADO 84
7.5.1 CARGA MUERTA 84

7.5.1.1 PESO PROPIO DE LAS VIGAS 84
7.5.1.2 TERMINACIONES 84
7.5.1.3 PAVIMENTO 85
7.5.1.4 BARANDAS 85
7.5.1.5 PASILLOS 85
7.5.1.6 CARGA VIVA 85
7.5.1.7 CARGA PEATONAL 85
7.5.1.8 CARGA PRODUCIDA POR EL CAMIÓN AASHTO HS 20-44 86
7.5.1.8.1 CARGAS POR EJE DEL CAMIÓN 86
7.5.1.8.2 DISTRIBUCIÓN DE CARGA DE RUEDA 86
7.5.1.8.3 VÍAS DE TRANSITO 86
7.6 LISTADO DE DATOS DE LA ESTRUCTURA 92
7.6.1 ARCHIVO DE DATOS 93
7.7 ELEMENTOS NECESARIOS PARA EL CÁLCULO 98
7.7.1 DESCRIPCIÓN GENERAL 98
7.7.2 GEOMETRÍA DE LAS VIGAS UTILIZADAS 98
7.7.2.1 VIGAS LONGITUDINALES 98
7.7.2.2 VIGAS TRANSVERSALES 98
7.8 ESFUERZOS OBTENIDOS DE LA MODELACIÓN 99

CAPITULO VIII

8. DISEÑO DE ELEMENTOS PRECOMPRIMIDOS 101
8.1 DISEÑO VIGA PRECOMPRIMIDA DE HORMIGÓN EN ESTADO ACTUAL 101
8.1.1 DISEÑO EN FLEXIÓN 103
8.2.1.0. ESTADOS TENSIONALES 103
8.1.1.1.1. ESTADO DE CARGA: PESO PROPIO + PERDIDAS A CORTO PLAZO 103
8.1.1.1.2 FUERZA PRETENSORA INICIAL 103
8.1.1.1.3 MOMENTO PRETENSOR INICIAL 104
8.1.1.1.4 TENSIONES ADMISIBLES EN TRANSFERENCIA 104
8.1.1.1.5 TENSIONES EN VIGA DESPUÉS DE LA TRANSFERENCIA 104
8.1.1.1.6 SILENCIAMIENTO 106

8.1.1.1.7 ESTADO DE CARGA: CARGAS PERMANENTES +SOBRECARGAS +PERDIDAS TOTALES 107
8.1.1.1.8 TENSIÓN FINAL 108
8.1.1.1.9 FUERZA PRETENSORA FINAL 108
8.1.1.1.10 MOMENTO PRETENSOR FINAL 109
8.1.1.1.11 TENSIONES FINALES EN EL CENTRO DE LA VIGA 109
8.1.2 VERIFICACIÓN DE MOMENTO ÚLTIMO 110
8.1.3 ALTURA DEL DIAGRAMA DE COMPRESIONES 110
8.1.4 VERIFICACIÓN RESISTENCIA ÚLTIMA 111
8.1.5 DISEÑO POR ESFUERZO DE CORTE 111
8.1.5.1. SOLICITACIONES DE CORTE 111
8.1.5.2. CONTRIBUCIÓN DEL HORMIGÓN AL CORTE 112
8.1.5.3. ESTRIBOS DE CORTE 112
8.2.6. ELONGACIÓN DE LOS CABLES 113
8.2.7. CONTRAFLECHA EN BANCADA 113
8.2.8. CUANTÍAS MÍNIMAS PARA EFECTO DE FISURACIÓN 113

8.2 DISEÑO VIGA PRECOMPRIMIDA DE HORMIGÓN CON ADITIVO 114
8.2.1 DISEÑO EN FLEXIÓN 116
8.2.1.1. ESTADOS TENSIONALES 116
8.1.1.1.2. ESTADO DE CARGA: PESO PROPIO + PERDIDAS A CORTO PLAZO 116
8.1.1.1.2 FUERZA PRETENSORA INICIAL 116
8.1.1.1.3 MOMENTO PRETENSOR INICIAL 117
8.1.1.1.4 TENSIONES ADMISIBLES EN TRANSFERENCIA 117
8.1.1.1.5 TENSIONES EN VIGA DESPUÉS DE LA TRANSFERENCIA 117
8.1.1.1.6 SILENCIAMIENTO 118
8.1.1.1.7 ESTADO DE CARGA: CARGAS PERMANENTES +SOBRECARGAS +PERDIDAS TOTALES 120
8.1.1.1.8 TENSIÓN FINAL 121
8.1.1.1.9 FUERZA PRETENSORA FINAL 121
8.1.1.1.10 MOMENTO PRETENSOR FINAL 121
8.1.1.1.11 TENSIONES FINALES EN EL CENTRO DE LA VIGA 121

8.2.2 VERIFICACIÓN DE MOMENTO ÚLTIMO 122
8.2.3 ALTURA DEL DIAGRAMA DE COMPRESIONES 122
8.2.4 VERIFICACIÓN RESISTENCIA ÚLTIMA 122
8.2.5 DISEÑO POR ESFUERZO DE CORTE 123
8.2.5.1. SOLICITACIONES DE CORTE 123
8.2.5.2. CONTRIBUCIÓN DEL HORMIGÓN AL CORTE 123
8.2.5.3. ESTRIBOS DE CORTE 124
8.2.6 ELONGACIÓN DE LOS CABLES 124
8.2.7 CONTRAFLECHA EN BANCADA 124
8.2.8 CUANTÍAS MÍNIMAS PARA EFECTO DE FISURACIÓN 125

CAPITULO IX

9. COMPARACIÓN DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES 126

BIBLIOGRAFÍA 133

ANEXO A RESULTADO PROGRAMA DE DISEÑO VIGA PRECOMPRIMIDA SITUACIÓN ACTUAL A.1
ANEXO B RESULTADO PROGRAMA DE DISEÑO VIGA PRECOMPRIMIDA SITUACIÓN PROPUESTA B.1

RESUMEN

El presente trabajo de titulo, investiga la influencia de la calidad del hormigón en el diseño de vigas precomprimidas utilizando un concreto Autocompactante (CAC). Para ello se utilizó un aditivo denominado VISCOCRETE 5 de SIKA, constituido por policarbonatos modificados, polímeros químicamente diseñados que confieren revolucionarias posibilidades en el control del efecto dispersante, con lo cual se logra una mayor facilidad en la operación de la faena de hormigonado, ahorro de personal y una óptima calidad de los elementos hormigonados. Se realizaron ensayos de laboratorio en la empresa ALChi S.A. de los cuales se obtienen las resistencias cilíndricas en función del tiempo, además de los asentamientos de cono necesarios para lograr un concreto autocompactante evitando así el vibrado del alma.

SUMMARY

The present Thesis investigates the influence of the quality of the concrete in the design of precompressed beams using a self compacting concrete (SCC). An admixture was used, the VISCOCRETE 5 from SIKA, which is made with modified policarbonates, i.e., chemically designed polymers which confer revolutionary possibilities for the control of the dispersing effect, with which the concrete operation is eased, personnel is saved and best quality of the concreted elements is achieved. Lab tests were performed in the company ALChi S.A., from where the cylindrical resistances as a function of the time are obtained, besides, the necessary cone settlements to achieve a self compacting concrete, avoiding in this way the soul vibration.

CAPITULO I

CAPITULO I
INTRODUCCIÓN

1.1 PRESENTACIÓN DEL TRABAJO

Por la irregularidad de la geografía de nuestro país ha sido necesario unir las distintas discontinuidades de un camino o vía de comunicación, producto de un río, accidente geográfico u otro, mediante estructuras que resistan las diferentes cargas que transitan sobre ella (camiones, peatones, etc.)

El ministerio de Obras Públicas tiene como misión ejecutar la política del gobierno en cuanto materia de estructuras públicas se refiere. Le compete planificar, proyectar y construir obras que constituyen gran parte del apoyo indispensable para el desarrollo socioeconómico del país.

Existe una inversión anual del ministerio en construcción y reparación de puentes, lo que implica un gran porcentaje de su presupuesto, para lograr este objetivo en forma plena los ingenieros deben realizar estudios y cálculos destinados a optimizar las estructuras, basados en la norma AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) para puentes, norma que rige aproximadamente desde el año 1950.

El diseño de puentes, en lo que a superestructuras se refiere, generalmente consiste en vigas precomprimidas de hormigón, siendo este sistema, uno de los más óptimos utilizados en este momento por motivos económicos, principalmente por su mínimo mantenimiento.

Debido al programa de concesiones de carreteras impulsado por los últimos tres gobiernos es que se ha hecho imprescindible una optimización en el diseño de las vigas precomprimidas de hormigón, minimizar la cantidad de material usado así como también disminuir al máximo los tiempos de fabricación.

El problema radica, en el excesivo vibrado al cual son sometidas las vigas precomprimidas con el objeto de eliminar nidos de piedras en zonas densamente armadas, lo que en algunas ocasiones definitivamente no se logra trayendo como consecuencia reparaciones posteriores indeseadas.

Como solución se propone la utilización de un hormigón Autocompactante, el cual tiene una fluidez significativamente alta, con gran resistencia a la segregación durante su transporte y colocación que puede ser vaciado dentro de encofrados estrechos sin aplicar vibración, este tipo de hormigón fue desarrollado a fines de la década de los ochenta y ha sido usado en diferentes estructuras, aprovechando las ventajas que otorga una tecnología que evita la pesada faena de vibración en la construcción con hormigón. Para lograr llegar a no utilizar el vibrado nos vemos obligados a intervenir en la calidad del hormigón en lo que a resistencias se refiere, debido a lo cual se compararán los esfuerzos inducidos a las vigas, cambiando la totalidad de las variables hasta obtener un diseño optimizado desde el punto de vista económico y técnico.

1.2 OBJETIVOS

La presente memoria de titulo tiene como principal objetivo mostrar la metodología de diseño de una viga pretensada de 25 m. de luz, analizando los parámetros en los que influye la calidad del hormigón y acotando los valores mínimos con los cuales se puede trabajar.
El segundo objetivo es lograr la no utilización de la vibración en la fabricación de las vigas, o al menos, disminuir este hasta un grado deseado.

1.3 METODOLOGÍA

Para modelar la superestructura se utilizará el método del emparrillado, el cual es un caso especial del método de los elementos finitos, en el que el elemento finito es una barra, regida en su proceso de deformación por la teoría general de las vigas, resolviendo el sistema bidimensional mediante un software de última generación denominado Avwin, el cual es un programa tridimensional que considera la totalidad de los grados de libertad de la estructura. Se seguirán las disposiciones AASHTO tanto para la obtención de las cargas, como para la cuantificación de las perdidas de fuerza de los elementos pretensados que constituyen los elementos de sustentación principal de la superestructura.
Para acotar los valores mínimos y máximos de las resistencias se analizarán mediante gráficos en los que el parámetro a analizar serán las tensiones admisibles, tanto de compresión como tracción, versus el avance longitudinal de la viga; al llegar a este punto cobrará gran relevancia el termino denominado “silenciamiento”. Para ello se realizarán ensayos de laboratorios realizados en la empresa Alchi S.A., analizando el comportamiento del aditivo VISCOCRETE 5 de Sika para lograr un Concreto Autocompactante, el cual tiene como definición, como aquel material altamente fluido, homogéneo, estable y con viscosidad moderada que puede colocarse y extenderse fácilmente bajo su propio peso en secciones restringidas. Este concreto además cuenta con una excelente consolidación en ausencia de vibración y no exhibe defectos debidos a la exudación o segregación dando lugar a excelentes acabados finales.

CAPITULO II

CAPITULO II
TIPOS DE SUPERESTRUCTURAS

Un puente es una estructura destinada a salvar obstáculos naturales como ríos, valles, lagos o brazos de mar; y obstáculos artificiales, como vías férreas o carreteras, con el fin de unir caminos de viajeros, animales y mercancías.

La infraestructura de un puente está formada por los estribos o pilares extremos, las pilas o apoyos centrales y los cimientos, que forman la base de ambos. La superestructura consiste en el tablero o parte que soporta directamente las cargas y las armaduras, constituidas por vigas, cables, o bóvedas y arcos que transmiten las cargas del tablero a las pilas y los estribos.

Los primeros puentes fueron simples cuerdas formadas por lianas que se tendían entre las márgenes de un río. Más tarde se usaron los puentes de barcas y los de troncos de madera, como la madera se pudre con la humedad, se empezó a combinar la madera con losas de piedra.

2.1 CLASIFICACIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA

La superestructura de un puente se puede clasificar tomando en cuenta diversos criterios, destacando los estructurales, los geométricos, los constructivos, según el tipo de material con que se construyen, etc. A continuación, se presenta in listado con las principales clasificaciones.

i. Utilización.

De acuerdo al uso dado a la estructura, los puentes se pueden agrupar en:

- Puentes peatonales o pasarelas.
- Puentes de ferrocarriles.
- Puentes de carreteras.
- Puentes sobre canales.
- Puentes grúas.

ii. Objetivos.

Con relación a su propósito, finalidad y objetivos, se dispone la siguiente clasificación:

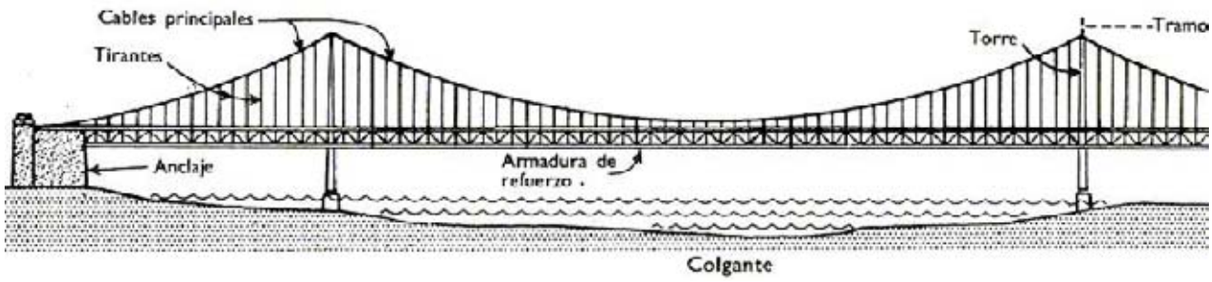
- Puentes Militares, por lo general, de acero, de montaje y desarme rápido; aunque también pueden ser de circunstancia, construidos con materiales ligeros del lugar.

- Puentes rurales, diseñados para el transito en caminos secundarios.
- Puentes urbanos, diseñados para el transito en las ciudades.
- Puentes provisorios, construidos por un breve lapso, en espera de la definición del trazado o ubicación clave del puente.

iii. Tipo de la estructura general del puente.

En cuanto al diseño estructural o tipo de estructura, las superestructuras se pueden dividir en:

- Estructuras de vigas longitudinales.
- Arco.
- Marcos o pórticos, donde la superestructura y la infraestructura son monolíticas.
- Atirantados, puentes donde las vigas están sostenidas mediante tirantes de acero desde columnas o torres.
- Colgantes, puentes donde las vigas están sostenidas por cables de acero que cuelgan desde cables principales tendidos entre torres.



- Figura Nº 2.1 Puente Colgante
- Cerchas
- Vigas Flink, tableros, principalmente de madera, que se construyen sobre enrejados de acero o madera, cuya cuerda inferior consiste en un tirante de acero que se tensa durante la construcción de la viga, con el fin de disminuir su altura. Actualmente, este tipo de viga ya no se usa, debido a la frecuencia con que se cortan los cables al ser solicitados por una carga mayor.

iv. Tipo de viga principal.

Desde el punto de vista estructural, los puentes se clasifican en:

- Viga simplemente apoyada, puentes cuyo sistema de vigas está compuesto por vigas simples, no continuas de tramo a tramo y que están simplemente apoyadas en la infraestructura.

- Viga continua, puente en el cual por lo menos dos tramos se comunican en forma continua.
- Estructuras sin vigas longitudinales, como por ejemplo losas llenas de hormigón armado.
- Viga Gerber, sistema de vigas con articulaciones convenientemente colocadas, constituyendo un sistema isostático. Tienen especial aplicación en tramos muy largos. Reciben su nombre de los brazos voladizos (cantiléver) que se proyectan desde las pilas. Los brazos voladizos también pueden proyectarse hacia las orillas para sustentar los extremos de dos tramos suspendidos. El principio del puente cantiléver puede aplicarse fácilmente a los puentes de armadura de acero y tablero superior. Existen viaductos de hormigón armado o de vigas armadas metálicas en cantiléver; puentes de armadura de hierro que combinan el principio cantiléver con el arco para formar el sistema conocido con el nombre de puente de arco cantiléver. El arco puede estar articulado en las pilas; en tal caso se asemeja a un puente de doble articulación, que puede convertirse en triple añadiendo otra articulación a la clave. La viga Gerber tiene otras ventajas sobre la viga continua:
- a) En primer lugar se pueden fijar los apoyos principales y hacer móviles las articulaciones, acumulando en ellas las deformaciones por temperatura de la estructura.

  b) En segundo lugar, y ésta era probablemente una de las principales cuando se empezaron a utilizar, la determinación analítica de las leyes de esfuerzos en ellas es mucho más fácil que en las vigas continuas, a causa precisamente de su isostatismo.

  Su principal inconveniente son las articulaciones que hay que crear en ella.
-

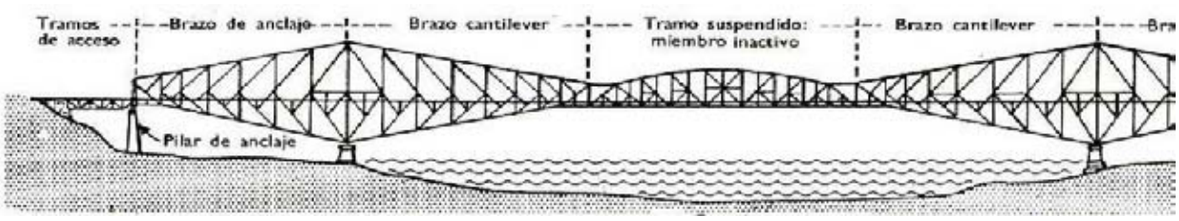


Figura N° 2.2 Sistema de Viga Gerber

v. Tipo de material

Los materiales usados para las vigas del puente son diversos, destacando los siguientes:

- Vigas de hormigón armado tradicional, se utilizan para luces menores dado que los materiales tradicionales no tienen las propiedades necesarias para soportar

esfuerzos tan altos, la solución es utilizar secciones muy grandes por lo que es antieconómico.

- Vigas de hormigón pretensado, se puede definir como aquella viga a la cual se inducen esfuerzos internos de tal magnitud y distribución que los esfuerzos producidos por las cargas externas sean equiparadas o minimizadas, es una de las soluciones mas utilizadas en nuestro país debido a su optimo resultado.
- Puentes de acero, donde las vigas longitudinales y los arriostramientos son de acero, los puentes metálicos comenzaron a desarrollarse a gran escala en la segunda mitad del siglo XIX, gracias al desarrollo de la siderurgia y a la popularidad alcanzada por la torre Eiffel, edificada con motivo de la exposición universal celebrada en París en 1889. Al principio se utilizó como material de construcción el hierro fundido y el hierro forjado, en la actualidad se utilizan aceros laminados especiales, que tiene una resistencia mucho mayor que los aceros normales. El acero es un material que soporta muy bien los esfuerzos de flexión, compresión y tracción, esta propiedad se emplea en la construcción de puentes metálicos en arco o de vigas de acero doble Te o reticuladas con montantes verticales y cruces de San Andrés.
- Puentes mixtos, donde se combinan el acero y el hormigón
- Puentes de madera, este tipo de puente está actualmente en desuso dado que la madera es un material no duradero, aunque persiste su uso en puentes provisionales en zonas donde abunda este material. Necesitan un mantenimiento continuado, ya que corren el peligro de incendiarse o de deteriorarse con la humedad y no suelen tener una vida útil muy elevada. Los puentes de madera de caballete se construyen con postes de madera clavados en el fondo del río que sirven de apoyo a troncos o vigas y se utilizan todavía para atravesar algunos valles y ríos. Los romanos construyeron muchos puentes de caballete con madera. Algunos puentes de madera están sostenidos por pilas y estribos de piedra. El puente más antiguo del que se tiene noticias se construyó en Babilonia, sobre el río Eúfrates, en la época de Nabucodonosor, con pilares de piedra y tablero formado por un entramado de vigas de palmera y lianas.
- Puentes de mampostería, son aquellos construidos con materiales como la piedra, ladrillos y el hormigón, con los que se construyen estructuras arquitectónicas como el arco y la bóveda. El arco es una estructura curvilínea que cubre el vano de un muro o la luz de dos pilares, se empleó por primera vez en Mesopotamia y más tarde por los griegos; sin embargo, fueron los romanos los que perfeccionaron su utilización en los edificios públicos. Los arcos se utilizan en la construcción de

puentes porque soportan muy bien los esfuerzos de compresión, estos esfuerzos son traspasados a los estribos.

- Otros, puentes construidos con materiales poco difundidos tales como aluminio, fibra de vidrio, madera laminada, etc.

vi. Tipo de sección transversal

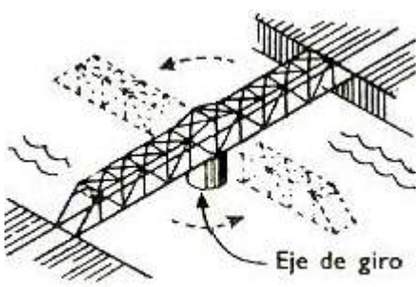
Según la sección transversal que se disponga, se distingue la siguiente clasificación:

- Sección Doble Te,
- Losa, puentes donde no existen vigas y el tablero está formado por una losa llena o hueca
- Cajón, donde le entramado esta formado por vigas tipo cajón (huecas)

vii. Tipo de sección transversal

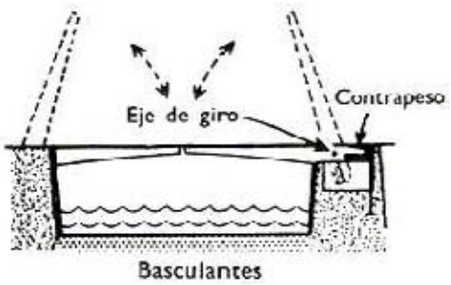
En este caso, según la posibilidad de desplazarse que tienen las estructuras, se puede mencionar la siguiente clasificación:

- Puentes fijos, corresponden a aquellos puentes cuya estructura se mantiene invariable, cualquiera sea el transito.
- Puentes giratorios, utilizado en cursos de agua navegables. El clásico puente es aquel que puede girar dos vanos simétricos sobre una pila situada en el centro del canal de navegación, con una fisonomía muy característica, análoga en casi todos los construidos; es una viga triangulada con tablero inferior, canto variable muy acusado, máximo en el apoyo central y mínimo en los extremos, y una pila gruesa en el centro que aloja la maquinaria de giro.



Giratorio

- Puentes levadizos, que al igual que el anterior es utilizable en ríos navegables con la diferencia que este tipo de puente cuenta con un mecanismo que les permite levantar cierto tramo de su superestructura, ya sea de una o de dos hojas.



Basculantes

- De barcas, son puentes flotantes permanentes, muy utilizados en la antigüedad, sobre todo con finalidades bélicas por los reyes persas, en sus expediciones militares. El uso de estos puentes se interrumpía en determinadas épocas del año a

causa de las condiciones ambientales, pues cualquier avenida de agua podía producir grandes deterioros, lo que exigía reparaciones importantes; así, el costo inicial era muy bajo, pero su posterior mantenimiento suponía un gasto excesivo, por lo que están actualmente en desuso.

viii. Tipo de tablero

Según el modo de construir y el tipo del material usado para el tablero de puente, se pueden distinguir los siguientes grupos:

- Tablero de madera, que corresponde a aquellos puentes donde se utiliza madera en la superestructura.
- Losas de hormigón armado preparadas in situ, sobre moldajes instalados con anterioridad, una vez construidas las vigas y los travesaños de la superestructura, esto permite obtener una estructura monolítica.
- Losas prefabricadas de hormigón armado, fabricadas en talleres especiales ubicados en lugares distantes, que se instalan sobre el entramado. No son estructuras monolíticas, es decir, existen juntas a intervalos regulares. También, se pueden utilizar vigas y viguetas prefabricadas.
- Losas de hormigón con placa colaborante, las placas son fabricadas en maestranzas, la cual se fija a las vigas mediante conectores de corte para luego ser llenada con hormigón junto con la armadura requerida.

ix. Otras clasificaciones

Otras clasificaciones que afectan a la superestructura de un puente se refieren a:

- Eje longitudinal o trazado de un puente, que corresponde a la disposición como paso superior, paso inferior, en curva o con esviaje.
- Tipo de cruce que se produce con el puente (río, sima, depresión topográfica, vía férrea, camino, estero, acueducto, etc.)
- Longitud o luz del puente, (puentes menores, medianos y mayores)
- Ancho de la calzada (simple vía, doble vía, triple vía o superior)
- Tipo de fundación (directa, sobre pilotes, etc.)

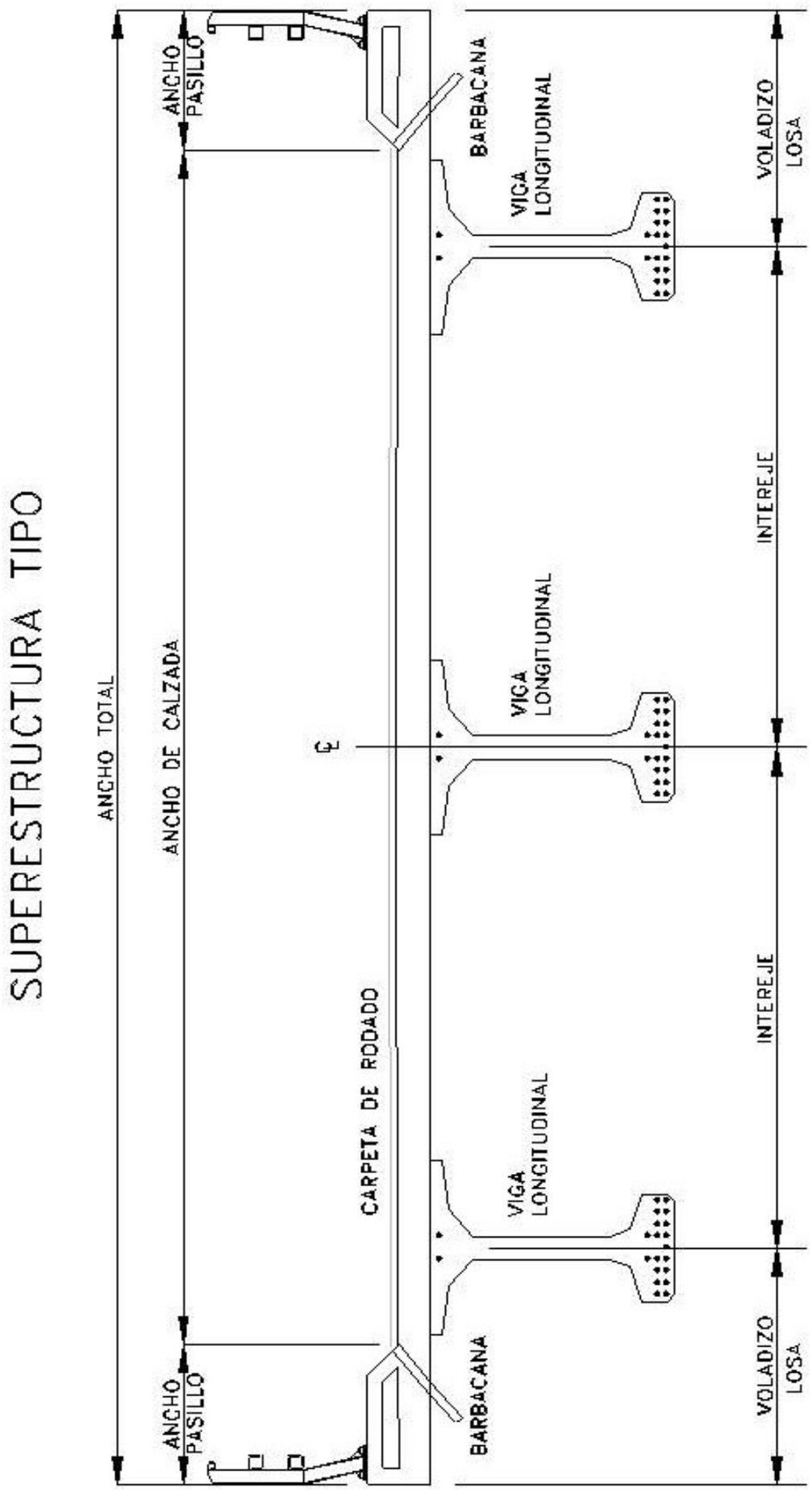


Figura N° 2.3 Superestructura Tipo

2.2 DESCRIPCIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA

La superestructura está formada por los siguientes elementos estructurales, los cuales pueden ser calculados en forma independiente.

i. Tablero.

Es el elemento estructural que soporta directamente las cargas provenientes del tránsito de vehículos. Esta sostenido principales y travesaños del puente, y es generalmente de madera u hormigón armado.

Entre los principales elementos del tablero, se pueden mencionar:

- **Pavimento** o carpeta de rodado, que es por donde circula el tránsito vehicular, que puede estar formado por diversos materiales, tales como hormigón, asfalto, etc. No es considerado como elemento estructural.
- **Losa de calzada,** principal elemento estructural de tablero que soporta las cargas, distribuyéndola a las vigas longitudinales o transversales, o directamente a la infraestructura, dependiendo del tipo de estructuración utilizada.
- **Pasillos,** permiten el transito peatonal a través del puente, se utiliza el mismo hormigón con el que construye la losa de calzada.
- **Barandas,** elementos de seguridad colocados en los bordes del tablero para proteger el transito vehicular y peatonal, estas pueden ser de madera, hormigón o acero.
- **Barbacanas** o desagües, conductos que permiten el desalojo de las aguas lluvias que caen sobre la carpeta de rodado y pasillos del puente. Por lo general, se utilizan tuberías de fibro cemento o PVC.

ii. Viga longitudinal

La viga longitudinal o principal es un elemento estructural destinado a soportar las cargas provenientes del tablero y transmitirlas a la infraestructura; por lo general están orientadas en el sentido longitudinal del puente.

iii. Sistema de anclajes antisísmicos

Los sistemas de anclajes antisísmicos corresponden por lo general a las barras antisísmicas, elementos de acero que permiten la unión de la superestructura con la infraestructura, transmitiendo de esta manera las solicitaciones sísmicas que se produzcan.

Las barras antisísmicas se disponen verticalmente, insertas en un tubo y quedan ancladas, por un lado, a los estribos o cepas, y por el otro, a la losa del tablero mediante una tuerca que las fija; de esta manera, la superestructura y la infraestructura se mueven en forma simultánea.

iv. Sistemas de apoyo

Los sistemas de apoyo constituyen elementos que se usan bajo las vigas y por sobre la mesa de apoyo del estribo, según corresponda. Tienen como principal función repartir las cargas horizontales de la superestructura, en los estribos y cepas, además de evitar el desplazamiento o deslizamiento de las vigas.

Generalmente son placas de neopreno intercaladas con laminas de acero, las placas de neopreno para apoyos tienen tres ventajas importantes, son económicos, efectivos y no requieren de mantenimiento mayor.

Economía: Debido a la sencillez del proyecto, facilidad de fabricación y bajo costo de los materiales. Los apoyos de neopreno no tienen partes móviles, constan simplemente de una placa o más de neopreno de 2.5 cm aproximadamente de espesor colocada entre la trabe y la corona de la pila o estribo.

Efectividad: Una ventaja muy importante del apoyo de neopreno es su efectividad como medio para la transferencia de la carga. Cuando soporta cargas de compresión la placa, absorbe las irregularidades de la superficie y de esa manera las imperfecciones salientes como las hundidas que tiene la superficie de concreto todas soportan la carga.

No hay manera de que el apoyo sea inutilizado por la corrosión y que se transmita así un empuje excesivo a la pila o estribo sobre los que apoya la trabe.

Mantenimiento: La tercera ventaja importante de un apoyo de neopreno es que necesita menos conservación que cualquier otro elemento del puente.

El neopreno actualmente se usa para apoyos de puentes por dos razones importantes: tiene las propiedades físicas que se requieren y es altamente resistente al deterioro debido al intemperismo.

A continuación se enumeran las características representativas del Neopreno:

1. Resistencia: La resistencia del neopreno a la compresión es mas que suficiente para soportar cargas de puentes. Cuando el proyecto se ha hecho adecuadamente,

el apoyo de neopreno puede soportar cargas a la compresión de hasta 70 (Kgf/cm^2). Además la mayor parte de la deformación plástica tiene lugar en los primeros diez días de carga.

2. Durabilidad: En su resistencia al deterioro en neopreno es marcadamente superior al hule natural y a cualquier otro hule sintético y que pudiera satisfacer los requisitos físicos de las placas de apoyo para puente. La vida útil de un neopreno es de aproximadamente 40 años. Sin darle ningún tipo de mantenimiento hasta 35 años.

   Cuando un apoyo de neopreno se somete a la acción de una carga se deforma verticalmente. La deformación vertical no debe exceder del 15% del espesor antes de ser comprimido el apoyo. Cuando la deformación en compresión es mayor que 15% se producen esfuerzos internos dentro del neopreno que aceleran la rapidez de la deformación plástica y aceleran la rapidez del agrietamiento debido a intemperismo.

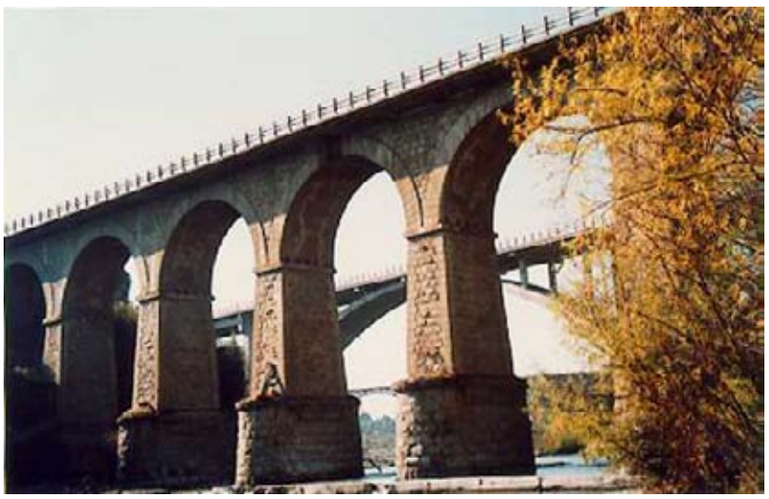
2.3 PRINCIPALES PUENTES CHILENOS

En nuestro país, principalmente por su loca e irregular geografía existen puentes bastante relevantes ya sea por su longitud, estructuración, etc.; a continuación se describirán algunos de ellos:

Puente Bío-Bío, constituye el puente mas largo de Chile, ubicado en el camino de unión entre Concepción y Coronel.

Su longitud total es de 2328 (m), con un ancho de calzada de 21.8 (m) y con pasillos de 2.5 (m); posee vigas pretensadas y se funda en pilas pre-excavadas.

Puente Malleco, se destaca por la esbeltez de sus cepas, ubicándose en el kilómetro 577 de la ruta 5 sur; sus principales características son: longitud de 356 (m), altura de 74 (m) al fondo de la quebrada; ancho de calzada de 18.3 (m). Esta estructura está sustentada por tres vigas metálicas continuas; sus cepas están conformadas por pilares, cuyo diámetro se desarrolla entre 1.4 y 2.2 (m) en su centro.



Puente Claro, único puente de ladrillo y revestido en piedra actualmente en servicio, ubicado en el kilómetro 220 de la ruta 5 sur, con una longitud de 118 (m), repartidos en 7 arcos romanos. Con una antigüedad de más de un siglo, fue declarado monumento nacional el año 1991.En febrero de 1994, a 80 (m) al poniente del antiguo puente, se levanta el nuevo **puente claro,** de una longitud de 197 (m), formado por un arco de 89 (m), un acceso de 36 (m) y otro de 72 (m), con tramos simplemente apoyados de 36 (m). Posee una calzada de 10 (m) y pasillos de 1.2 (m).

Puente Yelcho, ubicado en la XI región. Se estructura como puente colgante, primero en Chile, apoyado en bases de hormigón armado, mediante dos grandes arcos metálicos de 25 metros de altura cada uno, que soportan 8 cables de acero por lado, desde los cuales cuelgan 22 tirantes que sujetan la losa de la vía Este puente posee una luz libre de 150 (m) y un ancho de calzada de 5 (m).

Puente Amolanas, ubicado en el kilómetro 309 de la ruta 5 norte, tramo La Serena – Los Vilos. Posee una longitud de 268 (m), dos calzadas de doble pista y 2200 toneladas de peso. Está constituido por tres arcos centrales y losas de accesos sobre pilares rectangulares, está constituido íntegramente por hormigón armado.

Puente General Ibáñez, puente colgante ubicado en el camino que une Puerto Aysén con Puerto Chacabuco, en la XI región, d una longitud de 210 (m), con doble vía y que posee una estructura con viga rigidizadora. Este puente es obra de la ingeniería alemana.

Puente General Carrera, ubicado en el camino longitudinal Austral Sur, en el desagüe del Lago General Carrera, XI región. Esta estructura colgante tiene una longitud de 130 (m), más dos tramos laterales de acceso de 15 (m) cada uno, un ancho de calzada de 4 (m). Es el primer puente colgante con viga rigidizadora para cargas pesadas hecho por ingenieros chilenos.

Puente Cruces, El puente tiene una longitud total de 455 (m) distribuidos en 13 tramos de 35 (m) cada uno, calzada de 8 (m) y pasillos de 1,20 (m) cada uno, Como interesante condición de diseño, se debe mencionar la necesidad de dejar en un tramo una altura de 29 (m) entre el fondo del lecho y el fondo de la viga, de los cuales 11 (m) son altura de agua más 18 (m) de luz libre que permita el paso de embarcaciones de cierta importancia, proveniente de astilleros ubicados aguas arriba del puente. Las fundaciones de las 8 cepas ubicadas en los sectores más profundos del río están constituidos por cilindros de gran diámetro, (3 (m) cada uno son dos por cepa), el resto de las cepas y los dos estribos están fundados sobre pilotes de hormigón armado in situ, todos ellos empotrados en el terreno 18 (m) como mínimo. Las autoridades regionales interpretando una antigua aspiración Valdiviana, impulsaron el proyecto de construcción de un puente sobre el río Cruces, que permitiera eliminar

definitivamente el balseo de Las Mulatas y así poder unir en forma expedita y segura la ciudad de Valdivia con toda la extensa zona costera que se ubica en la ribera poniente del río Cruces, pero las numerosas dificultades técnicas que involucraba una solución definitiva, obligó a postergar la materialización de este proyecto, quedando en definitiva iniciado el terraplén de acceso en Isla Teja, este puente fue habilitado para su uso el 15 de Febrero de 1987.

2.4 PROYECTOS FUTUROS DE PUENTES

Puente Canal Chacao, la situación generada por el aislamiento geográfico de la Isla de Chiloé plantea en la actualidad serios inconvenientes para el desarrollo económico y social de su población, ya que si bien es cierto el empleo en la actualidad de transbordadores contribuye a solucionar el problema de la conexión, no resulta suficiente a las actuales necesidades. De esta manera resulta claro que el mejoramiento del sistema actual de cruce tendría una incidencia directa no sólo en el bienestar y calidad de vida de los habitantes de la zona, sino además en el aumento del flujo turístico y mejoramiento en el abastecimiento y suministros de bienes e insumos, creando de esta manera condiciones apropiadas para el desarrollo económico y progreso de la Isla de Chiloé. La ubicación geográfica de este proyecto comprende las localidades de Pargua y Chacao en la Isla de Chiloé. La obra consiste en la construcción de un puente que atraviesa el Canal de Chacao, a la altura aproximada de “Punta de San Gallán”, donde el canal presenta un ancho mínimo (2.300 m) y profundidad máxima 90(m). En la actualidad se tiene estudiado, a nivel de anteproyecto preliminar, la construcción de un puente colgante del tipo S1100A, se le define como un puente de dos vanos principales, que actúan como dos puentes colgantes sustentados por tres torres de elevación. La altura de las torres son las siguientes: torre Norte 179.6 (m), torre fundada en roca los remolinos 179.6 (m) y por ultimo torre fundada en la isla de Chiloé 160.77 (m). Longitud por secciones: Vano norte: Compuesto por una sección de empalme de 340 metros con la doble vía de acceso, más el vano central de 1.100 (m). Vano sur: Compuesto por una sección de empalme de 140 metros sustentada en pilotes tradicionales, más un vano de 1.055 (m). Ancho de la calzada: 21,60 metros, con 4 pistas y mediana de separación de 2,6 metros. El pasillo exterior de ambas calzadas estará protegido por defensas metálicas. Altura desde el mar: 50,0 metros (gálibo de navegación) Pasillo de navegación: 600 metros, ubicado bajo el tramo de 1.100 (m).

2.5 ESTADÍSTICAS DEL MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS

Según las estadísticas disponibles en la dirección de Vialidad del Ministerio de Obras Públicas a la fecha, en las carreteras chilenas existen mas de 6.000 puentes construidos, cantidad que incluye puentes de todos los tipos y tamaños (excluyendo los puentes ferroviarios), y que en total constituyen una extensión lineal de más de 150.000 metros.

Con el objeto de realizar un análisis de los tipos de puentes más comunes construidos en Chile, los puentes se pueden clasificar en los siguientes siete tipos, mostrados en la Tabla N° 1, en función del material con que está construida la infraestructura, vigas y carpeta de rodado, propuesta por la dirección de Vialidad del Ministerio de Obras Publicas.

Tabla N° 2.1

Clasificación de Puentes

Tipo	Infraestructura	Vigas	Carpeta Rodado
HHH	Hormigón	Hormigón	Hormigón
HAH	Hormigón	Acero	Hormigón
HAM	Hormigón	Acero	Madera
HMM	Hormigón	Madera	Madera
AAM	Acero	Acero	Madera
AMM	Acero	Madera	Madera
MMM	Madera	Madera	Madera

Según la clasificación anterior, y a partir de los datos disponibles en la Dirección de Vialidad del Ministerio de Obras Públicas, es posible confeccionar la Tabla N° 2, que muestra la distribución de puentes a través de nuestro país:

Tabla N° 2.2

Distribución Regional del número de Puentes

y sus metros lineales

Región	Número de Puentes	HHH	HAH	HAM	HMM	AAM	AMM	MMM	Otros	Total
I	22	130,6	522,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	140,6	794,1
II	17	199,7	163,4	0,0	0,0	0,0	0,0	33,2	67,8	464,1
III	44	277,2	191,2	83,7	20,4	0,0	0,0	0,0	432,6	1.005,1
IV	206	4.393,8	2.791.7	508,7	67,6	50,0	0,0	50,6	756,2	8.618,6
V	282	4.239,9	1.666,5	41,9	0,0	5,0	25,7	7,4	5.818,4	11.804,8
VI	288	3.764,8	2.883,9	1.328,5	134,6	257,4	0,0	81,6	711,6	9.162,4
VII	413	2.493,7	1.853,8	52,8	70,0	0,0	0,0	180,8	9.780,8	14.431,9
VIII	1.295	10.968,9	6.788, 5	2.841,0	2.011,3	73,0	217,2	2.551,5	7.913,9	33.365,3
IX	1.676	1.329,6	1.059,6	0,0	115,5	0,0	9,0	280,1	24.606,1	27.399,9
X	1.358	7.581,7	7.128,6	1.657,5	2.043,6	157,6	107,3	7.218,2	4.341,1	30.235,6
XI	280	617,7	3.395,0	571,9	480,1	0,0	0,0	629,4	375,4	6.069,5
XII	168	413,0	256	68,3	0,0	183,0	128,3	1.323,8	142,1	2.514,5
R.M	195	3.630,9	126,2	279,3	69,9	7,9	0,0	0,0	2.473,5	6.587,7
TOTAL	**6.244**	**40.041,5**	**19.247,1**	**7.433,6**	**5.013,0**	**733,9**	**487,5**	**12.356,6**	**57.560,1**	**152.453,5**

Fuente: Departamento de Puentes, dirección de Vialidad, Ministerio de Obras Publicas, año 2000

Del presente análisis se desprende que aproximadamente el 20% de los metros lineales de los puentes chilenos cuenta en su estructura con madera, carácter en cierto modo preocupante dado que requiere un alto costo de mantención y una vida útil baja, bajo condiciones ambientales severas es aproximadamente de 5 años.

CAPITULO III

CAPITULO III
TEORÍA DEL HORMIGÓN PRECOMPRIMIDO

3.1 HISTORIA DEL HORMIGÓN PRECOMPRIMIDO

La primera propuesta de pretensar el hormigón fue hecha por P.H. Jackson, en Estados Unidos en 1886 y en Alemania en el año 1888, W. Dörung solicitó una patente referida al pretensado en banco.

Hubo presentaciones y ensayos posteriores que no tuvieron éxito, pues la tensión que impartía el acero se perdía casi por completo, debido a los efectos de la fluencia y retracción del hormigón, efectos que no se conocían hasta el momento.

No fue hasta 1928, que el francés Eugene Freyssinet, considerado el pionero del pretensado, investigó sobre la fluencia y retracción del hormigón y llego a conclusiones correctas para el hormigón precomprimido. Además, patento a su nombre el sistema de pretensado con tensiones en el acero de mas de 400 N/mm^2.

3.2 PRETENSADO EN CHILE

Las obras en Chile en que se utiliza el hormigón pretensado son cada día mas comunes, pero no por ello de uso masivo, esto pues existen reservas de todo tipo en el empleo del precomprimido, todas ellas motivadas por el desconocimiento de esta técnica y por una falta de capacitación generalizada.

Un ejemplo de ello es la línea 5 del Metro de Santiago, la que puede ser considerada una de las obras mas relevantes en el país con hormigón precomprimido en los últimos años, en ella se utilizó un numero muy reducido de chilenos que dominaban la técnica y hubo que traer del extranjero la mayoría del personal calificado para este tipo de obra.

3.3 TIPOS DE HORMIGÓN PRECOMPRIMIDO

La forma más común de clasificar los sistemas de aplicación de preesfuerzos son el pretensado y el postensado.

3.3.1 **PRETENSADO**

Este proceso consiste en tensar los cables de acero entre dos macizos de anclaje fundados al terreno. El cable se fija a un macizo y se tensa del otro extremo hasta alcanzar lo requerido. Esta puede ser medida tanto en unidades de fuerza o lo que en realidad se realiza en la fabrica Alchi S.A. se mide la deformación según la fuerza aplicada. Una vez tensado el cable se ancla, para que se mantenga el esfuerzo introducido, y así, comenzar el hormigonado del elemento.
Luego de fraguado el elemento y endurecimiento del hormigón, se destensan los cables en los macizos de anclaje de modo que el esfuerzo de tensado del acero se transmita al hormigón por adherencia.
Este sistema es adecuado para la producción en serie de elementos, pues se puede fabricar “camas” de hormigonado bastante largas, vaciando toda la longitud de una sola vez, tensando y luego cortando las vigas individuales con el largo deseado.

3.3.2 **POSTENSADO**

Este sistema consiste en hacer pasar los cables por un conducto hueco, que permite el deslizamiento por su interior.
La posición de la vaina o ducto a lo largo de la viga es generalmente parabólica y se coloca dentro del molde del elemento. Luego se hormigona la viga y una vez que el hormigón ya a alcanzado su resistencia requerida se procede al tensado del acero desde el exterior, anclando los cables en los extremos de esta.
Finalizada la operación de transferencia de esfuerzo del cable al elemento, se procede a inyectar lechada de cemento en los ductos, el cual tiene como finalidad la protección del acero contra la corrosión

3.4 **GRADO DE PRETENSADO**

3.4.1 **PRETENSADO TOTAL**

El pretensado total existe cuando, para la carga de servicio total en el estado que resulta después de considerar las pérdidas de esfuerzo de pretensado debidas a la contracción y fluencia lenta, la tensión en el hormigón en las fibras extremas traccionadas por flexión sea totalmente absorbida por el acero pretensado.

3.4.2 **PRETENSADO LIMITADO**

El pretensado limitado existe cuando, para la carga de servicio total, las tensiones de tracción en el hormigón no sobrepasan un valor considerado admisible.

3.4.3 **PRETENSADO PARCIAL**

Existe cuando para la carga de servicio total, las tensiones de tracción que aparecen no tienen restricciones. La reducción de fisuras se asegura mediante una armadura de acero ordinario.

3.4.4 **PRETENSADO MODERADO O CONSTRUCTIVO**

El pretensado se utiliza para evitar juntas de dilatación o cuando se colocan elementos tensores sólo para la reducción de la fisuración o de las deformaciones.

3.4.5 **FUNDAMENTOS DEL HORMIGÓN PRECOMPRIMIDO**

Un elemento de hormigón precomprimido puede definirse como aquel en el cual se introducen esfuerzos internos, de tal magnitud y distribución que los esfuerzos producidos por las cargas aplicadas externamente sean equiparadas hasta lograr un efecto deseado.

Como es sabido el hormigón se comporta bien al someterlo a esfuerzos de compresión pero no así a esfuerzos de tracción. Pensando en esta premisa, y como es lógico el efecto del precomprimido es eliminar totalmente la tracción o al menos hasta un grado confiable. Este grado de tracción es definido por el departamento de puentes del Ministerio de Obras Públicas basado en la norma AASHTO. En la aplicación del pretensado se logra además reducir o eliminar el agrietamiento del hormigón, este esfuerzo es inducido por comúnmente por el tensado de los cables de acero.

El diseño de los elementos precomprimidos de hormigón deben estar basados en la resistencia (diseño por factores de carga) y en el comportamiento en condiciones de servicio (diseño por tensiones admisibles) considerando todas las cargas.

En el cálculo de la estructura se deben considerar las tensiones producto del pretensado, como también los efectos de temperatura y retracción.

Hipótesis de diseño:

Las siguientes hipótesis están hechas para miembros monolíticos de hormigón pretensado:

- Las deformaciones varían linealmente sobre la profundidad del miembro a través del rango completo de cargas.
- Antes de la rotura, las tensiones son linealmente proporcionales a las deformaciones.
- Después de la rotura, la tensión en el concreto no es considerada.

Las propiedades que confiere el pretensado al hormigón posibilita ampliar el campo de aplicación de las vigas de hormigón precomprimido pudiendo utilizar vigas más esbeltas y de mayor longitud.

Dos conceptos o características diferentes pueden ser aplicados para explicar y analizar el comportamiento básico del concreto precomprimido. Es importante que el diseñador entienda los dos conceptos para que pueda proporcionar y diseñar estructuras de concreto precomprimido con inteligencia y eficacia.

Primer concepto: Precomprimir para mejorar el comportamiento elástico del concreto. Este concepto trata al concreto como un material elástico y probablemente es todavía el criterio de diseño más común entre ingenieros. El concreto es comprimido (generalmente por medio de acero con tensión elevada) de tal forma que sea capaz de resistir los esfuerzos de tensión. Desde este punto de vista el concreto está sujeto a dos sistemas de fuerzas: pre-compresión interna y carga externa, con los esfuerzos de tensión debido a la carga externa contrarrestados por los esfuerzos de compresión.

Segundo concepto: El agrietamiento del concreto debido a la carga es contrarrestado por la compresión producida por los tendones. Mientras que no haya grietas, los esfuerzos, deformaciones y deflexiones del concreto debido a los dos sistemas de fuerzas pueden ser considerados por separado y superpuestos si es necesario. En su forma más simple, consideremos una viga con carga externa y precomprimida por un tendón a través de su eje centroidal.

Debido al efecto de tensado P, un esfuerzo uniforme se producirá a través de la sección que tiene un área A:

$$\sigma_{Tensado} = \frac{-P}{A}$$

Si M es el momento externo en una sección debido a la carga y al peso de la viga, entonces el esfuerzo en cualquier punto a través de la sección debido a M es:

$$\sigma_{cargasexternas} = \frac{M}{I} \times y$$

Donde; y: Es la distancia desde la fibra extrema en compresión y el eje neutro
I: Es el momento de inercia de la sección.

Así la distribución resultante de esfuerzo está dada por:

$$\sigma_{resultante} = \frac{-P}{A} + \frac{M}{W}$$

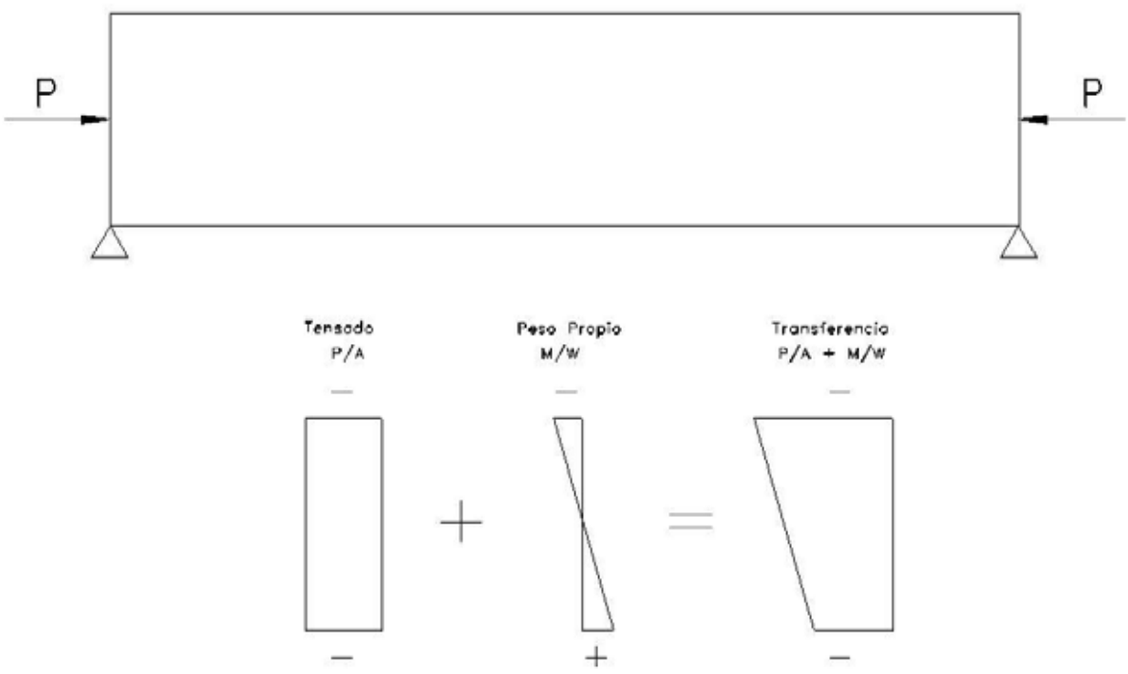


Figura N° 2 Distribución de esfuerzos a través de una sección de concreto precomprimida en forma concéntrica

Si la fuerza pretensora es aplicada en forma excéntrica, el efecto causado es más eficiente dado que se genera un momento debido a esta excentricidad, que viene dado por:

$$\sigma_{resultante} = \frac{P \times e}{W}$$

Así la distribución resultante de esfuerzo excéntrico está dada por:

$$\sigma_{resultante} = \frac{-P}{A} + \frac{M}{W} + \frac{P \times e}{W}$$

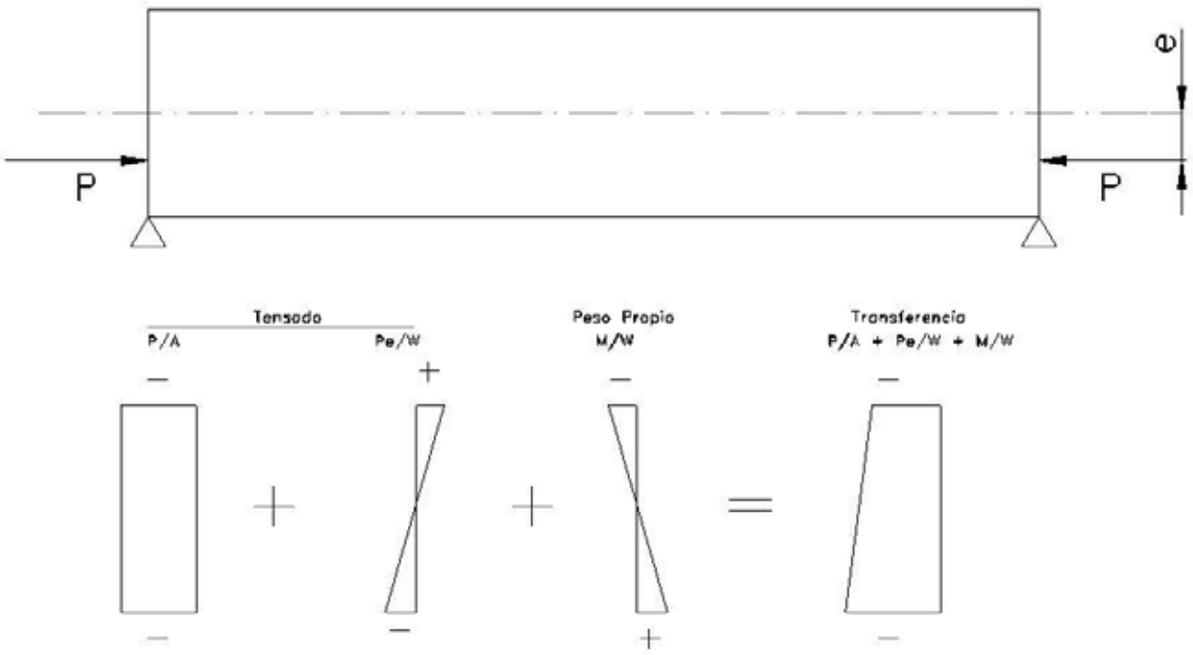


Figura N° 3 Distribución de esfuerzo a través de una sección de concreto precomprimido excéntricamente

3.5 **MATERIALES**

3.5.1 **HORMIGÓN**

El concreto que se usa en la construcción precomprimida se caracteriza por una mayor resistencia que aquel que se emplea en concreto reforzado ordinario. Se le somete a fuerzas más altas, y por lo tanto un aumento en su calidad generalmente conduce a resultados más económicos. El uso de concreto de alta resistencia permite la reducción de las dimensiones de la sección de los miembros a un mínimo, lográndose ahorros significativos en carga muerta siendo posible que grandes claros resulten técnica y económicamente posibles. Las objetables deflexiones y el agrietamiento, que de otra manera estarían asociados con el empleo de miembros esbeltos sujetos a elevados esfuerzos, pueden controlarse con facilidad mediante la pre-compresión.

La práctica actual pide una resistencia de 350 a 550 (Kgf/cm^2) para el concreto precomprimido, mientras el valor correspondiente para el concreto reforzado es de 200 a 250 (Kgf/cm^2) aproximadamente.

Existen otras ventajas, el concreto de alta resistencia tiene un módulo de elasticidad más alto que el concreto de baja resistencia, de tal manera que se reduce cualquier pérdida de la fuerza pretensora debido al acortamiento elástico del concreto. Las pérdidas por flujo plástico que son

aproximadamente proporcionales a las pérdidas elásticas, son también menores, la alta resistencia en el concreto precomprimido es necesaria por varias razones:

1. Para minimizar su costo, los anclajes comerciales para el acero de pre-compresión son siempre diseñados con base de concreto de alta resistencia. De aquí que el concreto de menor resistencia requieren anclajes especiales o puede fallar mediante la aplicación de la fuerza de tensado. Tales fallas pueden tomar lugar en los apoyos o en la adherencia entre el acero y el concreto, o en la tensión cerca de los anclajes.
2. El concreto de alta resistencia a la compresión ofrece una mayor resistencia a tensión y cortante, así como a la adherencia y al empuje, y es deseable para las estructuras de concreto pre-comprimido.
3. Por último, otro factor es que el concreto de alta resistencia está menos expuesto a las grietas por contracción que aparecen frecuentemente en el concreto de baja resistencia antes de la aplicación de fuerzas externas.

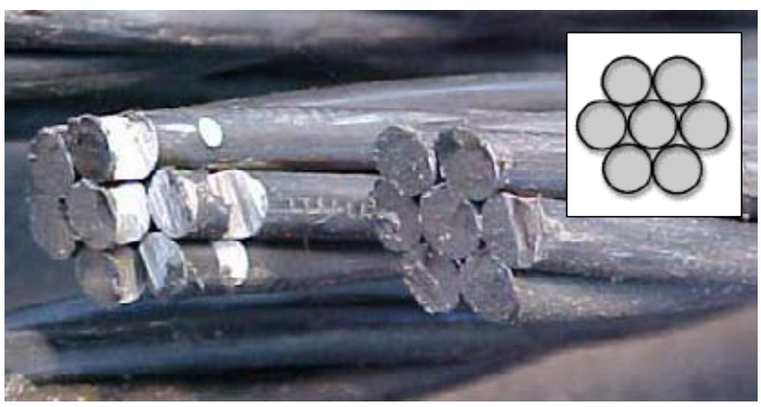
3.5.2 **ACERO PARA PRETENSAR**

Para el hormigón precomprimido son adecuados los aceros de alta resistencia, conocidos por el nombre de acero de alto límite elástico **ALE** ya que al tener un alto límite elástico las perdidas de tensión son controladas

Algunas exigencias que deben cumplir los aceros para pretensado son:

a) Resistencias elevadas, para mantener las perdidas del preesfuerzo
b) Sensibilidad reducida a la corrosión, especialmente la corrosión por tensión
c) Buena tenacidad, para que los aceros no sufran una rotura frágil por defectos mecánicos, o deformación en frío junto a los anclajes
d) Grandes longitudes de fabricación, para evitar empalmes y pérdidas de material en los casos de elementos precomprimidos de gran longitud.

La geometría de los cables para tensado no es simplemente circular, la sección que se utilizada es un torón de siete cables trenzados, el objetivo de dicha particular es obtener una superficie mayor de contacto entre el acero y hormigón, la resistencia a la



ruptura y al diámetro nominal de estos cables se indica en la siguiente tabla proporcionada por TYCSA (Trenzas y Cables S.A.)

Tabla N° 3

Resistencia a la ruptura y área nominal de los cables de tensado

Resistencia a la Ruptura	**6.1 mm**	**6.9 mm**	**8 mm**	**9.3 mm**	**9.53 mm**	**9.6 mm**	**11.1 mm**	**11.3 mm**	**12.5 mm**	**12.7 mm**	**12.9 mm**	**15.2 mm**	**15.7 mm**
18054 (Kgf/cm^2)	-	-	-	-	-	-	*	-	*	-	*	*	*
18972 (Kgf/cm^2)	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
19992 (Kgf/cm^2)	*	*	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Las propiedades de los cables de tensado están gobernadas por la norma ASTM A-416 GRADO 270, esta norma rige el rango en que puede variar cada una de las características de los cables definiendo un máximo y un mínimo, tal como se indica en la siguiente tabla.

3.5.3 RECUBRIMIENTO Y SEPARACIÓN MÍNIMA DE LOS CABLES DE TENSADO

Se debe tener especial cuidado en el adecuado recubrimiento de los cables de tensado ya que éste es muy vulnerable a la corrosión y oxidación. El recubrimiento mínimo libre para elementos expuestos a la intemperie es de dos veces el diámetro del torón ó 3 veces el diámetro de la barra más gruesa.

La separación libre, S_l, entre cables para pretensado en los extremos del miembro no debe ser menor de:

$$S_l < 4\,Ø_a$$

$$S_l < 3\,Ø_t$$

Donde; $Ø_t$: Diámetro del cable

$Ø_a$: Diámetro de la barra de acero

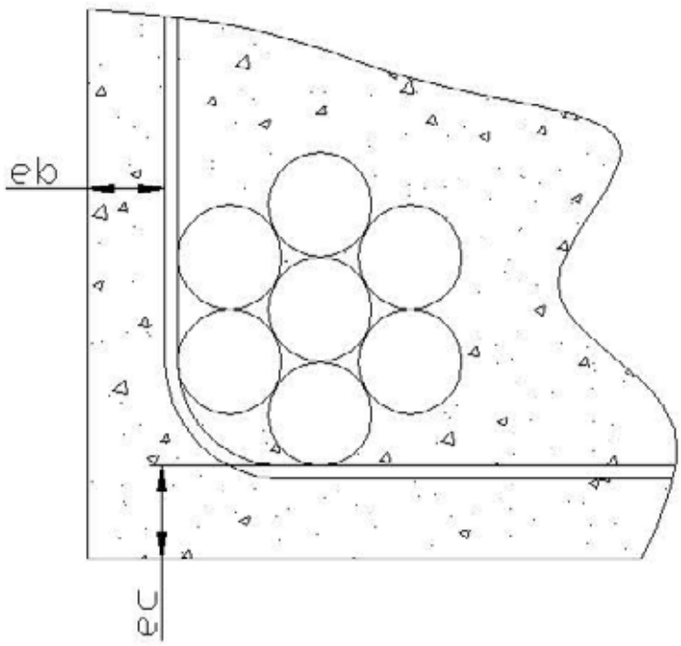


Figura N° 4 Detalle recubrimiento mínimo de cables y barras

3.5.4 **ANCLAJES**

Los anclajes cumplen una función esencial en el proceso de tensado, y se definen como lo elementos que unen los cables de tensado con la bancada. Estos anclajes tienen forma cónica exterior y en el interior un ranurado perpendicular al avance del anclaje, lo cual permite una mejor adherencia con el cable de tensado.

Figura N° 5 Anclajes

3.6 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE VIGAS PRETENSADAS

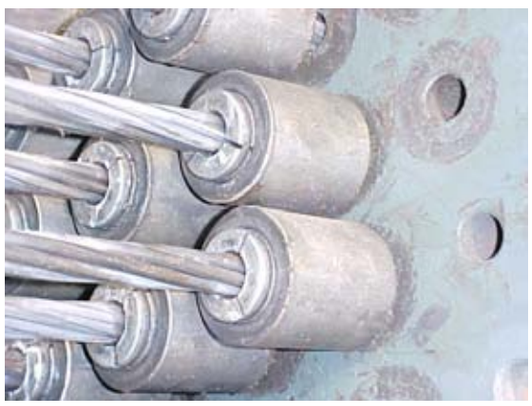
A continuación se presenta el procedimiento constructivo utilizado en la construcción de vigas precomprimidas de hormigón, se presentará el proceso mediante fotografías para de este modo lograr una fácil comprensión y entendimiento.

1. El primer paso, luego del diseño completo de las vigas precomprimidas, es el tendido de los cables en la bancada, que en el caso de la empresa Alchi S.A. tiene una longitud de 169.5 (m), luego se anclan los cables en el macizo fijo (lado sur).

2. En segundo se procede a entubar los cables que se deben silenciar, según los planos de proyecto, además se introducen las divisiones de las vigas, las cuales están materializadas en planchas de acero de medidas precisas con el objeto de lograr la estanqueidad de los moldajes y con perforaciones que permiten el paso de los cables de tensado, están planchas son genéricas para cada altura de viga y tienen el número máximo de perforaciones y obviamente se utilizan son las determinadas por proyecto.

3. Luego se trabaja en el macizo móvil tensando los cables mediante gatos hidráulicos dando las elongaciones deseadas y fijándolas mediante los anclajes.

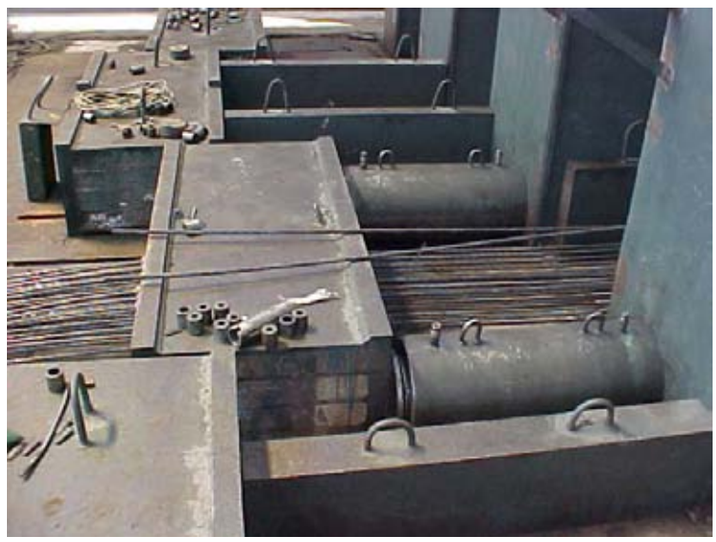
4. Se procede a la colocación de la enfierradura de corte, la cual es fabricada tecnológicamente mediante maquinas especializadas controladas mediante programas computacionales.



5. Posteriormente se instalan los moldajes con sus respectivos aceites desmoldantes, los moldajes deben ser totalmente estancos y lisos para lograr de esta forma superficies planas y una excelente terminación.

6. El ultimo proceso antes del destesado esta constituido por la fase de hormigonado y vibrado del hormigón para ello se utilizan capachos para transportar el hormigón desde la planta de hormigón hasta la faena de hormigonado mediante puentes grúa y vibrando en situ mediante vibradores de inversión tradicionales.

7. El destesado se realiza velocidad controlada mediante botellas hidráulicas ubicadas entre el macizo de hormigón (fijo) y la parte móvil de la bancada, hasta que una vez que la tensión entre estos dos elementos es nula se retiran los anclajes, estamos en presencia de una viga precomprimida de hormigón capaz de soportar cargas del tenor de camiones según norma AASHTO, podemos notar la contraflecha que presenta la viga la cual nos indica que nuestra teoría se cumple al pie de la letra.



3.7 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL PRETENSADO

3.7.1 VENTAJAS

a) El tensado de los cables permite al elemento trabajar a un nivel mas alto de tensiones
b) Al utilizar materiales de alta resistencia como lo son el hormigón y el acero, permite obtener estructuras más esbeltas reduciendo el peso propio y adoptar luces mayores
c) Reduce considerablemente las fisuras del hormigón
d) Mayor control de las deflexiones
e) Aumenta la cantidad de aplicaciones del hormigón estructural

f) Permite la construcción en serie
g) Se disminuyen los tiempos de montaje comparados con las vigas de hormigón armado
h) Siempre se tendrá un control de la calidad ya que se trabaja con más orden y los trabajadores están más controlados
i) El fabricar muchos elementos con las mismas dimensiones permite tener mayor rapidez

3.7.2 **DESVENTAJAS**

a) Se requiere transporte y montaje para los elementos pretensados, esto puede ser desfavorable según la distancia a la que se encuentre la obra de la planta
b) Mayor inversión inicial
c) Diseño más complejo y especializado
d) Planeación cuidadosa del proceso constructivo, sobre todo en las etapas de montaje, dado la evolución del mecanismo resistente

CAPITULO IV

CAPITULO IV

BASES DE CÁLCULO PARA EL DISEÑO

Las siguientes bases de cálculo corresponden son las consideradas para el diseño de puentes mediante la norma AASHTO, también se han considerado algunos criterios adoptados por el departamento de puentes con el objetivo de facilitar el diseño y adaptar la norma a la realidad chilena.

4.1 CARGAS DE DISEÑO

Las estructuras de los puentes deben ser diseñadas para soportar las cargas a que van a ser sometidas durante toda su vida útil. Estas cargas y fuerzas son de diversos tipos y orígenes, las que en la mayoría de los casos, actúan en forma combinada.

Las principales cargas que afectan un puente son:

- Carga Muerta.
- Carga Viva.
- Impacto o efecto dinámico de la carga viva.
- Cargas de Viento.

Otras fuerzas, cuando ella existan

- Fuerzas Longitudinales.
- Fuerzas Centrifugas.
- Fuerzas Térmicas.
- Empuje de la Tierra.
- Subpresión.
- Tensiones de Retracción.
- Acortamiento de Borde.
- Presión de Agua.
- Hielo.
- Sismos.

4.1.1 CARGAS MUERTAS

Las cargas muertas corresponden al peso de toda estructura la cual debe ser soportado por las vigas longitudinales, incluye peso propio vigas precomprimidas, losa de hormigón, carpeta asfáltica, pasillo, barandas, etc.

La carga de nieve y hielo es considerado compensada, siendo acompañada por una disminución en la carga viva e impacto. Esta carga no debe ser incluida excepto bajo condiciones espaciales.

Los siguientes pesos unitarios, mostrados en la siguiente tabla son recomendados para calcular la carga muerta.

Tabla N° 4.1

Pesos específicos

Material	
Hormigón	2.40 (Tf/m^3)
Hormigón armado	2.50 (Tf/m^3)
Baranda Anti-Impacto	0.06 (Tf/m)
Pasillos con relleno granular	0.75 (Tf/m)

4.1.1.1 PESO PROPIO DE LA VIGA

Para determinar el peso propio de la viga se debe conocer el peso específico del hormigón armado, además del área de la sección, que esta determinada por la siguiente fórmula:

$$\mathbf{q = A \times \gamma_H} \text{ (Tf/m)}$$

Donde, A : Área de la sección

γ_H : Peso Específico del Hormigón 2.5 (Tf/m^3)

4.1.1.2 **PESO PROPIO DE LA LOSA Y LA CARPETA DE RODADO**

De igual forma que el cálculo del peso propio de la viga se realiza el cálculo del peso propio de la losa y la carpeta de rodado, con la salvedad que el área viene dada por el espesor por el ancho tributario.

$$q = e \times b \times \gamma \ \text{(Tf/m)}$$

Donde, e : Espesor de la losa o carpeta de rodado según corresponda (m)

B : Ancho Tributario (m)

γ_H : Peso Específico del material (Tf/m^3)

4.1.1.3 **PESO DE PASILLOS BARANDAS**

La carga de pasillos y barandas será considerada como una carga uniformemente distribuida sobre la viga de borde según la tabla N° 5, dado que estos ítems son construidos con posterioridad se incluirán en las cargas de servicio.

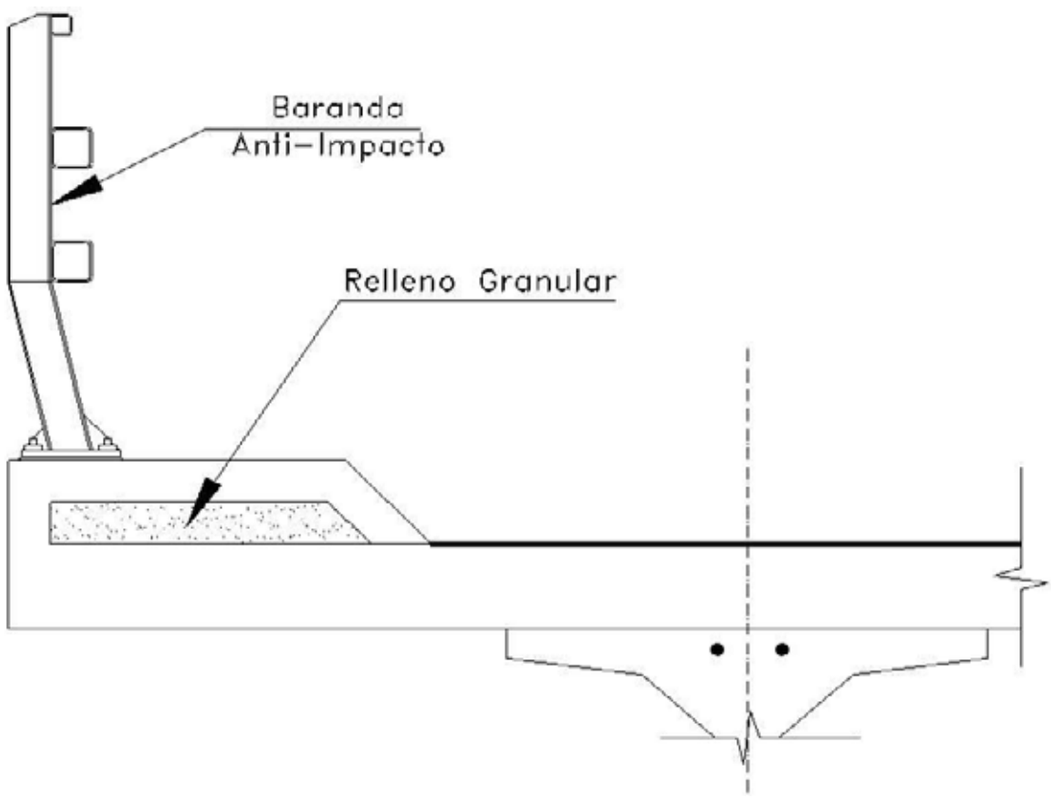


Figura N° 4.1 Baranda anti-impacto y relleno granular pasillos

4.1.2 **CARGA VIVA**

Se entiende por carga viva a toda aquella que se encuentra en movimiento sobre el puente ya sea el camión AASHTO, la carga de faja y la sobrecarga peatonal.

4.1.2.1 **CAMIONES NORMA AASHTO**

La norma AASHTO define cuatro clases de carga o camiones estándar, los cuales son: H 20-44, H 15-44, HS 20-44 y HS 15-44; donde las carga H 15-44 y la carga HS 15-44 son el 75% de la carga H 20-44 y de la carga HS 20-44, respectivamente. Si se quieren utilizar otras cargas de diseño, deben ser obtenidas cambiando proporcionalmente los pesos dados para los camiones y las correspondientes cargas de faja.

La extensión 44 en la denominación de las cargas de camiones hace referencia a que estas cargas fueron instituidas a partir de la edición de 1944 de la norma AASHTO.

- Camión H:

La carga H, consiste en dos ejes de camión o la correspondiente carga de faja, estas cargas son designadas con la letra H seguida por un número que indica el peso en toneladas del camión estándar.

- Camión HS:

La carga HS, consiste en un camión tractor con un semi – trailer o la correspondiente carga de faja dos ejes de camión o la correspondiente carga de faja, estas cargas son designadas con la letra HS, seguida al igual que la carga anterior, por un numero que indica el peso en toneladas del camión tractor.

La separación entre los ejes del camión se ha considerado variable, puesto que este parámetro varía para los tractores traileres actualmente en uso. Además, esta separación provee una carga más efectiva para vigas continuas, debido que el eje más pesado del camión puede ser colocado sobre tramos adyacentes produciendo un momento negativo mayor.

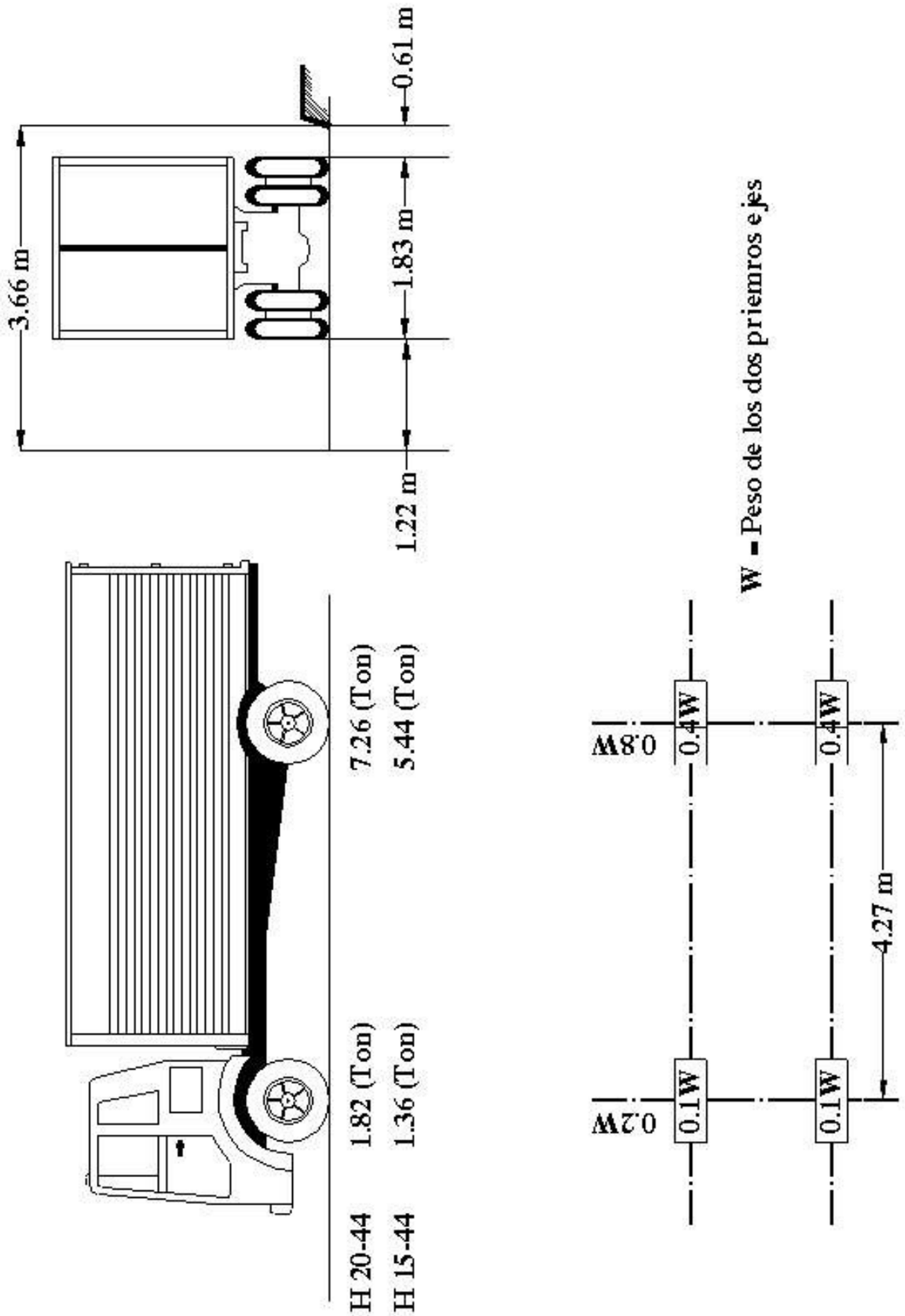


Figura N°4.2 Camiones tipo H AASHTO

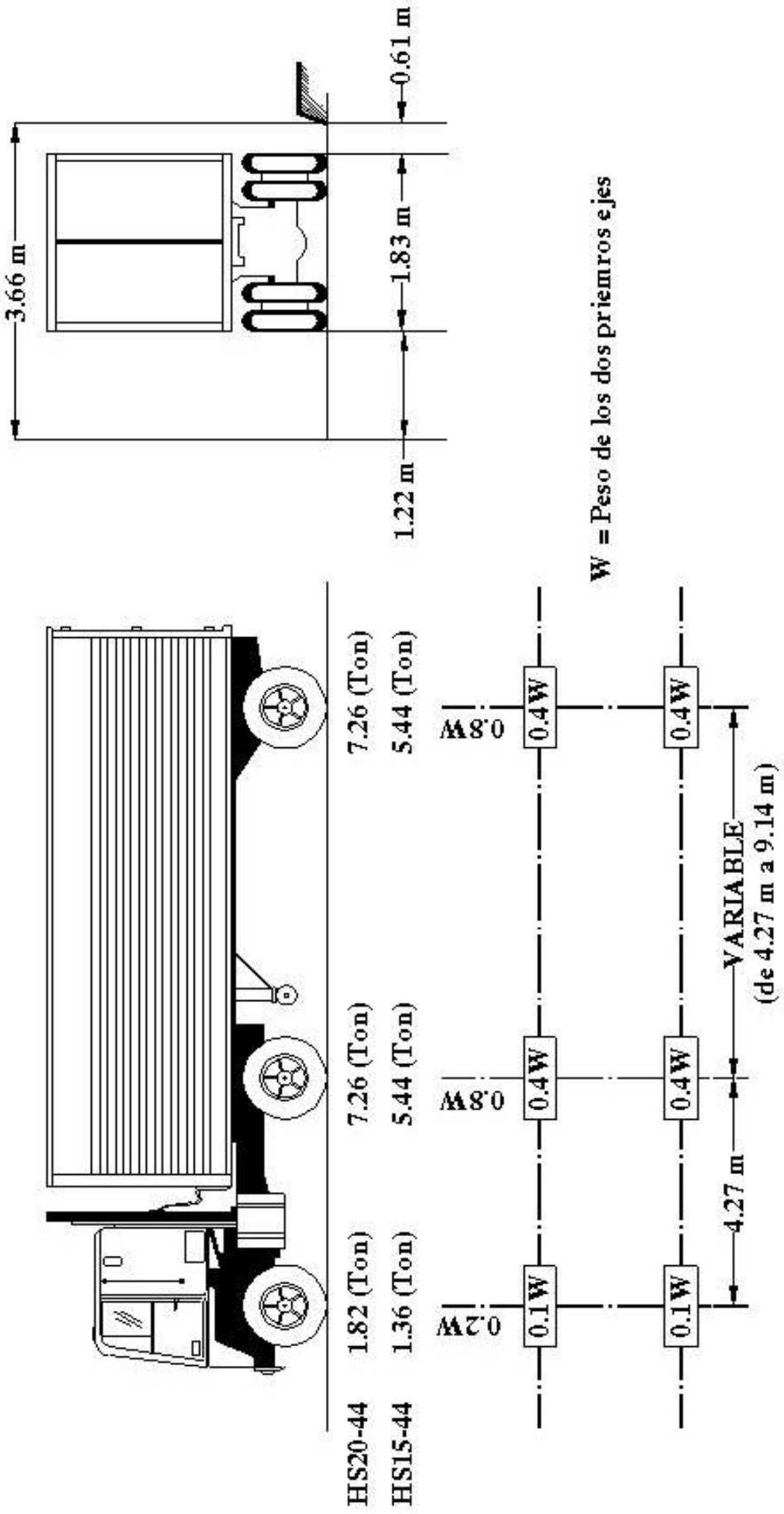


Figura N° 4.3 Camiones tipo HS AASHTO

4.1.2.2 **CARGA DE FAJA**

La norma AASHTO considera una carga uniforme por metro lineal de faja de transito más una carga puntual (o dos cargas concentradas en el caso de tramos continuos) colocadas sobre la viga en posición tal que provoque las máximas tensiones, como otro estado de estado de carga, los esfuerzos producidos por este estado deben ser comparados con los esfuerzos producidos por la carga de camión AASHTO.

Estudios precedentes realizados logran comprobar que la carga de faja controlar el diseño desde 44.5 m de luz, dado que el momento producido es mayor al del momento del camión AASHTO.

Las cargas de faja se muestran en la figura N° 10.

4.1.2.3 **SOBRECARGA PEATONAL**

La carga peatonal que debe ser usada para calcular pasillos y pasarelas, según AASHTO, es 415 (Kgf/m^2), esta carga puede ser disminuida dependiendo de la longitud del puente, cabe destacar que esta reducción es aplicable solo a puentes carreteros y no a pasarelas ni a puentes ubicados en la ciudad, la tabla siguiente grafica dichas cargas:

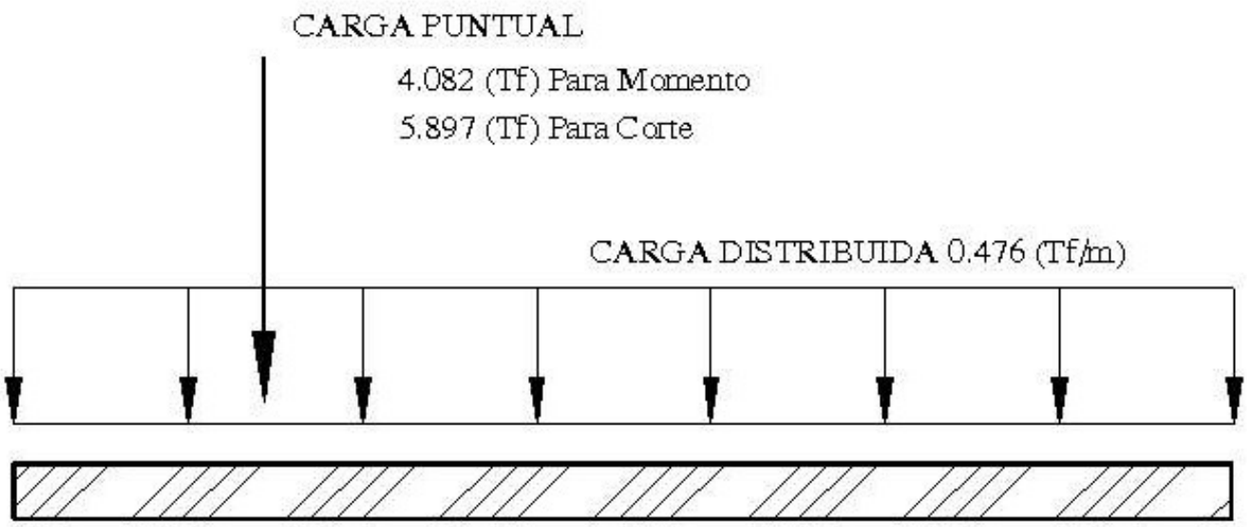
Tabla N° 4.2

Carga Viva Peatonal

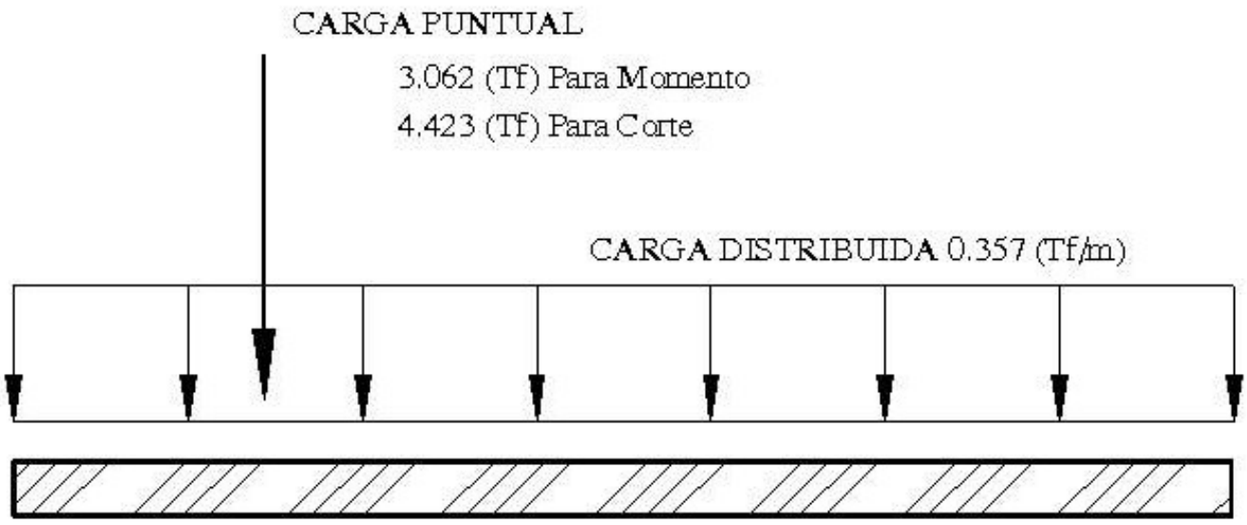
Largo del Pasillo (m)	Carga Viva Peatonal (Kgf/m^2)
< 8	415
8 – 30.5	293
≥30.5	$(146.67 + \frac{4464.47}{L}) \times (1.1 - \frac{W}{15.24})$

Donde, L : Largo del Pasillo, en (m)

W : Ancho del Pasillo, en (m)



Camion H 20-44 y HS 20-44



Camion H 15-44 y HS 15-44

Fig. N° 4.4 Carga de Faja

4.1.3 **CARGAS EVENTUALES**

4.1.3.1 **FUERZAS CENTRÍFUGAS**

Las estructuras de puentes que presenten curvas deberán ser diseñadas con una fuerza radial horizontal igual al siguiente porcentaje de la carga viva, en todas las líneas de carga considerando el impacto.

$$C = \frac{0.79 \times S^2}{R}$$

Donde, S: Velocidad de diseño, en m/s
D: Angulo de la curva, en grados
R: Radio de la curva, en m

4.1.3.2 **CARGAS DE VIENTO**

Las cargas de viento consisten en fuerzas uniformemente distribuidas aplicadas al área expuesta de la estructura, el área expuesta deberá ser la suma de las áreas de todos los miembros incluyendo la losa y las barandas (solo elementos expuestos al viento)

Tabla N° 4.3
Cargas de Viento

	Estructura		Viga	
Angulo de Inclinación del Viento	Fuerzas Laterales	Fuerzas Longitudinales	Fuerzas Laterales	Fuerzas Longitudinales
Grados	Kgf/m2	Kgf/m2	Kgf/m2	Kgf/m2
0	366	0	244	0
15	341.6	58.56	214.72	29.28
30	317.2	136.64	200.08	58.56
45	229.36	200.08	161.04	78.08
60	117.12	244	82.96	92.72

4.1.4 VÍAS DE TRANSITO

El camión de diseño de la norma ocupa un ancho de 3.05 (m), colocado en una vía de transito, de ancho 3.66 (m); este camión se debe posicionar en cada vía de tránsito, a lo largo de la calzada, tantas veces como vías de tránsito se puedan colocar en dicha calzada. El número de vías de tránsito se debe aproximar al valor inferior de la siguiente formula:

$$\mathbf{N° \ Vías = A / 3.66}$$

Donde; A = Ancho calzada (m)

Fracciones de vías de transito no deben ser usadas; para anchos de tablero que varían de los 6.10 a 8.00 (m), deben ser diseñados con dos vías de transito, cada una igual a la mitad del ancho del tablero.

Las vías de transito y las cargas deben ser colocadas en número y posición sobre el tablero, de tal manera que dichas posiciones provoquen las máximas tensiones en los elementos que se están considerando.

4.2 SOLICITACIONES

4.2.1 MOMENTO PRODUCIDO POR LAS CARGAS MUERTAS

El momento producido por las cargas muertas será calculado como una viga simplemente apoyada solicitada por una carga uniformemente distribuida con la siguiente formula

$$\mathbf{M = \frac{q \times x^2}{2} (Tf \times m)}$$

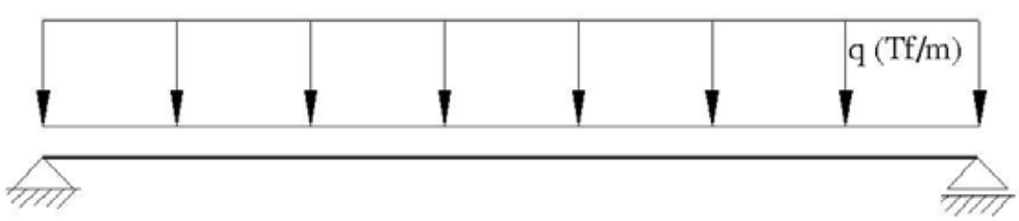


Figura N° 4.5 Momento máximo Cargas Muertas

4.2.2 MOMENTO DE CAMIÓN HS AASHTO

Como se sabe el momento máximo para cualquier viga simplemente apoyada se obtiene al aplicar la sobrecarga al centro de esta y el corte máximo se obtiene aplicando la sobrecarga en el apoyo, pero como en el caso de la sobrecarga móvil del camión AASHTO se tienen tres cargas que son las ruedas del camión, y según el **Teorema de Barré** se ha llegado a la conclusión que el momento máximo se obtiene aplicando la carga de la siguiente forma:

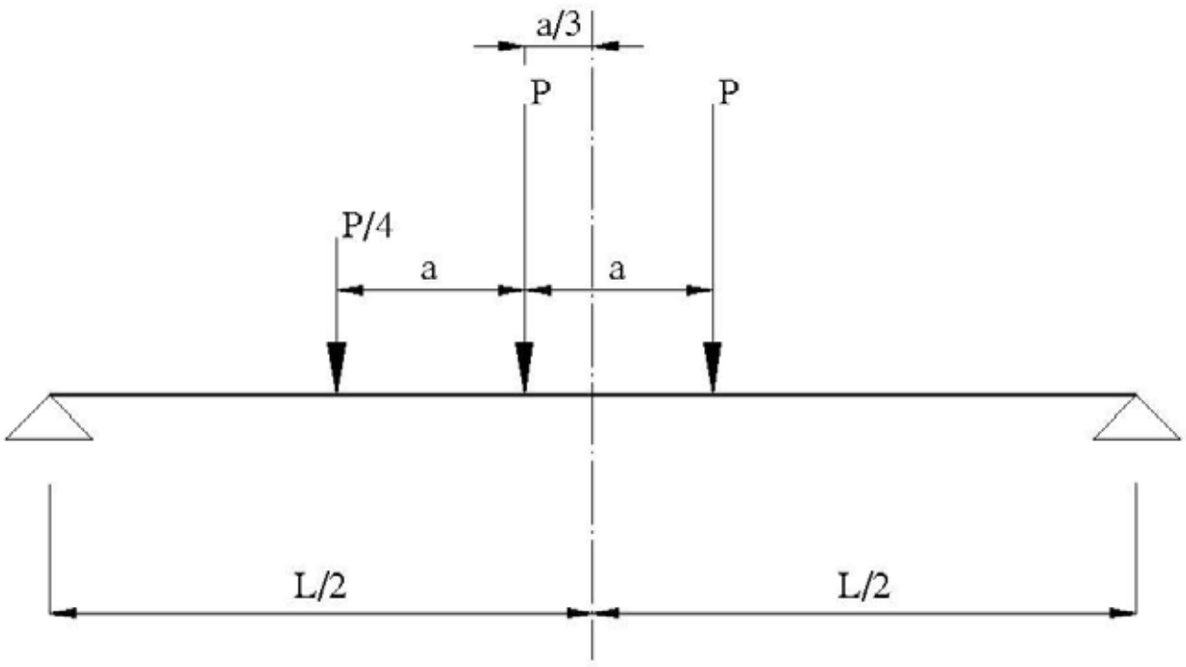


Figura N° 4.6 Momento máximo camión AASHTO

La distancia “a” es la separación entre ejes de carga del camión, la norma AASHTO fija este valor en 14 (pies), lo que equivale a 4.27 (m).

4.3 COEFICIENTES DE MODIFICACIÓN

4.3.1 COEFICIENTE DE IMPACTO

Las tensiones de carga viva provocadas por las cargas H y HS, deben ser incrementadas para incluir los efectos dinámicos, vibratorios y de impacto.

Este aumento en las cargas vivas debe ser aplicado para la superestructura, cepas y en general, a las estructuras que desciendan hacia las fundaciones. Este coeficiente no debe ser aplicado a estribos ni a carga peatonal.

La cantidad de impacto permitido debe ser expresado como una fracción de las cargas vivas, debiéndose determinar por la siguiente expresión:

$$I = \frac{15.24}{L + 38.11} < 0.3$$

Donde, I: Coeficiente de Impacto

L: Longitud de Cálculo, en (m) de la porción de luz que es cargada para producir las máximas tensiones en la estructura.

En la formula anterior, la longitud cargada L, deberá tomarse como sigue:

- Para tableros o losa de calzada, la luz de diseño del puente
- Para elementos transversales, tales como vigas de piso o viguetas, se utiliza la longitud entre centros de apoyo de las vigas
- Para calcular los momentos debido a las cargas de camión, se debe utilizar la luz total del tramo, con excepción de tramos en voladizo, donde se toma su longitud (volado).
- Para calcular el esfuerzo de corte debido a las cargas de camión, se emplea la longitud del tramo que va desde el punto considerado hasta la reacción más lejana, excepto para vigas envoladizo, donde se utiliza un 30%.
- Para tramos continuos, se emplea la longitud de la zona de momento positivo, más el promedio de la longitud de la zona de momento negativo de los dos tramos adyacentes.

4.3.2 **COEFICIENTE DE REDUCCIÓN**

El coeficiente de reducción, considera la probabilidad que el puente este cargado simultáneamente en todas sus líneas de carga, el coeficiente de reducción se aplica dependiendo del número de pistas, esto se explica dado que es poco probable que en el caso de tener cuatro carriles, por ejemplo, los cuatro camiones AASHTO se encuentren en la mitad del puente, la siguiente tabla grafica estos coeficientes.

Tabla N° 4.4

Coeficiente de Reducción

Vías de Transito	Coeficiente de Reducción
1 ó 2	1.00
3	0.90
4 o más	0.75

4.3.3 **COEFICIENTE DE MAYORACIÓN**

El Departamento de Puentes del Ministerio de Obras Públicas establece un coeficiente de mayoración para la carga móvil del camión AASHTO de 20% con el fin de absorber los posibles aumentos de las capacidades de carga de los camiones a través del tiempo.

4.3.4 **COEFICIENTE DE DISTRIBUCIÓN**

El coeficiente de distribución es un factor que se obtiene de un análisis complejo, y trata de interpretar la distribución de la carga de rueda del camión sobre las vigas.
Para calcular el momento flector sobre las vigas, el coeficiente de distribución lateral de la carga de rueda, debe calcularse según la norma AASHTO los siguientes dos casos:

i.-) Vigas Interiores

La fracción de la carga de rueda, llamada también coeficiente de distribución, esta determinado por la siguiente tabla.

Tabla N° 4.5
Coeficiente de Distribución

	Puentes Diseñados con una Vía de Tránsito	Puentes Diseñados con dos o más Vías de Tránsito
Viga Pretensada	S / 2.134	S / 1.676

ii.-) Vigas Exteriores

La carga muerta soportada por las vigas interiores del puente debe ser aquella porción de calzada sostenida por las vigas. Las cunetas, las barandas y la superficie para peatones, si son colocadas después que la losa haya fraguado, pueden ser distribuidos igualmente por sobre toda la calzada del puente.
La carga viva que provoca el momento flector en las vigas exteriores se determinará aplicando a la viga la reacción de la carga de rueda obtenida de asumir que la losa actúa como una viga simplemente apoyada entre las vigas.
En este caso se debe suponer que la losa, en su sección transversal, actúa como viga simplemente apoyada entre la viga exterior y la viga inmediatamente adyacente. Luego ubica el camión a 0.61

m (2 pies) del borde del pasillo, haciendo equilibrio de momento se determina la reacción de la viga considerada.

La experiencia nos dice que el coeficiente de distribución de las vigas exteriores es menor que el de las vigas interiores, por lo que se utiliza este valor; por otro lado la norma AASHTO establece que en ningún caso una viga exterior tendrá menos capacidad de carga que una viga interior.

4.4 CARGAS POR RUEDA DEL CAMIÓN

Las cargas de rueda del camión vienen dadas por la multiplicación de todos los factores antes calculados, para luego ser aplicados al modelo

.

$$\mathbf{P = P \times (1 + I) \times CR \times CM}$$

4.4.1 DISTRIBUCIÓN DE LA CARGA DE RUEDA A LOS NODOS DEL EMPARRILLADO

Cabe destacar que en la mayoría de las situaciones la descarga por parte de la rueda del camión no coincide con el nudo del emparrillado por este motivo se desarrollo un sistema con el cual las cargas se redistribuyen situando la descarga en los cuatro puntos colindantes, de la siguiente forma:

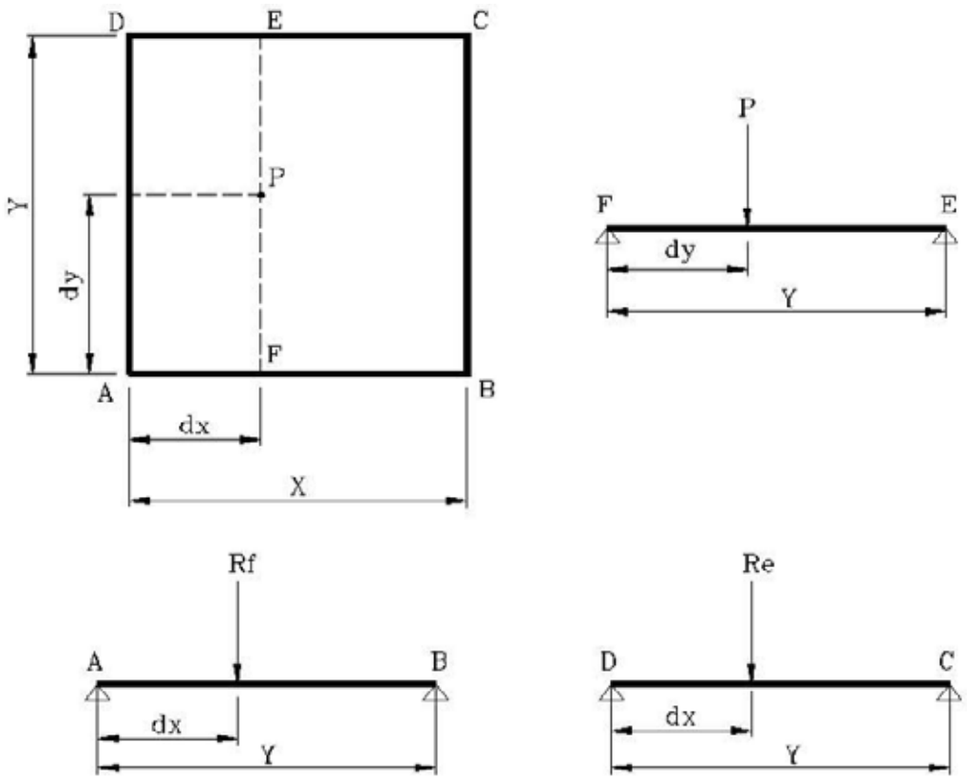


Figura N° 4.7 Distribución carga de rueda

Las formulas con las cuales se redistribuyen las cargas a los nudos del emparrillado se deducen fácilmente utilizando vigas simplemente apoyadas calculando la reacción en los puntos E y F y posteriormente con estos resultados obtenemos la fuerza resultante en cada uno de los nudos A, B, C y D

$$R_A = \frac{(X - \Delta X) \times (Y - \Delta Y) \times P}{(X \times Y)} \qquad R_B = \frac{(\Delta X) \times (Y - \Delta Y) \times P}{(X \times Y)}$$

$$R_C = \frac{\Delta X \times \Delta Y \times P}{(X \times Y)} \qquad R_A = \frac{(X - \Delta X) \times \Delta Y \times P}{(X \times Y)}$$

Además se debe verificar que: $P = R_A + R_B + R_C + R_D$

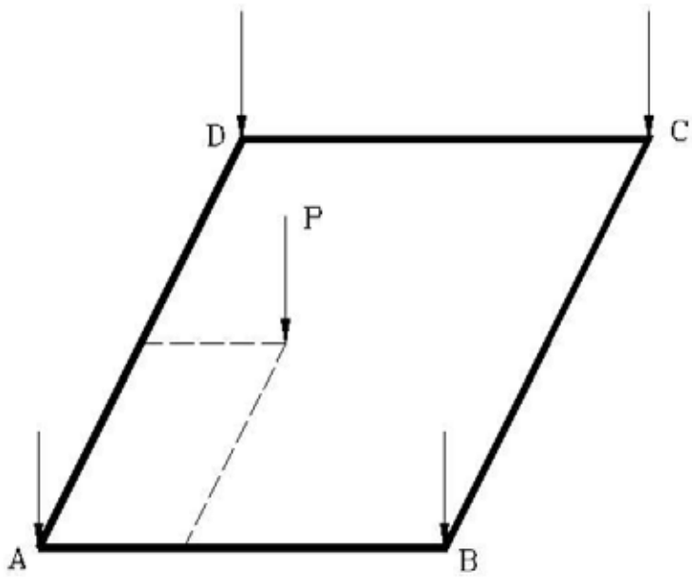


Figura N° 13 Diagrama Distribución carga de rueda a nodos

4.5 ESTADOS Y COMBINACIONES DE CARGA

4.5.1 ESTADOS DE CARGA

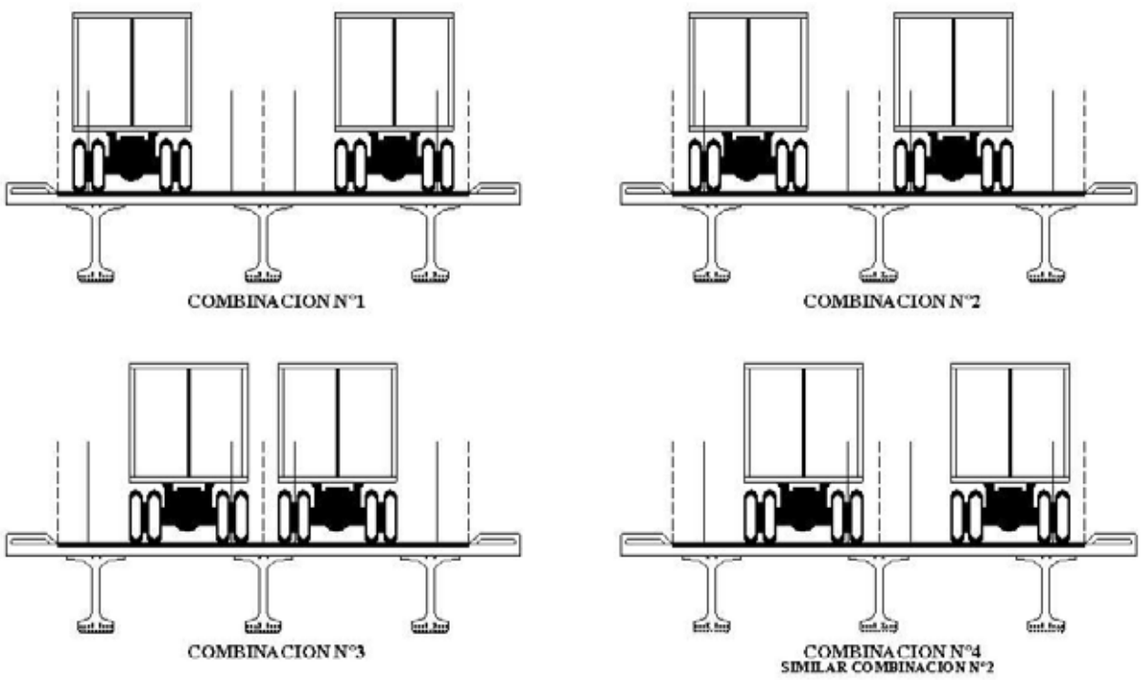
Los estados de carga corresponden a todos los tipos de solicitaciones que va a tener el puente en su vida útil, se deben aplicar con nombres distintos al momento de modelar con el objetivo de que sea posible combinar, las cargas que anteriormente se citan a continuación y están ordenadas de acuerdo con el sistema constructivo:

- e1 : Peso Propio de Vigas
- e2 : Peso Propio de la Losa
- e3 : Peso de Baranda Pasillo y Pavimento
- e4 : Resultante de la carga del camión en el centro de la luz calzada 1
- e5 : Resultante de la carga del camión en el apoyo de la calzada 1
- e6 : Resultante de la carga del camión en el centro de la luz calzada 2
- e7 : Resultante de la carga del camión en el apoyo de la calzada 2

4.5.2 **COMBINACIONES DE CARGA**

Las combinaciones de carga tienen el objetivo de mezclar los diferentes estados de carga con el objetivo de obtener los esfuerzos mayores, para el caso de los puentes la idea es juntar en los lugares más desfavorables el mismo número de camiones AASHTO como número de líneas de carga se tiene, para el caso del ejemplo se tienen dos líneas de carga, por lo que se juntaron dos camiones en el centro (en la misma dirección) y dos camiones entrando al puente, por lo que se obtiene las siguientes combinaciones de carga.

- (Momento) c1 = e4 + e6
- (Corte) c2 = e5 + e6



- Figura N° 4.9 Combinaciones de Carga

4.6 ESTADOS TENSIONALES DE LAS VIGAS PRETENSADAS

i.) En Transferencia o en bancada:

Este estado tensional corresponde al de fabricación en le cual la viga se encuentra trabajando sola y con la solicitación de Peso Propio; en el cual solo se han considerado las pérdidas instantáneas de tensión

ii.) En Servicio:

Corresponde al estado con cargas de Peso Propio y Sobrecargas con las perdidas tensionales totales y donde la viga trabaja con colaboración de la losa.

4.6.1 TENSIONES ADMISIBLES EN VIGAS PRETENSADAS

Tabla N° 4.6

Tensiones admisibles en el hormigón

Estado Tensional	Cables	Hormigón	
		Tracción	Compresión
En Transferencia	$0.75 \times f'_S$	$0.80 \times \sqrt{f'_c}$	$0.60 \times f'_C$
En Servicio	$0.80 \times f_Y \otimes$	$0.80 \times \sqrt{f'_c}$	$0.40 \times f'_C$
Sobre tensión Permitida	$0.85 \times f_Y \otimes$		

Donde, f’s : Tensión última del acero de Pretensado, 270Ksi = 18980 (Kgf/cm^2)

f’c : Resistencia Cilíndrica del Hormigón a los 28 días, f’c≥ 350 (Kgf/cm^2)

$f_Y \otimes$:Tensión de fluencia del acero = 0.9 × f’s

4.6.2 ESTIMACIÓN DE LAS PERDIDAS DE TENSIÓN EN ELEMENTOS PRETENSADOS

Las perdidas de tensión en el pretensado se comienzan a producir desde el momento de tensar los cables con el gato hasta que se realiza la transmisión de fuerzas, estas perdidas instantáneas son las producidas por efecto de la fricción, acortamiento elástico; cuando este proceso termina

comienzan las perdidas denominadas diferidas y son originadas por las variaciones de longitud provenientes de la retracción del hormigón y debido a la relajación del acero de preesfuerzo, toda y cada una de las perdidas antes mencionadas causa una disminución en la fuerza de compresión por lo que deben ser minuciosamente estudiadas por el proyectista.

4.6.3 **ESTIMACIÓN DE LAS PÉRDIDAS INSTANTÁNEAS**

4.6.3.1 **PERDIDA DE TENSIÓN POR ROZAMIENTO EN EL GATO**

La fuerza ejercida por el gato, teóricamente es:

$$\mathbf{F = M \times A}$$

Donde, M : Presión del líquido leída en el manómetro
A : Es el área del pistón del gato

Sin embargo, existen fuerzas de rozamiento entre el cilindro y las empaquetaduras del pistón, resistencias viscosas, etc. Por lo que la expresión anterior debería ponderarse por un factor de corrección que incluya dichas fuerzas resistentes.

4.6.3.2 **PÉRDIDAS DE TENSIÓN POR PENETRACIÓN DE CUÑAS (Δσ)**

Esta perdida de tensión ocurre justo en el momento de anclar los cables en el extremo de la viga.

Al transmitir la tensión del acero al hormigón mediante los sistemas de anclaje, existe inevitablemente una pequeña cantidad de deslizamiento en los anclajes después de la transferencia.

La magnitud del deslizamiento depende del sistema de tensado y, principalmente del tipo de gato que se emplee para tensar y este no varía en el tiempo.

La perdida de tensión se calcula utilizando la ley de Hooke:

$$\Delta\sigma = \frac{\Delta \times E_s}{L}$$

Donde: $\Delta\sigma$: Pérdida de tensión por penetración del sistema de anclaje (Kgf/cm^2)

Δ : Penetración de la cuña en (cm.)

E_s : Módulo de Elasticidad del acero en (Kgf/cm^2)

L : Largo del cable en (cm.)

Esta disminución de tensión ocurre a lo largo de toda la longitud del cable.

Al deslizar la cuña, el cable también lo hace, pero en menor cantidad que el anclaje, por la resistencia del roce quien se opone al movimiento del cable. Hacia el interior, esta perdida va disminuyendo y es posible calcular la distancia desde el extremo de la viga, por la siguiente formula:

$$\mathbf{X_0 = \sqrt{\frac{c \times Es}{\beta}}}$$

Donde; X_0 : Longitud de la viga afectada por el deslizamiento del anclaje, medida desde el punto donde se anclan los cables (cm)

C : Asentamiento del sistema de anclaje en (cm)

β : Pérdida de tensión debido al roce por unidad de longitud ($Kgf/cm^2/cm$)

E_s : Ya fue definido

Por lo general, se estudia el estado tensional y por ende las pérdidas en el centro de la viga, luego si X_0 es menor que L/2, en el centro de la viga no existirá perdida de tensión por este motivo.

En caso contrario, o sea, X_0 sea mayor que L/2, la pérdida se evalúa por:

$$\mathbf{AC = 2 \times \beta \times (X_0 - X)}$$

Donde; AC : Pérdida de tensión en la posición X, por asentamiento de la cuña

X : Posición desde el extremo de tensado al punto donde se está calculando la pérdida

X0, y β: Definidos previamente

4.6.3.3 PERDIDAS DE TENSIÓN POR ACORTAMIENTO ELÁSTICO DEL HORMIGÓN Y ESTIRAMIENTO NO SIMULTÁNEO DE LOS CABLES (ES)

Cuando la fuerza pretensora se transfiere a un miembro, existe un acortamiento elástico en el hormigón a medida que este se comprime

$$\mathbf{ES} = \frac{\mathbf{Es}}{\mathbf{Eci}} \times \mathbf{f_{CIR}}$$

Donde, ES: Perdida de tensión en los cables debido al estiramiento no simultáneo de los cables

E_S : Módulo de Elasticidad del Acero (Kgf/cm^2)

f_{CIR}: Tensión en el centro de gravedad de los cables inmediatamente después que ocurra las perdidas instantáneas por rozamiento

$$\mathbf{f_{CIR}} = \mathbf{P_i} \times \left(\frac{\mathbf{1}}{\mathbf{A_{ti}}} + \frac{\mathbf{e_i^{\,2}}}{\mathbf{I_{ti}}}\right) - \frac{\mathbf{M_{pp}} \times \mathbf{e_i}}{\mathbf{I_{ti}}}$$

Donde; Pi : Fuerza pretensora inicial en (Kgf)

Ati : Área sección homogeneizada inicial (cm^2)

Iti : Inercia de la viga homogeneizada inicial (cm^4)

ei : Excentricidad de los cables de la viga homogeneizada inicial (cm)

M_{pp} : Momento Flector provocado por el peso propio (Kgf×cm)

Eci: Módulo de elasticidad del hormigón en el momento del tensado, se calcula como:

$$\mathbf{Eci} = \mathbf{16918} \times \sqrt{\mathbf{f'_{CI}}}$$

Donde, f'_{CI} = Resistencia cilíndrica característica del hormigón al momento del tensado

4.6.3.4 **SILENCIAMIENTO EN VIGAS PRETENSADAS**

El silenciamiento en vigas pretensadas corresponde al entubamiento de los cables en donde los esfuerzos hacen fallar la viga por compresión, esta falla se produce en el estado de transferencia, en los apoyos de la viga dado que solo existe compresión suministrada por los cables de tensado, no existiendo ninguna carga que los contrarreste, en cambio en el centro de la viga estos esfuerzos son contrarrestados por el peso propio de la viga, el largo de entubamiento viene dado por la siguiente fórmula:

$$L_{\text{Real Entubada}} = x - L_{\text{Anclaje}} - L_{\text{Entrega}} \approx 1.0 \text{ (m)}$$

Donde, $L_{Anclaje}$: Longitud de Anclaje = 50 × ø = 76.2 (cm)

$L_{Entrega}$: Longitud Entrega = 35 (cm)

X : Longitud requerida de entubamiento para que el esfuerzo en compresión no supere el admisible (cm)

Para lograr utilizar esta fórmula se debe realizar un análisis minucioso del estado de carga peso propio con el objetivo de obtener cada un cierto avance los esfuerzos en compresión, cabe destacar que se deben obtener las propiedades de la viga dado que al variar el número de cables las propiedades geométricas de los cables cambia y esto influye en el módulo resistente e inercia propiedades claves en la obtención de los esfuerzos.

Se debe tener especial cuidado al entubar los cables dado que se debe hacer en forma simétrica con el fin de evitar introducir esfuerzos en el eje débil de la viga.

4.6.4 **ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS DIFERIDAS**

Son aquellas pérdidas de tensión que ocurren en un tiempo posterior a las perdidas instantáneas, desarrollándose a través del tiempo

4.6.4.1 **PERDIDAS DE TENSIÓN POR RETRACCIÓN DEL HORMIGÓN (SH)**

Como se sabe, en el proceso de fraguado del hormigón, se evapora parte del agua de la relación agua cemento, produciéndose deshidratación del hormigón, esto trae como consecuencia una deformación del hormigón y su acortamiento

Este cambio de volumen en el elemento, induce una reducción de la tensión del acero de preesfuerzo, igual a la deformación por contracción del hormigón

La formula para evaluar esta perdida debido a la retracción es:

$$\mathbf{SH = (1195 - 10.55 \times RH)}$$

Donde; SH: Perdida de tensión en los cables por retracción del hormigón

RH: Humedad relativa media anual %

4.6.4.2 **PERDIDA DE TENSIÓN POR CREEP O FLUENCIA DEL HORMIGÓN (CR_c)**

El hormigón al someterse a una fuerza de compresión sostenida, se puede obtener una curva que muestra la variación en el esfuerzo de compresión del hormigón y la deformación unitaria, σ v/s ξ respectivamente.

Primero el hormigón se deforma elásticamente, y después continua deformándose gradualmente respetando una ley exponencial a pesar de que la carga no se incrementa, este fenómeno recibe el nombre de fluencia del hormigón

El valor de esta deformación por fluencia es $\phi(\Delta\sigma / Ec)$, donde ϕ es el coeficiente de fluencia. Cabe señalar que esta depende del tiempo, proporciones de la mezcla, humedad, condiciones de curado y de la edad del hormigón al cual comienza a ser cargado.

La siguiente es la fórmula empírica para calcular la pérdida por fluencia del hormigón

$$\mathbf{CRc = 12 \times f_{CIR} - 7 \times f_{CDS}}$$

Donde, f_{CIR}: Fue determinado con anterioridad

f_{CDS}: Tensión en el hormigón a nivel del centro de gravedad de los cables, debido a todas las cargas muertas que actúan con posterioridad al tensado de los cables.

$$\mathbf{f_{CDS} = \frac{M_{Losa} \times e_i}{I_{ti}} + \frac{M_{Term} \times e_f}{I_{tf}}}$$

Donde;

M_{Losa} : Momento flector producido por el peso de la losa (Kgf×cm)

M_{Term} : Momento flector producido por las terminaciones (Kgf×cm)

e_i : Excentricidad de los cables en la viga homogeneizada inicial (cm)

e_f : Excentricidad de los cables en la viga homogeneizada final (cm)

I_{ti} : Inercia de la viga homogeneizada inicial (cm^4)

I_{tf} : Inercia de la viga homogeneizada final (cm^4)

4.6.4.3 **PERDIDA DE TENSIÓN POR RELAJACIÓN DE LOS CABLES DE ACERO (CR)**

La perdida de tensión que se produce en un cable después de un cierto periodo de ocurrido el tensado, bajo una carga determinada, bajo condiciones de temperatura y longitud constantes se determina relajamiento
Esta perdida de tensión se debe evaluar de la siguiente forma:

Cables de Relajación Normal $$\mathbf{CR = 1046 - 0.4 \times ES - 0.2 \times (SH + CR)}$$

Cables de Baja Relajación $$\mathbf{CR = 352 - 0.1 \times ES - 0.05 \times (SH + CR)}$$

Donde, CR, ES, SH, CR: Ya fueron definidos

4.7 ELONGACIÓN DE LOS CABLES

Este concepto reviste mucha importancia dado que al momento de ejecutar el trabajo de construcción de las vigas la información que se les entrega al personal referente a los cables de tensado es la elongación, la cual debe medirse constantemente hasta lograr la indicada en los planos del proyecto, dado que la fuerza pretensora en constante, la fórmula que rige dicha elongación es la siguiente:

$$\mathbf{DL = \frac{D_{PI} \times L}{A_C \times E_S}}$$

Donde; L : Longitud total bancada (cm) = 16950 (cm) Típico Alchi S.A.
A_c, E_s : Ya fueron definidos
D_{PI} : Ponderación fuerza inicial menos fuerza pretensora inicial (Kgf)

$$\mathbf{D_{PI} = T_i \times A_c - P_{inicial}}$$

Donde; Ti : Esfuerzo inicial en bancada
$P_{inicial}$: Fuerza inicial (Kgf) = 4000 (Kgf) Típico Alchi S.A.
A_c : Ya fue definido

4.8 ANÁLISIS DE DEFORMACIONES INMEDIATAMENTE DESPUÉS DE LA TRANSFERENCIA

Para analizar las deformaciones se debe tener como dato las propiedades geométricas de la viga homogeneizada inicial, además del peso propio y el momento flector provocado por el pretensado; una vez obtenido este valor se puede trabajar con él para realizar un control del diseño midiendo en terreno la contraflecha producida y comparándola con la contraflecha teórica, la formula empírica es la siguiente

$$\mathbf{d_{transferencia} = \frac{5 \times q_{pp} \times L_c^4}{384 \times E \times I_{ti}} - \frac{M_{pi} \times L_c^2}{8 \times E \times I_{ti}}}$$

Donde; $d_{trasferencia}$: Contraflecha en transferencia (cm)

q_{pp} : Peso propio de la viga (Kgf/cm^2)

M_{pi} : Momento pretensor inicial (Kgf×cm)

L_c : Luz de cálculo de la viga (cm)

I_{ti} : Momento de inercia sección homogeneizada inicial

4.9 VERIFICACIÓN DEL MOMENTO ULTIMO

4.9.1 ALTURA DEL DIAGRAMA DE COMPRESIONES

La idea de calcular la altura del diagrama de compresiones es verificar que la zona comprimida este dentro de la losa, con el objetivo de poder hacer funcionar el elemento como una viga rectangular dado que en el cálculo no se considera colaboración del hormigón en la zona traccionada por lo que se realiza un diseño de una viga común con la salvedad de las diferencias de calidad de los materiales.

$$\mathbf{a = As^* \times fsu^* \times (0.85 \times f'c \times b)}$$

4.9.2 VERIFICACIÓN DEL MOMENTO A LA ROTURA

El diseño realizado mediante tensiones admisibles se verifica utilizando el diseño a la rotura, el cual debe cumplir lo siguiente:

$$\mathbf{Mu \leq \phi Mn}$$

Donde; Mu = Momento mayorado según AASHTO

Mn = Momento nominal

ϕ = Coeficiente de Reducción de Resistencia = 0.95

Momento Nominal

$$\mathbf{Mn = f^{*}su \times As^{*} \times (d - \frac{a}{2})}$$

Donde,

$$\mathbf{f^{*}su = f's \times (1 - 0.6 \times \rho^{*} \times \frac{fs^{*}}{f'c})}$$

$f^{*}su$ = Tensión en el acero de pretensado bajo carga ultima (Kgf/cm^2)

As^{*} = Área Total del acero pretensado

d = Distancia desde la fibra comprimida al centroide de los cables

$\rho^{*} = As^{*} / (b \times d)$ Cuantía de acero de pretensado

f'c : Resistencia Cilíndrica del hormigón a los 28 días

Tabla N° 4.7 Solicitación Mayorada

Coeficientes γ y β para diseño a la rotura según norma AASHTO

Grupo	γ	D	(L + I)
X	1.30	1.0	1.67

4.10 ARMADURA DE CORTE

El diseño de la armadura de corte se realiza en el tramo mas solicitado al corte el cual es en el ensanche de la cabeza de la viga, y será diseñada de la siguiente forma:

$$\mathbf{Vu \leq \phi(Vs + Vc)}$$

Donde, Vu: Fuerza de corte mayorada

Vc: Contribución del Hormigón a la Resistencia al Corte

Vs: Contribución del Acero a la Resistencia al Corte

4.10.1 **CONTRIBUCIÓN DEL HORMIGÓN**

Lo que el hormigón resiste al corte corresponde al menor valor entre el Vci (agrietamiento diagonal producido por la combinación de corte y momento) y el Vcw (agrietamiento diagonal producido por la tracción excesiva en el alma)

i.-) $$\mathbf{Vci = 0.16 \times \sqrt{f'c} \times b \times d + Vd + \left(V_I \times \frac{M_{CR}}{M_{máx}} \right)}$$

Donde, d : Distancia desde fibra extrema en compresión hasta el centroide de la fuerza de Preesfuerzo (cm)

b : Ancho del Alma de la Viga (cm)

Vd : Fuerza de Corte sin mayorar, debido a cargas muertas (Kgf)

Vi : Fuerza de Corte Mayorada en la sección a considerar debido a cargas aplicadas externamente que ocurre simultáneamente con el momento máximo (Kgf)

$M_{máx}$: Máximo Momento mayorado en la sección considerada, debido a la aplicación de las cargas externas (Kgf×cm)

h : Altura total de la sección compuesta

M_{cr} : Momento que produce fisuración por flexión en la sección, debido a la aplicación de cargas externas (Kgf×cm)

$$\mathbf{Mcr = \frac{I}{Yt} \times (1.59 \times \sqrt{f'c} + fpe - fd)}$$

Donde, I : Momento de Inercia de la sección (cm^4)

f_{pe} : Tensión de Compresión en el Hormigón, debido únicamente a las fuerzas efectivas del Pretensado después de las perdidas de tensión (Kgf/cm^2)

f_d : Tensión debido a la carga muerta no mayorada en la fibra extrema de la sección cuando la tensión es causada por cargas externas (Kgf/cm^2)

Yt : Distancia desde el centro de gravedad de la sección total a la fibra extrema en tracción sin considerar la armadura (m).

ii.-) $$\mathbf{Vcw = (0.93 \times \sqrt{f'_c} + 0.3 \times f_{pc}) \times b \times d + Vp}$$

Donde, f_{pc} : Tensión de Compresión en el Hormigón en el centro de gravedad de la sección después de ocurridas todas las perdidas

V_p : Componente Vertical de la fuerza efectiva de tensado en la sección (Kgf)

4.10.2 **ESTRIBOS DE CORTE**

El área de los estribos de corte está dada por la siguiente formula:

$$\mathbf{Vs = \frac{V_u - 0.85 \times V_c \times s}{0.85 \times fy \times d} \geq \frac{b_w \times s \times d}{3 \times f_y \times 100}}$$

Donde, Av : Área de acero de refuerzo cortante (cm^2)

V_u : Cortante último (Tf)

V_c : Contribución del hormigón al corte (Tf)

b_w : espesor del alma (cm)

s : Espaciamiento de la armadura cortante (cm), este espaciamiento debe ser menor a 0.75h ó 60 cm.

d, f_y : Ya fueron definidos

4.11 **ARMADURA DE RASANTE**

El elemento usado en la unión de la losa de hormigón y la viga pretensada se denomina armadura de rasante, tiene como objetivo desarrollar la resistencia al corte necesaria para producir una acción compuesta, y en realidad se produzca una colaboración en la resistencia por parte de la losa.

Se tiene la siguiente formula para la tensión de corte horizontal:

$$\mathbf{vdh = V / (bv \times d)}$$

Donde; vdh = Tensión de corte horizontal

V = Vdl + Vadl + Vsc

Vdl = Esfuerzo de Corte de Viga y Losa

Vadl = Esfuerzo de Corte de Terminaciones

Vsc = Esfuerzo de Corte Sobrecarga

d = distancia c.g. cables y fibra comprimida

bv = ancho superficie de falla = ala superior viga

4.12 CUANTÍAS MÍNIMAS PARA EFECTO DE FISURACIÓN

La armadura total debe permitir desarrollar un momento último en la sección crítica de como mínimo 1.2 veces el momento de fisuración calculado con el módulo de rotura

$$F.S. = \frac{\phi \times M_n}{M_{cr}^{*}}$$

Donde; F.S. = Factor de Seguridad

Mn = Ya fue definido

M_{cr}^{*} = Mcr*=(fr+fpe)×Wfc-Md/nc×(Wi/Wfc-1)

CAPITULO V

CAPITULO V
TEORÍA DE LA MODELACIÓN MEDIANTE MÉTODO DEL EMPARRILLADO

5.1 DEFINICIÓN DE UN EMPARRILLADO

5.1.1 DESCRIPCIÓN

La modelación de puentes con mas de dos vigas se realiza mediante un emparrillado con el objetivo de repartir las cargas para así obtener los esfuerzos torzores, flectores y de corte en un sistema donde colabora en la resistencia la viga y losa; la losa cumple la función de formar un diafragma rígido, distribuir las cargas a las vigas y colaborar con la resistencia es este punto se integra un factor denominado “ancho colaborante” que es la distancia en que la losa colabora en la resistencia con la viga, que es obviamente menor al valor en que la losa aporta en el peso.

Dentro de los tipos de emparrillados existentes, las combinaciones de estructurales más importantes son las siguientes:

a) Elementos longitudinales y transversales continuos o muy poco espaciados.
b) Pocos Elementos longitudinales conectados por un sistema transversal continuo o muy poco espaciado
c) Los sistemas longitudinales y transversales pueden consistir de pocos miembros bien espaciados

Un tablero de vigas, o emparrillado, se simplifica en el caso de un puente ya que la sustentación existe solamente en dos bordes del rectángulo, en el cual las vigas transversales cumplen dos funciones principales:

- Repartir las cargas concentradas entre todas las longitudinales con el objetivo que éstas trabajen en forma conjunta y se produzca un intercambio continuo de esfuerzos verticales principalmente, cuando una o más de estas vigas esta mas cargada que el resto.
-
- Rigidizar las almas de las vigas principales, las que usualmente son muy esbeltas
-
- La primera de estas funciones de las vigas transversales es la más importante, en un puente compuesto por varias vigas longitudinales, nunca todas ellas tendrán al mismo tiempo el total de la carga de diseño supuesta, pero a menos que podamos asegurar que las menos cargadas tomarán algo del exceso de carga de las más solicitadas, todas serán dimensionadas para la carga mas pesada que cada viga puede tener. Las proporciones en que una carga

aplicada en algún punto de una viga longitudinal es tomada por ésta y por las otras vigas longitudinales dependen de las rigideces relativas de ambos conjuntos de vigas.

5.1.2 **CONDICIONES ESTABLECIDAS EN LOS NUDOS**

En un emparrillado se distinguen los nudos intermedios y los de apoyo. Los primeros tienen tres grados de libertad que corresponden a un desplazamiento vertical, perpendicular al plano y dos rotaciones sobre los ejes de ese mismo plano, mientras los segundos tendrán sólo dos, los correspondientes a los giros

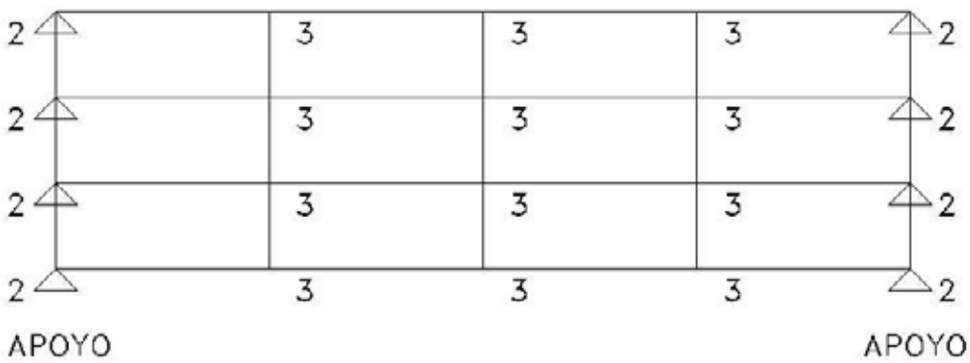


Figura N° 15 Grados de Libertad en los nodos.

En un emparrillado propiamente dicho en que se considera solo la estructura de vigas, existe intercambio de esfuerzos solo en los nudos de cruzamiento esfuerzos verticales, momentos flectores en plano longitudinal y transversal y momentos de torsión. Por lo tanto, las barras que concurren a cada nudo están sometidas a flexión en sus dos planos principales y además a torsión. Todos estos esfuerzos de flexión y torsión aparecen en las vigas al existir una desnivelación de los nudos intermedios.

Los momentos de flexión existen en las barras longitudinales se transmiten como momentos de torsión hacia las perpendiculares a través de sus nudos inicial y final. A su vez, los momentos de flexión de las barras transversales se traspasan como torsión a las longitudinales.

Los momentos flectores de las barras no se salen de su alineación propia que ya tienen, ya sea longitudinal o transversal. En cambio, los de torsión saltan a las vigas paralelas por intermedio de las perpendiculares que las unen, sumándose con los de flexión propia de estas.

5.1.3 **MÉTODO DEL EMPARRILLADO**

La cuantificación de los esfuerzos que solicitan a un tablero de puente de hormigón precomprimido sigue un proceso complejo, en el que queda involucrado el proceso constructivo por un lado y las solicitaciones de servicio por otro.

El proceso constructivo determina la evolución del mecanismo resistente del tablero desde la situación en que no es hasta aquella en que esta terminado. Un tablero de vigas es, en primer lugar, un conjunto de vigas sueltas construidas en un parque de prefabricación. Después de su montaje sobre la mesa de apoyo de los estribos o sobre el cabezal de las cepas, pasa a recibir la carga de la losa que materializa la calzada, la cual una vez endurecida, complementa la capacidad resistente de aquella y a partir de ese momento es capaz de recibir la carga muerta y las solicitaciones de servicio.

En este caso, el mecanismo resistente del tablero evoluciona mucho. En otros casos esta evolución es mas pequeña pero siempre la conformación de la estructura determina una historia tensional sobre la cual la sobrecarga no es sino una perturbación momentánea.

Normalmente, la evolución del mecanismo resistente del tablero durante su proceso de formación determina unas estructuras simples, sobre las cuales la determinación de los esfuerzos de peso propio son fáciles. Sin embargo esta respuesta instantánea se ve perturbada en el tiempo por las deformaciones de fluencia y retracción del los distintos hormigones que lo componen.

Estas deformaciones impuestas son las que determinan las historias tensionales del tablero y las que introducen la complejidad de los cálculos, ya que para ellas la estructura resistente del tablero evoluciona. Antes del hormigonado del tablero, en el ejemplo del tablero de vigas que se ha elegido las deformaciones por fluencia y retracción actúan sobre las vigas elementales en el banco de prefabricación. Pasan después a actuar sobre el tablero ya conformado, que en el caso que sea recto y bi-apoyado podrá manifestarse en la misma manera que cuando sólo eras vigas sueltas, pero que en el caso, por ejemplo, que vaya a ser oblicuo, las deformaciones de fluencia y retracción se ven coaccionadas por la geometría del tablero.

Por lo tanto el tablero ya determinado deberá calcularse tanto para las sobrecargas exteriores como para las deformaciones impuestas por fluencia y retracción.

La determinación de la respuesta del tablero ante este tipo de solicitaciones es generalmente muy compleja si se quiere llevar su cálculo con toda precisión, y esto ocurre porque un tablero de puentes no se ajusta generalmente a las morfologías en las que los métodos de cálculo se conocen que se conocen pueden aplicarse con toda precisión. Aquí se ve la disyuntiva que existe en toda estructura real, su forma no viene determinada por un ajuste de las condiciones fácilmente calculables sino que viene gobernada por otras condiciones. La evolución social con su repercusión en los procedimientos de ordenar personal, medios de montaje, las presencias de determinados accidentes en el lugar sobre en el que se dispone el puente, etc. Este tipo de

condicionantes son las variables mas influyentes en la morfología de los tableros, las cuales se superponen sobre el conjunto de conocimientos del fenómeno resistente con que contamos al realizar el diseño.

La evolución de estas variables, gobernadas por fenómenos tan complejos como los económico-sociales, hace que para obtener la respuesta de un tablero sea necesario acudir a procedimientos aproximados que lo acoten lo mas precisamente posible.

El cálculo de un tablero de puente tiene que pasar previamente por un proceso de idealización. Se convierte en una losa delgada, en un emparrillado de vigas o en cualquier otro procedimiento de discretización. Cada uno de estos métodos tiene sus ventajas y sus inconvenientes y resulta por lo tanto conocer, previamente a su utilización, las limitaciones que presenta y el grado de fiabilidad de su respuesta.

Si alguno de los métodos anteriormente citados tienden a examinar el tablero como una estructura continua, existe otro conjunto de métodos que convierten al tablero en un conjunto de elementos finitos conectados entre sí en nodos situados en su contorno. El procedimiento general que determinan es conocido por el “Método de los Elementos Finitos”. Los elementos pueden ser lineales superficiales o volumétricos a los cuales se les asigna un conjunto de funciones que determinan, de una manera única, el estado de desplazamiento dentro del elemento en función de los desplazamientos de los nodos.

Este tipo de métodos es extraordinariamente dúctil para adaptarse a cualquier condición del tablero, ya sea de inercia constante o variable, cualquiera que sean sus condiciones de vinculación exterior y cualesquiera que sea su geometría.

Naturalmente estos procedimientos sólo han sido posible a partir de la aparición de las computadoras, que permiten procesar con rapidez los enormes sistemas de ecuaciones que se plantean en las ecuaciones de equilibrio.

Todos ellos suponen también una simplificación de la estructura real, simplificación que se reduce con la disminución del tamaño del elemento discreto y la potencia de sus funciones en forma.

5.1.4 **DISPOSICIÓN DEL EMPARRILLADO**

Generalmente las barras del Emparrillado deberán coincidir con las vigas físicas del tablero en lo que se refiere a vigas longitudinales

En cuanto a las vigas transversales se deberán separar entre sí una magnitud del orden de 1.5 veces la separación entre las v igas longitudinales.

5.2. CARACTERÍSTICAS DE LAS BARRAS

5.2.1 VIGAS LONGITUDINALES

Las vigas longitudinales son aquellas dispuestas en el sentido largo del puente y son las encargadas de soportar las cargas transmitidas por la losa, y a su vez transmitir estos esfuerzos a las cepas.

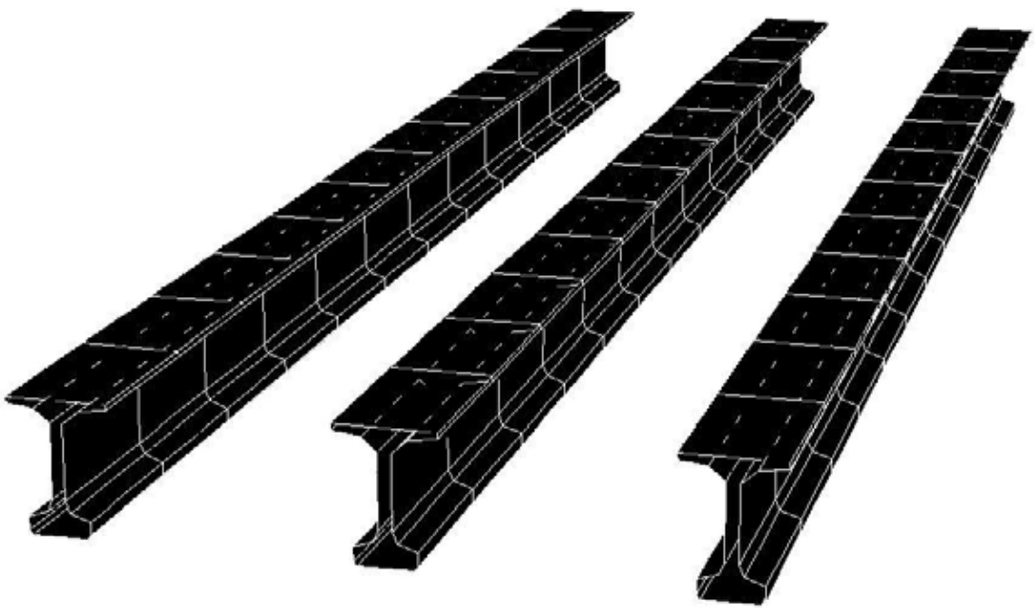


Figura N° 16 Vigas Longitudinales

Las propiedades resistentes de las vigas son calculadas mediante métodos tradicionales como vigas doble Te, Steinner, etc., se debe tener en consideración el ancho de la cabeza en compresión que debe utilizarse en la determinación de la inercia de la viga longitudinal, el criterio anterior es válido cuando la separación entre las vigas no es muy grande.

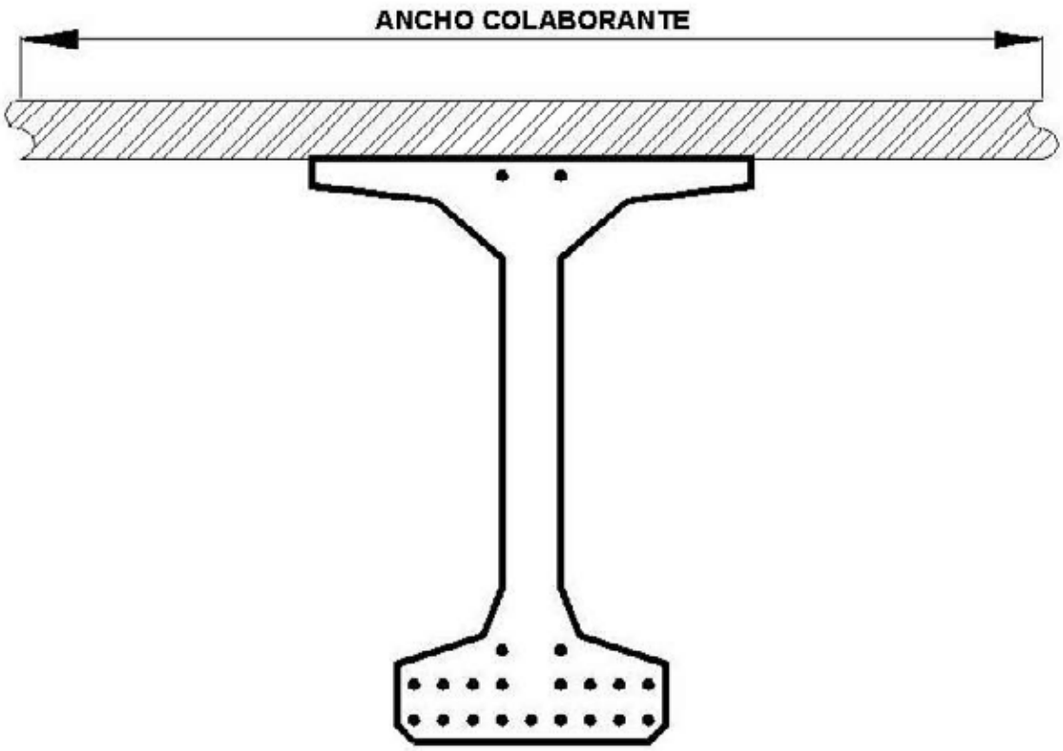


Figura N° 17 Ancho colaborante

Para el cálculo del ancho colaborante se tiene:

$$\mathbf{B_{colaborante} = Mín(Lc/4,\ 12eL + bw,\ S)}$$

Donde, Lc: Luz de Cálculo (m)
eL: Espesor de la Losa (m)
bw: Espesor Alma (m)
S: Separación de Vigas (m)

Este Ancho Colaborante debe ser corregido por diferencia de rigidez losa / viga

$$\mathbf{B''_{colaborante} = B_{colaborante} / \sqrt{fcv / fcl}}$$

Donde, fcv: Resistencia Cilíndrica de la viga a los 28 días
fcl: Resistencia Cilíndrica de la losa a los 28 días

5.2.1 **VIGAS TRANSVERSALES**

Las vigas transversales tienen como función recibir las sobrecargas provenientes del camión AASHTO y transmitirlas a las vigas longitudinales.

La rigidez a flexión de las vigas transversales del emparrillado será la correspondiente a las vigas que se muestran en la figura N° 18; existen dos tipos de vigas transversales estas son las externas y las intermedias, en ambas el espesor es 20 cm, pero el ancho de las vigas externas es el doble de las vigas intermedias.

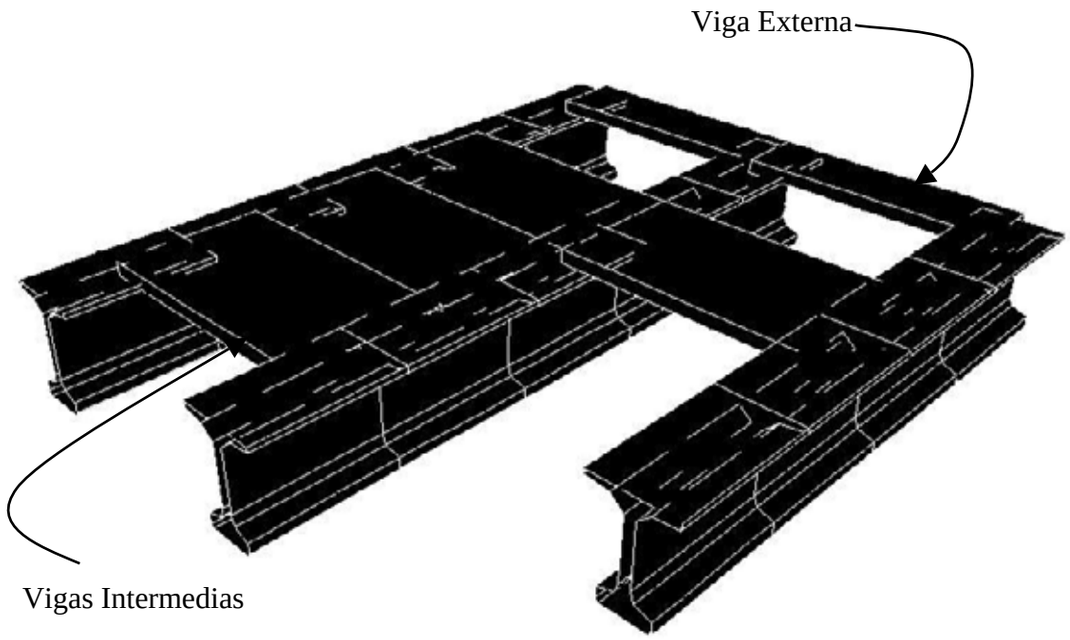


Figura N° 18 Vigas Transversales

CAPITULO VII

CAPITULO VI
TEORÍA DEL
CONCRETO AUTOCOMPACTANTE

6.1 INTRODUCCIÓN

El hormigón Autocompactante se define como un hormigón que tiene una fluidez significativamente alta, con gran resistencia a la segregación durante su transporte y colocación, que puede ser vaciado dentro de encofrados estrechos y áreas densamente armadas sin aplicar vibración, este tipo de fue desarrollado a fines de la década de los ochenta y ha sido usado en la practica en diferentes estructuras, incluyendo obras de gran envergadura, aprovechando las ventajas que otorga una tecnología que evita la pesada faena de vibración en la construcción con hormigón. No ha pasado mucho tiempo desde la primera aplicación del llamado Concreto Autocompactante, en un edificio en Japón en los albores de 1990. Lo cierto es que sobre este material, los centros de de investigación del concreto en el mundo, han llevado a cabo en los últimos años numerosos estudios. Durante este tiempo han desarrollado diferentes métodos para el diseño de un concreto autocompacatante dirigidos a minimizar el número de mezclas de prueba, para obtener un concreto de estas características.

Así mismo, el estudio realizado se concentró particularmente en las propiedades en estado fresco del material, que están relacionadas con su fluidez, su viscosidad y su resistencia a la segregación.

Lo primero será clasificar cuales mezclas son autocompactantes y cuales no, concentrándose en determinar, para un conjunto de materiales determinados, el contenido mínimo de material cementante, parámetro mas sensible desde el punto de vista económico, con el que e posible obtener un concreto Autocompactante.

Debido a que la mayor parte de los usuarios de concreto en el mundo, lo especifican primero con respecto a su resistencia a la compresión y luego frente a la manejabilidad. Se cruzaron del conjunto de mezclas realizadas, las variables: resistencia a la compresión, resistencia al bloqueo (estabilidad y fluidez) así como la cantidad y tipo de cementante.

Sobre una gráfica que involucre de manera conjunta estas variables, es posible escoger mezclas autocompactantes, con diferentes tipos de cementante y determinar para una resistencia dada, el concreto Autocompactante al mas bajo costo.

6.2 VENTAJAS Y USO DEL HORMIGÓN AUTOCOMPACTANTE

La tecnología del Hormigón Autocompactante suprime la obligatoria fase de vibrado, por lo cual el hormigón se consolida simplemente por su propio peso. Las ventajas son:

- Facilidad de operación de la faena de hormigonado
- Mejor terminación de las superficies
- Mayor rapidez de hormigonado
- Menos contaminación acústica
- Ahorro en personal y equipos
- Óptima calidad de los elementos hormigonados
- Alta impermeabilidad y durabilidad de las estructuras.

6.3 MÉTODOS DE ENSAYO Y COMPORTAMIENTO DEL HORMIGÓN AUTOCOMPACTANTE

6.3.1 MANEJABILIDAD LIBRE

Esta propiedad se midió con el tradicional cono de Abrams sobre una plataforma sobre una plataforma metálica circular nivelada.

Esta prueba donde se miden y promedian dos diámetros perpendiculares del material, estima justamente la manejabilidad sin obstáculos u obstrucciones.

De acuerdo con la literatura existente se aconseja que un concreto Autocompactante tenga un diámetro mínimo de 550 mm sin embargo hay quienes prefieren utilizar 600 mm como medida de manejabilidad libre.

Figura N° 6.1 Cono Abrams

6.3.2 MANEJABILIDAD RESTRINGIDA

Para esta prueba, que determina la resistencia al bloqueo del material, se utilizó una caja en forma de “L”.El material es confinado a una formaleta vertical durante un minuto, posteriormente se retira una compuerta en la parte inferior de dicha columna, para que el concreto fluya en la parte

inferior de dicha columna, para el concreto fluya horizontalmente en un canal. El material debe, antes de entrar al canal, pasar a través de tres barras de acero que dejan entre si un espacio de 3.5 cm.

La medida de resistencia al bloqueo está dad por la relación entre la altura del material al final del canal (H_x) y la altura con la que el concreto queda dentro del tramo vertical (H_0).

De acuerdo a la definición de un concreto Autocompactante la relación mínima entre H_x/H_0 debe ser de 0.8

6.3.3 **VISCOSIDAD**

Los dispositivos que determinan la resistencia de un concreto Autocompactante a fluir a la velocidad del flujo de material bajo un determinado esfuerzo, se asemejan en general a un embudo y han sido empleadas con diferentes adaptaciones.

Para el presente estudio se utilizó el mismo dispositivo, caja en forma de L, para el cual el concreto alcanza los 40 cm. de recorrido en el canal horizontal, medidos a partir de la compuerta.

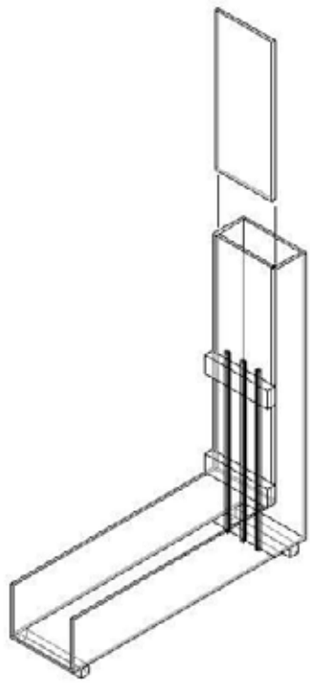


Figura N° 6.2 Caja “L”

6.3.4 **SEGREGACIÓN**

La estabilidad de mezclas tan fluidas resulta indispensable para la correcta consolidación del material y el futuro desempeño del mismo. Para determinar la segregación de las mezclas se implementaron dos ensayos. El primero consiste en un émbolo de un peso de 360 g y diámetro 75 mm determinados, que se pone en contacto con la superficie del material y se suelta de manera que con una escala graduada puede medirse la profundidad de penetración. Este ensayo se realiza en tres puntos sobre la superficie del mismo material de la caja en forma de L, antes de abrir la compuerta. Esta medida de penetración debe ser menor a 16 mm, puesto que valores superiores a este límite señalan la presencia de segregación.

6.4 **CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DEL HORMIGÓN AUTOCOMPACTANTE**

Las principales propiedades del Hormigón Autocompactante en su estado fresco son su fluidez y resistencia a la segregación. Alta fluidez es necesaria para asegurar el adecuado escurrimiento bajo su propio peso. Una adecuada resistencia a la segregación es necesaria para asegurar que

sus componentes, en especial el árido grueso, se mantengan uniformemente distribuidos en el hormigón cuando éste está en posición estática o escurriendo alrededor de las armaduras sin que se produzca bloqueo. Se debe, por lo tanto, aplicar procedimientos apropiados de diseño en orden a alcanzar dichas propiedades.

Se debe tener en cuenta el balance adecuado entre el total de los finos de la mezcla y el tamaño máximo del árido grueso. Habitualmente se utilizan tamaños máximos de 10 a 20 mm.

Una alta fluidez, así como una alta viscosidad en el hormigón Autocompactante se obtiene sin inconvenientes empleando un aditivo químico de última generación, que en nuestro caso se utilizó **VISCOCRETE 5**, constituido por Policarboxilatos modificados, polímeros químicamente diseñados que confieren revolucionarias posibilidades en el control del efecto dispersante, estos polímeros de forma tridimensional causan la separación de los granos de cemento.

El hormigón Autocompactante puede ser afectado por las características de los materiales y por la proporción de sus componentes. En la dosificación de un hormigón convencional, la razón agua/cemento es determinada por la resistencia requerida; en el hormigón autocompactante, en cambio, la razón agua/cemento, se determina tomando en cuenta la autocompactación. En muchos casos la resistencia no es el factor determinante en la razón agua/cemento puesto que habitualmente ésta es lo suficientemente baja para obtener la resistencia necesaria para las estructuras mas comunes. El contenido de agua puede variar entre 100 y 200 lts/m^3, según la resistencia deseada, contenido de finos, contenidos de autocompactación y dosis de aditivo.

La cantidad de cemento, junto con el material fino y el aditivo afectan fuertemente las propiedades del hormigón, por lo que la razón agua/cemento y la dosis de aditivo no puede ser fijada sin la realización de mezclas de prueba. Por lo tanto, una vez que se ha decidido la proporción de la mezcla, deben realizarse los ensayos necesarios para confirmar la autocompactación.

6.5 **MATERIALES**

El tipo de cemento utilizado es el Melón Extra – Grado Alta Resistencia

La dosificación fue estudiada de acuerdo a las características físicas correspondientes a los análisis de áridos realizados en laboratorio de la empresa Alchi S.A. cuyos resultados se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 6.1
PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

TAMIZ	GRAVILLA ¾" % PASA	GRAVILLA ½" % PASA	ARENA GRUESA % PASA	ARENA FINA RÍO LONCOMILLA
40 mm	100	100		
25 mm	100	100		
20 mm	100	100		
12.5 mm	52	100		
10 mm	15	77	100	100
N° 4	2	5	100	100
N° 8	1	2	80	99
N° 16		1	60	98
N° 30			39	86
N° 50			19	24
N° 100			8	3
DENSIDAD APARENTE (T/m^3)	1.59	1.54	1.67	1.50
DENSIDAD REAL SECA (T/m^3)	2.63	2.62	2.63	2.54
ABSORCIÓN (%)	1.50	1.54	2.00	2.35

6.6 DATOS DE PARTIDA PARA EL PROCESO DE DISEÑO

De acuerdo a la bibliografía disponible las cantidades de cementante o pasta necesarias en los diseños de un CAC superan los 500 Kgf/m^3 y en algunos casos alcanzan valores muy superiores. De acuerdo a esto, los volúmenes de agregado grueso y arena se limitan de partida. Sin embargo, siguiendo el objetivo de disminuir el costo del material conservando sus propiedades, se partió de un contenido de cementante de 430 (Kgf/m^3) y se variaron los otros componentes del concreto. Se entiende que la dosificación de un CAC es un proceso iterativo muy sensible a las variaciones accidentales de los materiales componentes, punto que es relativamente poco controlable al realizar las mezclas en gran escala, después de un gran número de pruebas en planta de hormigón de la empresa Alchi S.A. se ha llegado a la siguiente dosificación.

Tabla 6.2

DOSIFICACIÓN		1 m^3
Material	Tipo	Kg/m^3
Cemento	Melón Extra	430
Gravilla 20 mm	Alchisa	659
Gravilla 10 mm	Alchisa	0
Arena Gruesa	Alchisa	889
Arena Fina	Alchisa	373
VISCOCRETE 5 1.5%	Sika	6.3
Agua	Local	122
	Total	2350

El proceso que se realizó para lograr esta dosificación fue realizado en reiteradas ocasiones hasta lograr un CAC y obtener resistencias a la compresión que estén en el rango esperado, a continuación se presenta el proceso realizado para cada ocasión, mostrándose en las fotografías el ultimo proceso en el cual se lograron las resistencias requeridas así como también los diámetros de asentamiento de esperados.

1. Se ingresan las cantidades de los materiales componentes, según la dosificación de la tabla anterior, en la computadora de la planta de áridos de la empresa.
2. Se incorpora manualmente el aditivo VISCOCRETE 5 de Sika, se opto por disolverlo en agua para su incorporación sea mas homogénea y así el aditivo se disgregue con mayor facilidad.
3. Luego se realiza el proceso de amasado en la betonera a velocidad constante.

4. Luego se tomaron las muestras y se procedió a tomar el ensayo más importante, el asentamiento del cono, en las tres imágenes se muestra el procedimiento seguido para determinar el diámetro de asentamiento, el cual comienza con el llenado lento del cono, como se trata de un concreto muy fluido se llena

mediante un recipiente cerrado, luego se procede a levantar el cono a una velocidad controlada, una vez que el cono se ha terminado este proceso se miden ambos diámetros en ambos sentidos y se promedian logrando el asentamiento del cono.

6.7 ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LABORATORIO

El siguiente análisis corresponde a los resultados realizados a las mezclas utilizando el aditivo VISCOCRETE 5

6.7.1 PROPIEDADES EVALUADAS EN LOS ENSAYOS

6.7.1.1 MANEJABILIDAD LIBRE

La manejabilidad libre se midió con el tradicional cono de Abrams sobre una plataforma metálica circular nivelada. Esta prueba donde se miden y promedian dos diámetros perpendiculares del material, estima justamente la manejabilidad sin obstáculos u obstrucciones.

De acuerdo a la literatura existente se aconseja que un Concreto Autocompactante tenga un diámetro mínimo de 550 (mm) sin embarco hay quienes prefieren utilizar 600 (mm) como limite en medida de manejabilidad libre.

Las mezclas realizadas se mantuvieron en general dentro del rango y como promedio se obtuvo un diámetro de 580±20 (mm), lo que en realidad nos parece una medida bastante aceptable.

6.7.1.2 **RESISTENCIAS CILÍNDRICAS**

La introducción de un Concreto Autocompacatante nos trae como consecuencia una reducción en las resistencias cilíndricas iniciales en aproximadamente un 7% y un aumento importante en las resistencias cilíndricas a los 28 días en aproximadamente un 15%, las resistencias cilíndricas obtenidas son las siguientes:

Tabla 6.3

RESULTADOS DE LABORATORIO

	CON VISCOCRETE 5
fci= Resistencia Cilíndrica Inicial (3 días)	350 (Kgf/cm^2)
fc= Resistencia Cilíndrica 28 días	580 (Kgf/cm^2)

CAPITULO VII

CAPITULO VII
MODELACIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA

A continuación se presenta la modelación de la superestructura de puente junto con la obtención de las cargas según norma AASHTO, como así también los esfuerzos para los dos diseños tanto para el diseño con el hormigón actual como para el hormigón con aditivo VISCOCRETE 5 que se entrega en los capítulos siguientes.

La modelación de la superestructura a resolver consiste en tres vigas pretensadas dispuestas en forma longitudinal, las características del puente se adjuntan en la ficha adjunta.

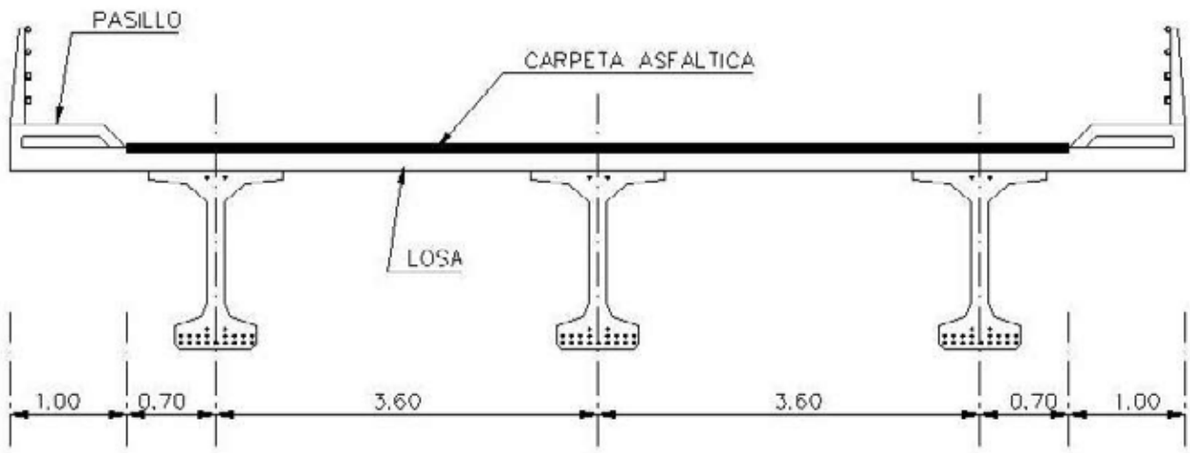


Figura N° 7.1 Sección Transversal Superestructura

FICHA RESUMEN:

Luz Puente	:	25.0 (m)
Luz de Cálculo	:	24.3 (m)
Ancho Puente	:	10.6 (m)
Ancho Calzada	:	8.6 (m)
Pasillo Tipo Cajón	:	1.0 (m)
Espesor Losa	:	0.22 (m)
Densidad del Hormigón (γ_h)	:	2.5 (Tf/m^3)
Espesor Carpeta Asfáltica	:	0.05 (m)
Densidad del Hormigón (γ_a)	:	2.4 (Tf/m^3)
Baranda Anti-Impacto	:	60 (Kgf/m)

GEOMETRÍA VIGA PRETENSADA UTILIZADA

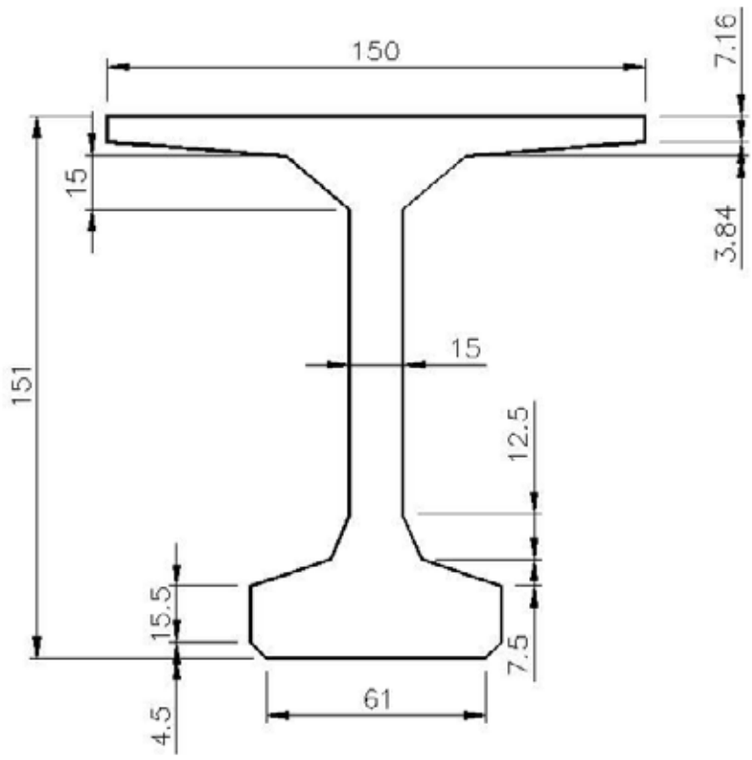


Figura N° 7.2 Viga Pre-Fabricada

7.1 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DEL EMPARRILLADO

7.1.1 DISPOSICIÓN DEL EMPARRILLADO

Las vigas longitudinales tienen una separación de 3.60 m y la luz de calculo es de 24.3 m como premisa se tiene que la razón entre la separación de las vigas transversales y las longitudinales debe ser cercana a 1,0.

Número de Barras N° = 9
Separación entre Vigas = 24.3 m / 8 = 3.0375 m
Razón 24.3 m / 8 / 3.6 m = 0.84375
Número de Nudos = 3×(N+1)= 27
Número de Barras = 5 × N – 3 = 52

7.1.2 GENERACIÓN DE LA MALLA

En color celeste se describe el número de los nodos en color amarillo el número de las barras.

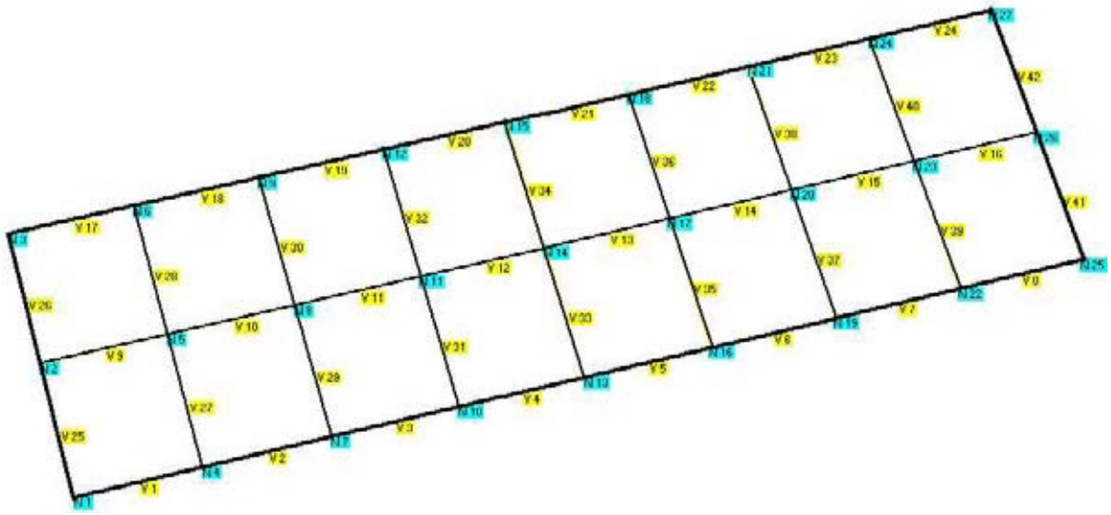


Figura N° 7.3 Disposición de la Malla

7.1.3 **GRADOS DE LIBERTAD DE LOS NODOS**

Los nodos de apoyo tienen dos grados de libertad los cuales son los giros en los ejes que generan el plano los nodos intermedios tienen tres grados de libertad los dos grados de libertad anteriores agregando los desplazamientos verticales, estos son:

Tabla N° 7.1

Grados de libertas de los nodos

Nodos	Grados de Libertad	Característica
1-3	2	Rx, Rz
4-24	2	Rx, Rz, Uy
25-27	3	Rx, Rz

7.2 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Las propiedades de los distintos materiales utilizados en la fabricación y montaje de las vigas precomprimidas son las siguientes:

Hormigón

	Losa:	f'c =	250	(Kgf/cm^2)
Acero	A63-42H	fy=	4200	(Kgf/cm^2)
	Cables **ALE**	fy=	19000	(Kgf/cm^2)
	Módulo de Elasticidad	E_{acero}=	2100000	(Kgf/cm^2)

Nota: Las propiedades de la Viga serán definidas para cada uno de los diseños en particular.

7.3 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

Tablero	Ancho Tablero	B=	10.6	(m)
	Eje Viga- Borde Tablero		1.7	(m)
	Número de Vigas		3	un.
	Separación de Vigas	S=	3.60	(m)
	Espesores			
	Losa colaborante	el=	0.220	(m)
	Losa carga		0.231	(m)
	Pavimento		0.050	(m)
	H_{total}		1.73	(m)
Viga	Longitud	Lv=	25.0	(m)
	Luz de Cálculo	Lc=	24.3	(m)

7.4 DEFINICIÓN DE PESOS

Peso Propio Hormigón		2.5	(Tf/m^3)
Peso Propio Pavimento		2.4	(Tf/m^3)
Coeficiente de Impacto	(1+I)=	1.244192	
I=(15.24/(L + 38.11))	< 0.3		

7.5 SOLICITACIONES QUE ACTÚAN SOBRE EL EMPARRILLADO

Para obtener los resultados es necesario introducir las solicitaciones de peso propio y sobrecarga del camión HS 20-44 y a la carga peatonal

7.5.1 CARGA MUERTA

7.5.1.1 PESO PROPIO DE LAS VIGAS (PP)

Se debe descomponer en dos tipos de carga uniformemente distribuida, primero las vigas longitudinales y luego las vigas transversales

- Vigas Longitudinales

$Q_{PP\ Vigas\ Longitudinales} = \gamma_{Hormigón} \times Área = 2.5\ (Tf/m^3) \times 5098.5\ (cm^2) = 1.274625\ (Tf/m)$

- Vigas Transversales

$Q_{pp\ Vigas\ Externa} = \gamma_H \times e \times B = 2.5\ (Tf/m^3) \times 23.1\ (cm) \times 350\ (cm) = 2.0213\ (Tf/m)$

$Q_{pp\ Vigas\ Interna} = \gamma_H \times e \times B = 2.5\ (Tf/m^3) \times 23.1\ (cm) \times 360\ (cm) = 1.9651\ (Tf/m)$

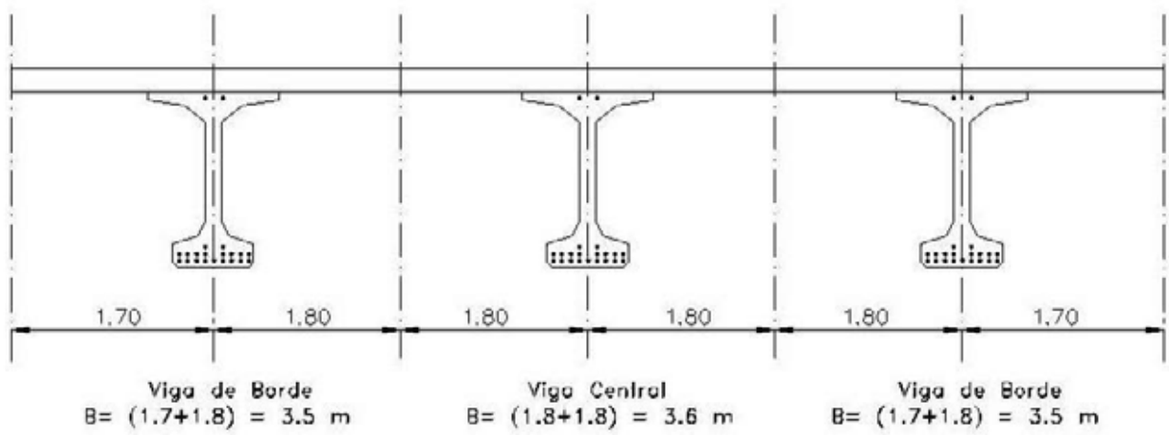


Figura N° 7.4 Cargas de Peso Propio

7.5.1.2 SOBRECARGA PRODUCIDA TERMINACIONES

Las cargas mencionadas anteriormente serán introducidas como cargas uniformemente distribuidas de la misma forma como se aplicó la carga de Peso Propio (PP), las cargas de barandas y pasillos se aplicarán a las vigas externas mientras que la carga de pavimento se aplicará a ambas vigas longitudinales.

7.5.1.3 PAVIMENTO (PV)

La carga distribuida producida por el pavimento asfáltico que constituye la carpeta de rodadura del puente, debe aplicarse sobre las vigas transversales, para la sección de calzada ubicada entre los ejes de las vigas longitudinales externas y sobre estas ultimas actúa la franja de pavimento asfáltico que queda en el voladizo de la superestructura.
Para obtener la carga distribuida sobre las vigas longitudinales del emparrillado, se usa la siguiente expresión:

$Q_{PV\ Viga\ Interna} = \gamma_{Asfalto} \times e \times b = 2.4\ (Tf/m^3) \times 0.05\ (m) \times 3.60\ (m) = 0.432\ (Tf/m)$
$Q_{PV\ Viga\ Externa} = \gamma_{Asfalto} \times e \times b = 2.4\ (Tf/m^3) \times 0.05\ (m) \times 3.50\ (m) = 0.420\ (Tf/m)$

7.5.1.4 BARANDA (BR)

La baranda anti-impacto especificada tiene un peso de 0.060 (Tf/m) el cual es aplicado a las vigas longitudinales externas como carga distribuida.

7.5.1.5 PASILLO (PS)

El pasillo utilizado es del tipo cajón, el cual es relleno de algún tipo de material granular que generalmente es arena y tiene un peso aproximado de 0.45 (Tf/m), al igual que las barandas son aplicadas a las vigas longitudinales externas.

7.5.1.6 CARGA VIVA

7.5.1.7 CARGA PEATONAL

La Norma AASHTO establece que la carga viva peatonal es de 415 (Kgf/m^2), y debe ser usada para calcular pasillos y pasarelas.
Debido a que es poco probable que en el momento que los camiones HS estén en el medio de la viga y que los pasillos se encuentren trabajando a plena capacidad este estado de carga no se considera para obtener los esfuerzos de diseño de las vigas.

7.5.1.8 CARGA PRODUCIDA POR EL CAMIÓN HS 20-44

7.5.1.8.1 CARGAS POR EJE DEL CAMIÓN

Las disposiciones de la norma AASHTO nos exigen una ponderación de las cargas de diseño del camión HS20-44 de la siguiente forma:

$$\mathbf{P_{dis} = P \times (1+I) \times CR \times CM}$$

Donde;

Carga de Rueda HS20-44	P= 7.257 (Tf)
I=(15.24/(L+38.11))	I= 0.244
CR= Coeficiente de Reducción =	1.00
CM= Coeficiente de Mayoración =	1.20

$\mathbf{P_{dis}}$ = 7.257 (Tf) × (1+0.244) × 1.00 × 1.20 = **10.833 (Tf)**

7.5.1.8.2 DISTRIBUCIÓN DE LA CARGA DE RUEDA A LOS NODOS DEL EMPARRILLADO

Como resulta lógico pensar las cargas de rueda del camión HS 20-44 generalmente no coinciden con los nodos del emparrillado por lo que es necesario llevar las cargas a los nodos mediante un cálculo de vigas simplemente apoyadas, donde los apoyos los constituyen los nodos. Para desarrollar este cálculo se debe suponer lo siguiente.

- Ninguno de los nodos de la cuadrícula desciende. Esto es necesario porque si hay desplazamiento diferencial de un nodo, en las vigas que llegan a él se generan momentos por asentamiento diferencial, los cuales deben equilibrarse con cortes que afectan la posterior distribución.

7.5.1.8.3 VÍAS DE TRANSITO

Para determinar el número de vías de tránsito se debe utilizar la fórmula definida en el capitulo 4.1, como se indica en la siguiente fórmula

$$N° \text{ vías de transito} = (B - 2 \times Bp) / 3.658 \text{ m}$$

Donde; B = Ancho del Tablero = 10.6 m

Bp = Ancho de los Pasillos = 1.0 m

N° vías de transito = (10.6 – 2) / 3.658 = 2.35 un.

Por lo tanto se trabajará con 2 calzadas dado que aproxima al número entero inferior.

Según lo que nos indica la norma AASHTO los camiones pueden desplazarse libremente dentro de esta zona de 12'' (3.658 m) de ancho con la limitante que no puede acercarse a mas de 2'' (0.61 m) del borde de dicha línea de carga.

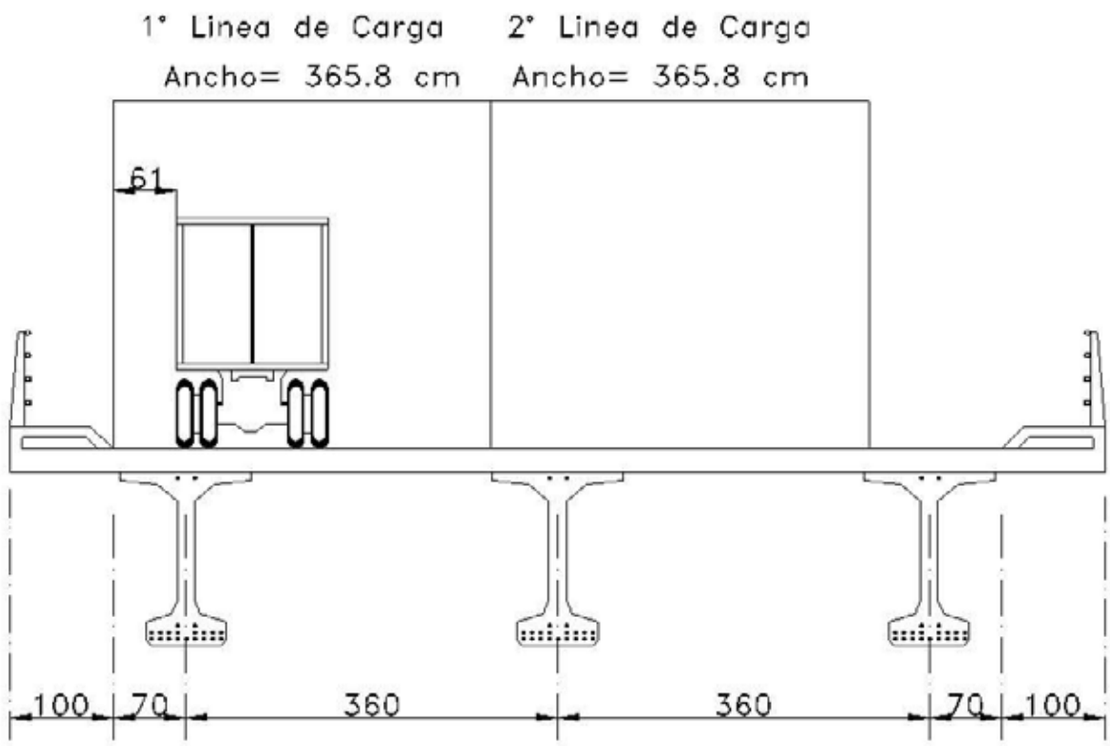


Figura N° 7.5 Vías de transito

La segunda problemática es situar el camión HS 20-44+20% en la longitud del puente, esto va a depender de los esfuerzos que queramos obtener, entonces si se necesita obtener el corte máximo se situará el eje trasero del camión en el extremo de la viga y para obtener el momento máximo se situará el camión en el centro de la viga, claro esta que se aplicará el teorema de Barré, quien dice que debemos mover el camión una longitud de a/3 del centro de la viga para obtener un momento mayor, siendo "a" la separación entre ejes.

ESTADO DE CARGA N° 4

CAMIÓN UBICADO EN EL CENTRO DE LA VIGA

CALZADA N° 1

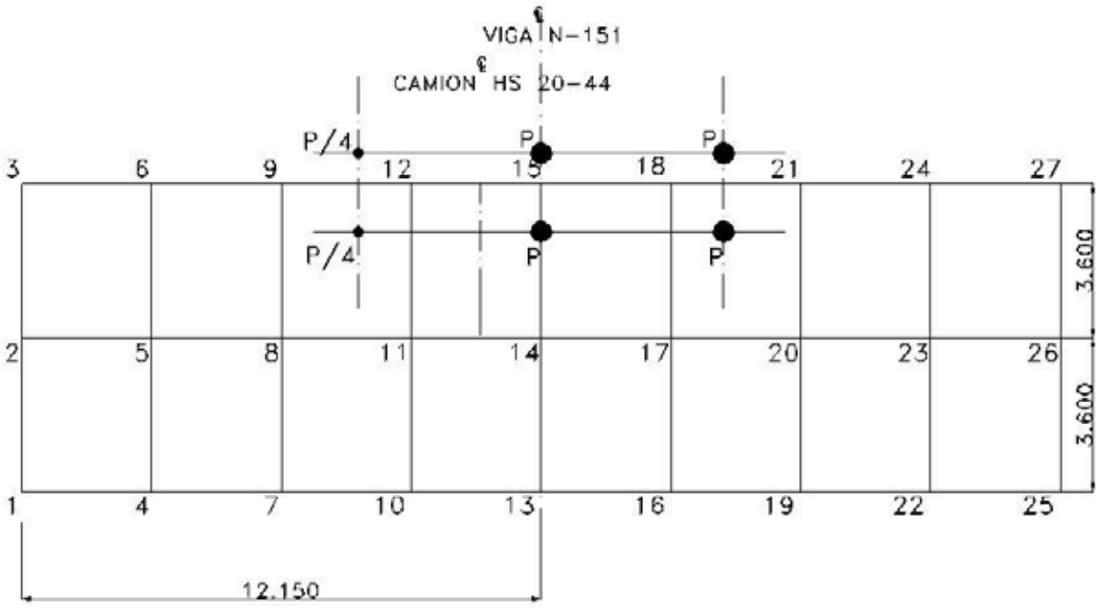


Figura N° 7.6 Estado de carga N° 4

TABLA N° 7.2

CARGAS ASOCIADAS AL ESTADO DE CARGA N° 4

Nodo N°	Carga (Tf)
8	0.07
9	2.59
11	2.70
12	9.12
14	3.68
15	11.48
17	4.09
18	14.40

ESTADO DE CARGA N° 5

CAMIÓN UBICADO EN EL APOYO DE LA VIGA

CALZADA N° 1

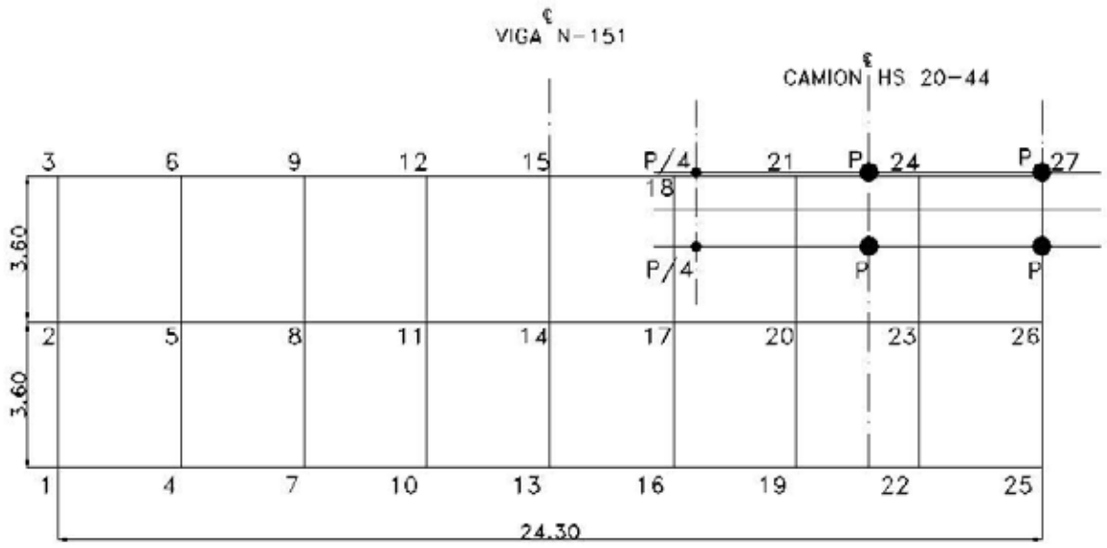


Figura 7.7 Estado de carga N° 5

TABLA N° 7.3

CARGAS ASOCIADAS AL ESTADO DE CARGA N° 5

Nodo N°	Carga (Tf)
17	0.594
18	2.365
20	2.654
21	8.433
23	3.417
24	11.219
26	4.507
27	15.560

ESTADO DE CARGA N° 6

CAMIÓN UBICADO EN EL CENTRO DE LA VIGA

CALZADA N° 2

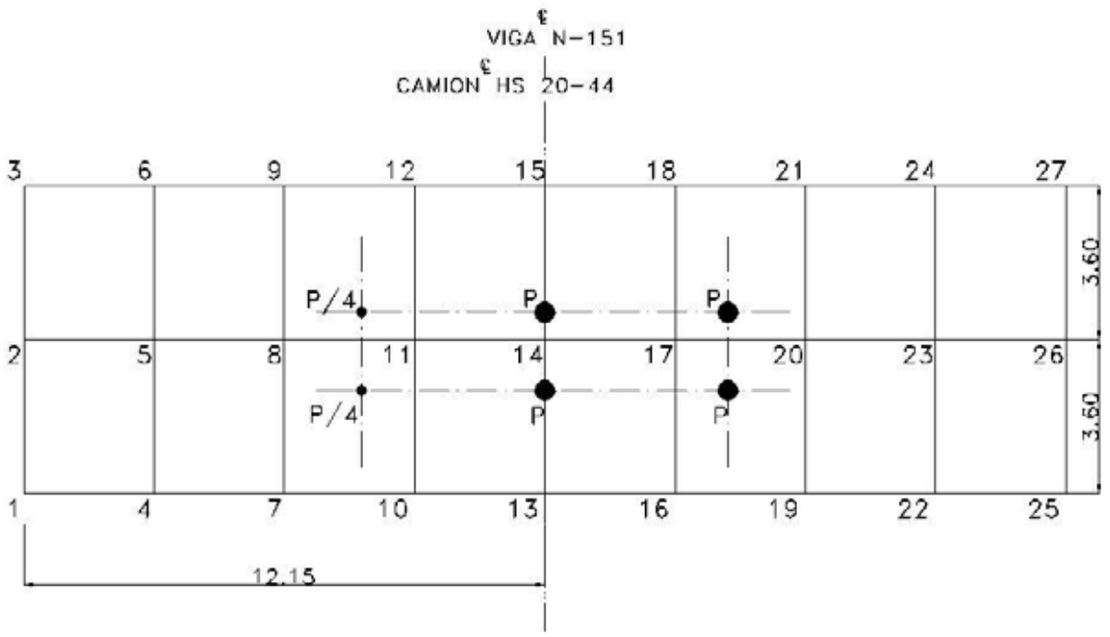


Figura 7.8 Estado de carga N° 6

TABLA N° 7.4

CARGAS ASOCIADAS AL ESTADO DE CARGA N° 6

Nodo N°	Carga (Tf)
7	0.243
8	2.367
9	0.001
10	1.040
11	10.592
12	0.200
13	1.340
14	13.987
15	0.220
16	1.745
17	16.139
18	0.195

ESTADO DE CARGA N° 7

CAMIÓN UBICADO APOYO DE LA VIGA

CALZADA N° 2

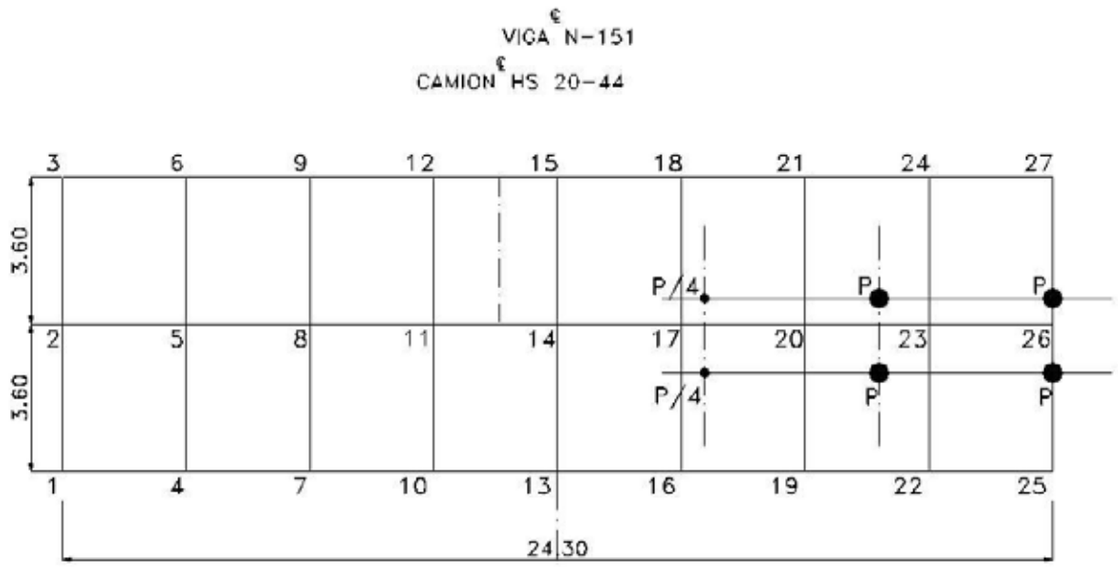


Figura 7.9 Estado de carga N° 7

TABLA N° 7.5

CARGAS ASOCIADAS AL ESTADO DE CARGA N° 7

Nodo N°	Carga (Tf)
16	0.167
17	2.763
18	0.001
19	0.736
20	10.193
21	0.060
22	0.892
23	14.283
24	0.001
25	1.469
26	18.055
27	0.195

7.6 LISTADO DE DATOS DE LA ESTRUCTURA NECESARIOS PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Cuando estamos enfrentados a un problema estructural de la envergadura de un puente de varias vías de circulación, es necesario utilizar una herramienta computacional que nos permita obtener una excelente precisión, así como también una rapidez que nos conceda disminuir al máximo los tiempos de análisis. El programa utilizado se denomina Avwin versión 2.2.
El listado de datos que requiere el programa, en forma resumida, está formado por la siguiente información.

a) Nodos:

- Coordenadas
- Grados de libertad

b) Elementos:

- Propiedades de los miembros
- Propiedades de los materiales

c) Cargas:

- Cargas distribuidas en los elementos
- Cargas puntuales en los nodos
- Combinaciones de carga

A continuación se presenta en detalle el listado de datos del tablero de puente de 25 (m) de longitud

7.6.1 ARCHIVO DE DATOS DEL TABLERO DE PUENTES

Archivo : Modelacion 24.3.avw

Unidades : Ton-M

N U D O S

Nudo	X	Y	Z
1	0	0	0
2	3.6	0	0
3	7.2	0	0
4	0	0	3.0375
5	3.6	0	3.0375
6	7.2	0	3.0375
7	0	0	6.075
8	3.6	0	6.075
9	7.2	0	6.075
10	0	0	9.1125
11	3.6	0	9.1125
12	7.2	0	9.1125
13	0	0	12.15
14	3.6	0	12.15
15	7.2	0	12.15
16	0	0	15.1875
17	3.6	0	15.1875
18	7.2	0	15.1875
19	0	0	18.225
20	3.6	0	18.225
21	7.2	0	18.225
22	0	0	21.2625
23	3.6	0	21.2625
24	7.2	0	21.2625
25	0	0	24.3
26	3.6	0	24.3
27	7.2	0	24.3

RESTRICCIONES

Nudo	TX	TY	TZ	RX	RY	RZ
1	1	1	1	0	0	0
2	1	1	1	0	0	0
3	1	1	1	0	0	0
25	1	1	1	0	0	0
26	1	1	1	0	0	0
27	1	1	1	0	0	0

DESCRIPCION DE VIGAS

Viga	NJ	NK	Descripcion	Sección	Material
1	1	4	VIGA 0	Alchisa N-151	H 50-19000
2	4	7	VIGA 0	Alchisa N-151	H 50-19000
3	7	10	VIGA 0	Alchisa N-151	H 50-19000
4	10	13	VIGA 0	Alchisa N-151	H 50-19000
5	13	16	VIGA 0	Alchisa N-151	H 50-19000
6	16	19	VIGA 0	Alchisa N-151	H 50-19000
7	19	22	VIGA 0	Alchisa N-151	H 50-19000
8	22	25	VIGA 0	Alchisa N-151	H 50-19000
9	2	5	VIGA 0	Alchisa N-151	H 50-19000
10	5	8	VIGA 0	Alchisa N-151	H 50-19000
11	8	11	VIGA 0	Alchisa N-151	H 50-19000
12	11	14	VIGA 0	Alchisa N-151	H 50-19000
13	14	17	VIGA 0	Alchisa N-151	H 50-19000
14	17	20	VIGA 0	Alchisa N-151	H 50-19000
15	20	23	VIGA 0	Alchisa N-151	H 50-19000
16	23	26	VIGA 0	Alchisa N-151	H 50-19000
17	3	6	VIGA 0	Alchisa N-151	H 50-19000
18	6	9	VIGA 0	Alchisa N-151	H 50-19000
19	9	12	VIGA 0	Alchisa N-151	H 50-19000
20	12	15	VIGA 0	Alchisa N-151	H 50-19000
21	15	18	VIGA 0	Alchisa N-151	H 50-19000
22	18	21	VIGA 0	Alchisa N-151	H 50-19000
23	21	24	VIGA 0	Alchisa N-151	H 50-19000
24	24	27	VIGA 0	Alchisa N-151	H 50-19000
25	1	2	VIGA 2	Viga 151.875 x 22.0	H 25-4200
26	2	3	VIGA 2	Viga 151.875 x 22.0	H 25-4200
27	4	5	VIGA 1	Viga 303.75 x 22.0	H 25-4200
28	5	6	VIGA 1	Viga 303.75 x 22.0	H 25-4200
29	7	8	VIGA 1	Viga 303.75 x 22.0	H 25-4200
30	8	9	VIGA 1	Viga 303.75 x 22.0	H 25-4200
31	10	11	VIGA 1	Viga 303.75 x 22.0	H 25-4200
32	11	12	VIGA 1	Viga 303.75 x 22.0	H 25-4200
33	13	14	VIGA 1	Viga 303.75 x 22.0	H 25-4200
34	14	15	VIGA 1	Viga 303.75 x 22.0	H 25-4200
35	16	17	VIGA 1	Viga 303.75 x 22.0	H 25-4200
36	17	18	VIGA 1	Viga 303.75 x 22.0	H 25-4200
37	19	20	VIGA 1	Viga 303.75 x 22.0	H 25-4200
38	20	21	VIGA 1	Viga 303.75 x 22.0	H 25-4200
39	22	23	VIGA 1	Viga 303.75 x 22.0	H 25-4200
40	23	24	VIGA 1	Viga 303.75 x 22.0	H 25-4200
41	25	26	VIGA 2	Viga 151.875 x 22.0	H 25-4200
42	26	27	VIGA 2	Viga 151.875 x 22.0	H 25-4200

FUERZAS

Estado	Nudo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		Tf			Tf×m		
e4	8	0	-0.1300	0	0	0	0
	9	0	-2.0583	0	0	0	0
	11	0	-0.1950	0	0	0	0
	12	0	-3.0332	0	0	0	0
	14	0	-1.2891	0	0	0	0
	15	0	-20.3769	0	0	0	0
	17	0	-0.7691	0	0	0	0
	18	0	-12.1871	0	0	0	0
	20	0	-0.5200	0	0	0	0
	21	0	-8.1898	0	0	0	0
e5	17	0	-0.5936	0	0	0	0
	18	0	-2.3650	0	0	0	0
	20	0	-2.6540	0	0	0	0
	21	0	-8.4330	0	0	0	0
	23	0	-3.4170	0	0	0	0
	24	0	-11.2190	0	0	0	0
	26	0	-4.5070	0	0	0	0
	27	0	-15.5600	0	0	0	0
e6	7	0	-0.3575	0	0	0	0
	8	0	-1.5740	0	0	0	0
	9	0	-0.1972	0	0	0	0
	10	0	-0.5308	0	0	0	0
	11	0	-2.2966	0	0	0	0
	12	0	-0.2925	0	0	0	0
	13	0	-3.5668	0	0	0	0
	14	0	-15.4695	0	0	0	0
	15	0	-1.9391	0	0	0	0
	16	0	-1.7983	0	0	0	0
	17	0	-7.8041	0	0	0	0
	18	0	-0.9750	0	0	0	0
	19	0	-1.4473	0	0	0	0
	20	0	-6.2658	0	0	0	0
	21	0	-0.7865	0	0	0	0
e7	16	0	-0.1670	0	0	0	0
	17	0	-2.7630	0	0	0	0
	18	0	-0.0010	0	0	0	0
	19	0	-0.7360	0	0	0	0
	20	0	-10.1930	0	0	0	0
	21	0	-0.0600	0	0	0	0
	22	0	-0.8920	0	0	0	0
	23	0	-14.2830	0	0	0	0
	24	0	-0.0010	0	0	0	0
	25	0	-1.4690	0	0	0	0
	26	0	-18.0550	0	0	0	0
	27	0	-0.1950	0	0	0	0

FUERZA DISTRIBUIDA SOBRE VIGAS

Estado	Viga	Dirección	Valor (Tf/m)
e1	1	Y	-1.2746
	2	Y	-1.2746
	3	Y	-1.2746
	4	Y	-1.2746
	5	Y	-1.2746
	6	Y	-1.2746
	7	Y	-1.2746
	8	Y	-1.2746
	9	Y	-1.2746
	10	Y	-1.2746
	11	Y	-1.2746
	12	Y	-1.2746
	13	Y	-1.2746
	14	Y	-1.2746
	15	Y	-1.2746
	16	Y	-1.2746
	17	Y	-1.2746
	18	Y	-1.2746
	19	Y	-1.2746
	20	Y	-1.2746
	21	Y	-1.2746
	22	Y	-1.2746
	23	Y	-1.2746
	24	Y	-1.2746

Estado	Viga	Dirección	Valor (Tf/m)
e2	1	Y	-1.0053
	2	Y	-1.0053
	3	Y	-1.0053
	4	Y	-1.0053
	5	Y	-1.0053
	6	Y	-1.0053
	7	Y	-1.0053
	8	Y	-1.0053
	9	Y	-0.432
	10	Y	-0.432
	11	Y	-0.432
	12	Y	-0.432
	13	Y	-0.432
	14	Y	-0.432
	15	Y	-0.432
	16	Y	-0.432
	17	Y	-1.0053
	18	Y	-1.0053
	19	Y	-1.0053
	20	Y	-1.0053
	21	Y	-1.0053
	22	Y	-1.0053
	23	Y	-1.0053
	24	Y	-1.0053

Estado	Viga	Dirección	Valor (Tf/m)
e3	1	Y	-2.0213
	2	Y	-2.0213
	3	Y	-2.0213
	4	Y	-2.0213
	5	Y	-2.0213
	6	Y	-2.0213
	7	Y	-2.0213
	8	Y	-2.0213
	9	Y	-2.079
	10	Y	-2.079
	11	Y	-2.079
	12	Y	-2.079
	13	Y	-2.079
	14	Y	-2.079
	15	Y	-2.079
	16	Y	-2.079
	17	Y	-2.0213
	18	Y	-2.0213
	19	Y	-2.0213
	20	Y	-2.0213
	21	Y	-2.0213
	22	Y	-2.0213
	23	Y	-2.0213
	24	Y	-2.0213

ESTADOS DE CARGA

Estado	Descripción	Comb.	MultX	MultY	MultZ
e1	Peso Propio	0	0	0	0
e2	Sobrecarga Pasillos Baran	0	0	0	0
e3	Peso Propio Losa	0	0	0	0
e4	HS 20-44+20% L/2 Calz 1	0	0	0	0
e5	HS 20-44+20% ApoyoCalz 1	0	0	0	0
e6	HS 20-44+20% L/2 Calz 2	0	0	0	0
e7	HS 20-44+20% ApoyoCalz 2	0	0	0	0
c1	1.0e4+1.0e6	1	0	0	0
c2	1.0e5+1.0e7	1	0	0	0

7.7 CÁLCULO DE LAS VIGAS PRETENSADAS

7.7.1 DESCRIPCIÓN GENERAL

El cálculo de las vigas pretensadas que se desarrolla en adelante utiliza formulas indicadas en los capítulos precedentes, las cargas fueron ingresadas al programa Avwin para obtener los esfuerzos.

7.7.2 GEOMETRÍA DE LAS VIGAS UTILIZADAS

7.7.2.1 VIGAS LONGITUDINALES

Las propiedades de las vigas longitudinales están determinadas por la geometría de estas de las propiedades de los materiales y el ancho colaborante, se debe tener presente que el diseño se realiza mediante un proceso iterativo para obtener la cantidad y ubicación de los cables, lo que influye en las propiedades de la viga por lo que las propiedades reflejan un proceso previo. En este proceso influye la calidad de los hormigones por lo que las propiedades se incluyen dentro del capitulo de cada uno de los diseños.

7.7.2.2 VIGAS TRANSVERSALES

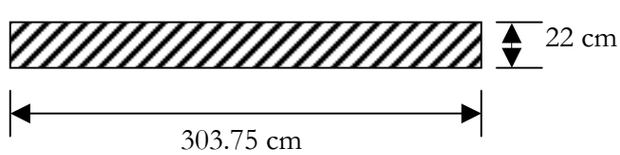
Se muestran los dos tipos de vigas transversales, las intermedias y las externas, las primeras se encuentran unidas por los nodos 4 al 24 mientras que las segundas por los nodos 1 al 3 y 25 al 27 y sus propiedades geométricas son las siguientes:

- **Vigas Intermedias**

  Área = 6682.5 cm^2

  Inercia = 269527.5 cm^4

  Ym = 11 cm

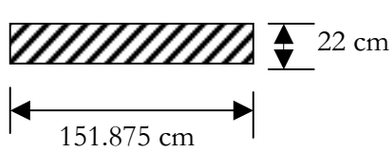


- **Vigas Externas**

  Área = 3341.25 cm^2

  Inercia = 134763.75 cm^4

  Ym = 11 cm



7.8 ESFUERZOS OBTENIDOS DE LA MODELACIÓN

En la siguiente tabla se muestran los valores obtenidos de la modelación, los cuales son el resultado de las cargas aplicadas. Se tiene que los esfuerzos mayores se encuentran en las vigas exteriores.

Momentos Máximos		
Me1=	94.08	(Tf×m) Peso Propio de la Viga
Me2=	149.19	(Tf×m) Peso de la Losa
Me3=	74.20	(Tf×m) Peso de Pavimentos, Aceras y Barandas
Mc1=	255.18	(Tf×m) Carga móvil
M_{Total}=	572.65	(Tf×m) Momento Total
Corte Máximo (Tf)		
Ve1=	15.49	(Tf) Peso Propio de la Viga
Ve2=	24.56	(Tf) Peso de la Losa
Ve3=	11.90	(Tf) Peso de Pavimentos, Aceras y Barandas
Vc2=	42.44	(Tf) Carga móvil
V_{Total}=	94.38	(Tf) Corte Total

CAPITULO VIII

CAPITULO VIII
DISEÑO DE ELEMENTOS PRECOMPRIMIDOS

En el presente capitulo se presentan los diseños de las vigas precomprimidas, variando las calidades de los hormigón según los ensayos adjuntos, con el objeto de cuantificar las diferencias entre ambos diseños y concluir las ventajas de diseño y construcción de un concreto autocompactante.

8.1 DISEÑO VIGA PRECOMPRIMIDA DE HORMIGÓN EN ESTADO ACTUAL

Según los antecedentes entregados por el laboratorio de hormigones de la empresa Alchi S.A. la resistencia cilíndrica mínima con la que se trabaja en este momento en la fábrica de elementos pre-fabricados son los siguientes:

- **fci= 375 (Kgf/cm^2),** Resistencia Cilíndrica obtenida a los tres (3) días, la que corresponde al tiempo de destesado de la viga en bancada
- **fc= 500 (Kgf/cm^2),** Resistencia Cilíndrica obtenida a los veintiocho (28) días, la que corresponde al momento en el que la viga está en condiciones de recibir la carga de diseño.

PROPIEDADES DE LAS VIGAS LONGITUDINALES

En una primera etapa se calculan las propiedades de la sección bruta inicial, la cual considera solamente el hormigón de la sección transversal, luego las propiedades de los cables según la disposición de estos en la sección de la viga, para finalizar esta etapa se homogenizan las dos secciones calculadas anteriormente realizando la corrección de los módulos de elasticidad.
En la segunda etapa se calculan las propiedades considerando el ancho colaborante de la losa:

$$\mathbf{B_{colaborante} = Mín(Lc/4,\ 12eL + bw,\ S)}$$

Donde; Lc = Luz de Cálculo = 24.3 (m)
eL = Espesor de la Losa = 0.22 (m)
bw = Espesor del Alma = 0.15 (m)
S = Separación entre Vigas = 3.60 (m)

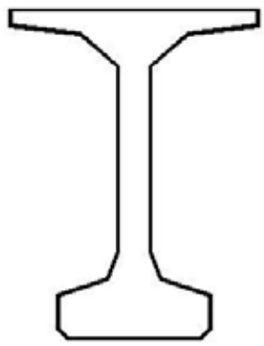
$$\mathbf{B_{colaborante} = 2.79\ (m)}$$

Corrección por diferencia de rigidez

$$\mathbf{B''_{colaborante} = B_{colaborante} / \sqrt{\frac{f'_{cv}}{f'_{cl}}} = 2.79 / \sqrt{\frac{500}{250}} = 1.973\ (m)}$$

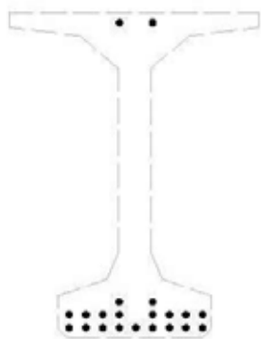
EVOLUCIÓN DEL MECANISMO RESISTENTE

Propiedades Viga **N- 151**



1.-) Propiedades Sección Bruta Inicial

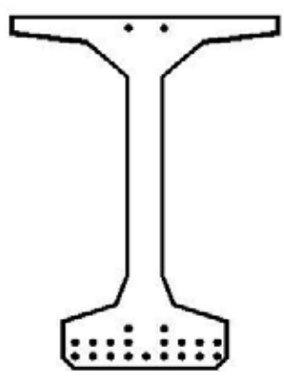
Area=	4879.62	cm^2
Ycginf=	75.018327	cm
Ycgsup=	75.981673	cm
Inercia=	15491547	cm^4
Peso Real=	1.274625	tf/m



2.-) Propiedades Geometricas de los Cables

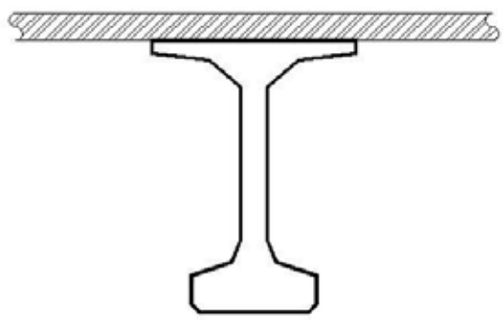
Area=	40.6	cm^2
Ycginf=	19.28	cm
Inercia=	49106.11	cm^4

Cota	5	11	17	146
N° Cables	11	10	6	2



3.-) Propiedades Sección Homogeneizada Inicial
(Considera corrección módulos de Elasticidad)

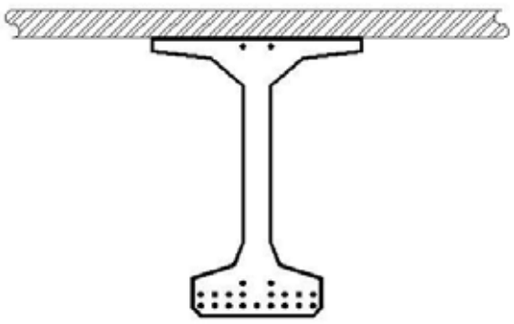
Area=	5115.6945	cm^2
Ycginf=	72.445974	cm
Ycgsup=	78.554026	cm
Inercia=	16476767	cm^4



4.-) Propiedades Sección Compuesta Neta Final

Area=	9179.2414	cm^2
Ycginf=	116.39243	cm
Ycgsup=	34.607572	cm
Inercia=	32615465	cm^4

5.-) Propiedades Sección Viga Homogeneizada Compuesta Neta Final



Area=	9418.8485	cm^2
Ycginf=	113.92187	cm
Ycgsup=	37.07813	cm
Inercia=	35107668	cm^4

8.1.1 **DISEÑO EN FLEXIÓN**

8.1.1.1 **ESTADOS TENSIONALES**

8.1.1.1.1 **ESTADO DE CARGA:** PESO PROPIO + PERDIDAS A CORTO PLAZO

i. **EN BANCADA**

T_0= 14250 (Kgf/cm^2); Típico Alchi S.A.

ii. **PERDIDAS DE TENSIÓN**

Dfi = 356.3 (Kgf/cm^2) Conservadoramente 2.5%

iii. **TENSIÓN EN TRANSFERENCIA**

$$Ti = T_0 - Dfi = 14250 - 356.3 = 13893.7 \ (Kgf/cm^2)$$

8.1.1.1.2 **FUERZA PRETENSORA INICIAL**

$$Pi = Ti \times A^* = 13893.7 \times 40.6 = 564084.22 \ (Kgf) = 564.084 \ (Tf)$$

Donde; Ti = Tensión de transferencia

A^* = Área total de cables de pretensado = 1.4 (cm^2) × 29 un. = 40.6 (cm^2)

Tabla N° 8.1

Cuadro de Pretensado

Cota (cm)	5	11	17	146	
N° Cables	11	10	6	2	Total = 29 un

8.1.1.1.3 **MOMENTO PRETENSOR INICIAL**

$$Mi = Pi \times ei = 564.084 \times 0.5317 = 299.92 \text{ (Tf×m)}$$

Donde; Pi = Fuerza pretensora inicial

ei = Excentricidad de los cables = 0.5317 (m)

8.1.1.1.4 **TENSIONES ADMISIBLES EN TRANSFERENCIA EN EL HORMIGÓN SEGÚN TABLA N° 8.2**

Tracción	$0.80\times(f'c)^{0.5}=$	15.492 (Kgf/cm^2)
Compresión	$0.60 \times f'c=$	225 (Kgf/cm^2)

8.1.1.1.5 **TENSIONES EN VIGAS DESPUÉS DE LA TRANSFERENCIA**

Este estado tensional corresponde a los esfuerzos que se producen en la estructura luego de cortar los cables, sólo con perdidas instantáneas, se debe verificar las tensiones admisibles indicadas en el punto anterior, en el caso en que se superen las tensiones en los apoyo en el estado de transferencia, se debe proceder a efectuar un silenciamiento.

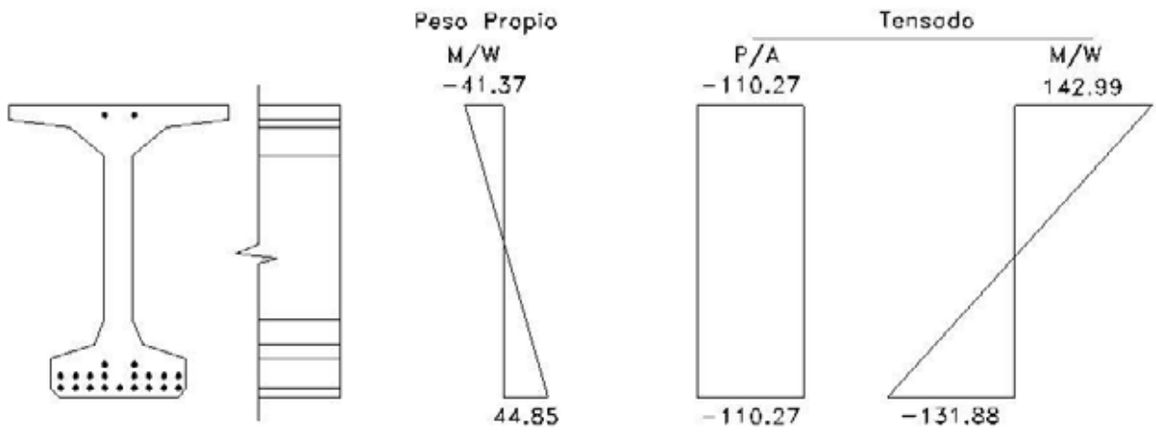


Figura N° 27 Esquema gráfico tensiones después de la transferencia

Para obtener los esfuerzos en los apoyos y en el centro de la luz se debe realizar una suma simple de los distintos estados de carga, esto es en el centro de la viga se deben sumar los esfuerzos de tensado y los esfuerzos de peso propio de la viga, mientras que en los apoyos solamente los esfuerzos de pretensado dado que el momento provocado por el peso propio es nulo, obteniendo la siguiente tabla:

Tabla N° 8.3

Estados Tensionales en Transferencia

	Fibra Superior (Kgf/cm^2)		Fibra Inferior (Kgf/cm2)	
PP viga	M/W_{sup}	44.85	M/W_{inf}	-41.37
Tensado	P/A_{viga}	110.27	P/A_{viga}	110.27
	M/W_{sup}	-142.99	M/W_{inf}	131.87
Apoyos	σ_{apoyos} =	-32.73	σ_{apoyos} =	242.14
	$\sigma_{admisible}$ =	-15.49	$\sigma_{admisible}$ =	225.00
		Silenciar	**Silenciar**	
Centro	σ_{centro} =	12.13	σ_{centro} =	200.77
	$\sigma_{admisible}$ =	225.00	$\sigma_{admisible}$ =	225.00
		No Silenciar		**No Silenciar**

Como resultado de dicha tabla se tiene que es necesario silenciar los cables en los apoyos

8.1.1.1.6 **SILENCIAMIENTO**

Como se dijo en el capitulo 3.9.2.2 se debe realizar un entubamiento con el objetivo de evitar la falla en compresión, fue necesario realizar una tabla que grafique las distintas tensiones tanto superiores como inferiores con el objetivo que sean inferiores a las admisibles, por lo que se tienen los siguientes esfuerzos luego del silenciamiento.

Tracción en apoyo fibra superior

$$\sigma_{\max} = -15.38(Kgf/cm^2) < 15.49(Kgf/cm^2)$$

Compresión en apoyo fibra inferior

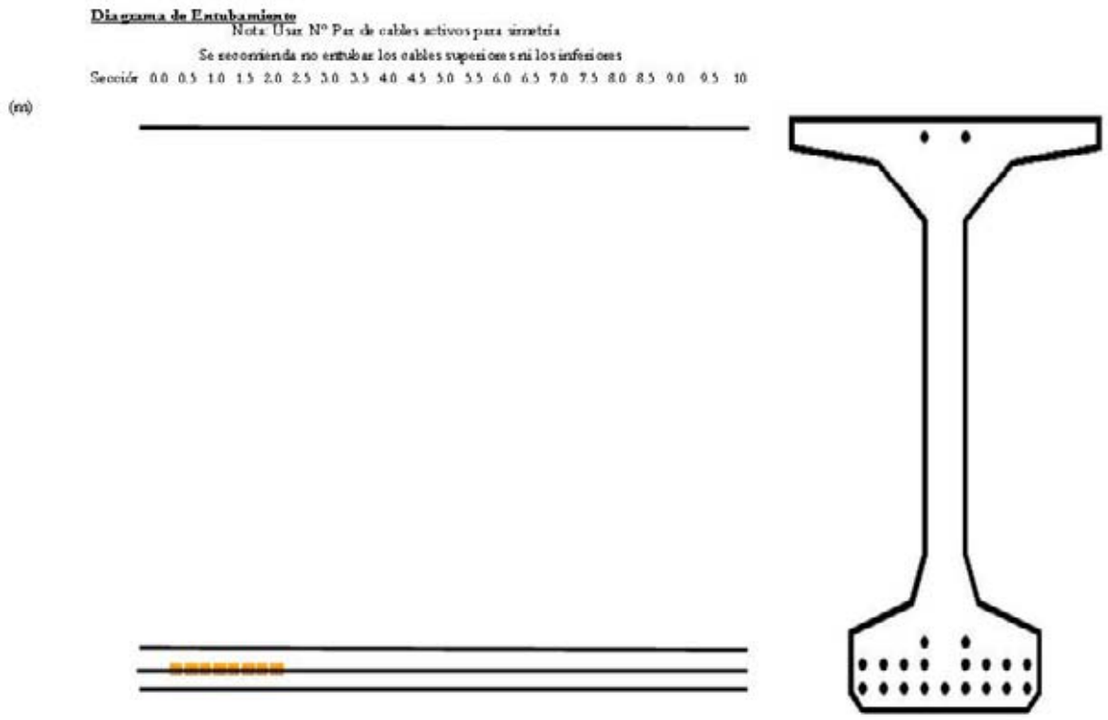
$$\sigma_{\max} = 224.22(Kgf/cm^2) < 225(Kgf/cm^2)$$

Tabla N° 8.4

Silenciamiento Viga Pretensada

x	Cables Activos en cada Sección					Mpp	N°	Pi	ei	Ai	cables	σinf	σsup
(m)	Fila1	Fila2	Fila3	Fila4	Fila5	(Tf*m)	cables	(Tf)	(m)	(cm^2)	(m)	(Kgf/cm2)	(Kgf/cm2)
Cotas →	5	11	17	23	146								
0.0	11	4	0	0	2	0.000	17	330.7	0.494	23.8	23.00	136.52	-13.31
0.5	11	4	4	0	2	7.584	21	408.5	0.506	29.4	21.86	167.36	-15.05
1.0	11	6	4	0	2	14.849	23	447.4	0.515	32.2	20.91	182.28	-15.38
1.5	11	6	6	0	2	21.796	25	486.3	0.510	35.0	20.60	196.31	-14.75
2.0	11	8	6	0	2	28.424	27	525.2	0.526	37.8	19.89	211.51	-15.38
2.5	11	8	6	0	2	34.734	27	525.2	0.526	37.8	19.89	208.74	-12.37
3.0	11	10	6	0	2	40.724	29	564.1	0.532	40.6	19.28	224.22	-13.31
3.5	11	10	6	0	2	46.396	29	564.1	0.532	40.6	19.28	221.72	-10.60
4.0	11	10	6	0	2	51.750	29	564.1	0.532	40.6	19.28	219.37	-8.05
4.5	11	10	6	0	2	56.785	29	564.1	0.532	40.6	19.28	217.16	-5.65
5.0	11	10	6	0	2	61.501	29	564.1	0.532	40.6	19.28	215.08	-3.40
5.5	11	10	6	0	2	65.898	29	564.1	0.532	40.6	19.28	213.15	-1.31
6.0	11	10	6	0	2	69.977	29	564.1	0.532	40.6	19.28	211.36	0.64
6.5	11	10	6	0	2	73.737	29	564.1	0.532	40.6	19.28	209.70	2.43
7.0	11	10	6	0	2	77.179	29	564.1	0.532	40.6	19.28	208.19	4.07
7.5	11	10	6	0	2	80.301	29	564.1	0.532	40.6	19.28	206.82	5.56
8.0	11	10	6	0	2	83.106	29	564.1	0.532	40.6	19.28	205.58	6.90
8.5	11	10	6	0	2	85.591	29	564.1	0.532	40.6	19.28	204.49	8.08
9.0	11	10	6	0	2	87.758	29	564.1	0.532	40.6	19.28	203.54	9.12
9.5	11	10	6	0	2	89.606	29	564.1	0.532	40.6	19.28	202.72	10.00
10.0	11	10	6	0	2	91.136	29	564.1	0.532	40.6	19.28	202.05	10.73
10.5	11	10	6	0	2	92.347	29	564.1	0.532	40.6	19.28	201.52	11.30
11.0	11	10	6	0	2	93.239	29	564.1	0.532	40.6	19.28	201.13	11.73
11.5	11	10	6	0	2	93.813	29	564.1	0.532	40.6	19.28	200.88	12.00
12.0	11	10	6	0	2	94.067	29	564.1	0.532	40.6	19.28	200.76	12.12
12.15	11	10	6	0	2	94.082	29	564.1	0.532	40.6	19.28	200.76	12.13
											σadm=	**225**	**-15.49**

LONGITUD REAL ENTUBADA



8.1.1.1.7 **ESTADO DE CARGA:**

CARGAS PERMANENTES + SOBRECARGAS + PÉRDIDAS TOTALES

i. **PERDIDAS POR PENETRACIÓN DE CUÑAS**

$$\Delta\sigma = (D / L) \times Es = (0.3 / 16950) \times 2100000 = 37.17 \ (Kgf/cm^2)$$

Donde; D = 3 (mm)

L = 169.5 (m)

Es = 2100000 (Kgf/cm^2)

ii. **PÉRDIDAS POR RETRACCIÓN DEL HORMIGÓN**

$$SH = 1195 - 10.55 \times RH = 562 \ (Kgf/cm^2)$$

Donde, RH = 60 % típico

iii. **PÉRDIDA POR CREEP O FLUENCIA LENTA DEL HORMIGÓN**

$$CR_C = 12 \times f_{cir} - 7 \times f_{cds} = 1643.3 \text{ (Kgf/cm}^2\text{)}$$

Donde, $f_{cir} = 176.70 \text{ (Kgf/cm}^2\text{)}$

$f_{cds} = 68.10 \text{ (Kgf/cm}^2\text{)}$

iv. **PÉRDIDA POR RELAJACIÓN DE LOS CABLES DE PRETENSADO**

$$CR = 352 - 0.1 \times ES - 0.05 \times (SH + CR_c) = 121.3 \text{ (Kgf/cm}^2\text{)}$$

Donde, $ES = \frac{Es}{Eci} \times f_{CIR} = \frac{2100000}{308160} \times 176.7 = 1204.15 (Kgf / cm^2)$

$SH = 562 \text{ (Kgf/cm}^2\text{)}$

$CR_c = 1643.3 \text{ (Kgf/cm}^2\text{)}$

v. **PÉRDIDAS TOTALES FINALES**

$$D_{ff} = \Delta\sigma + SH + CR_c + CR = 37.17 + 562 + 1643.3 + 121.3 = 2363.8 \text{ (Kgf/cm}^2\text{)}$$

8.1.1.1.8 **TENSIÓN FINAL**

$$T_{ff} = T_0 - D_{ff} = 14250 - 2363.8 = 11886.2 \text{ (Kgf/cm}^2\text{)}$$

8.1.1.1.9 **FUERZA PRETENSORA FINAL**

$$P_{ff} = T_{ff} \times A^* = 11886.2 \times 40.6 = 482579.72 \text{ (Kgf)} = 482.58 \text{ (Tf)}$$

Donde; Ti = Tensión de transferencia

A^* = Área total de cables de pretensado = 1.4 (cm^2) × 29 un. = 40.6 (cm^2)

8.1.1.1.10 **MOMENTO PRETENSOR FINAL**

$$M_{ff} = P_{ff} \times e_f = 482.58 \times 0.9465 = 456.76 \text{ (Tf×m)}$$

Donde; P_{ff} = Fuerza pretensora Final

E_f = Excentricidad de los cables = 0.9465 (m)

8.1.1.1.11 **TENSIONES FINALES EN EL CENTRO DE LA VIGA**

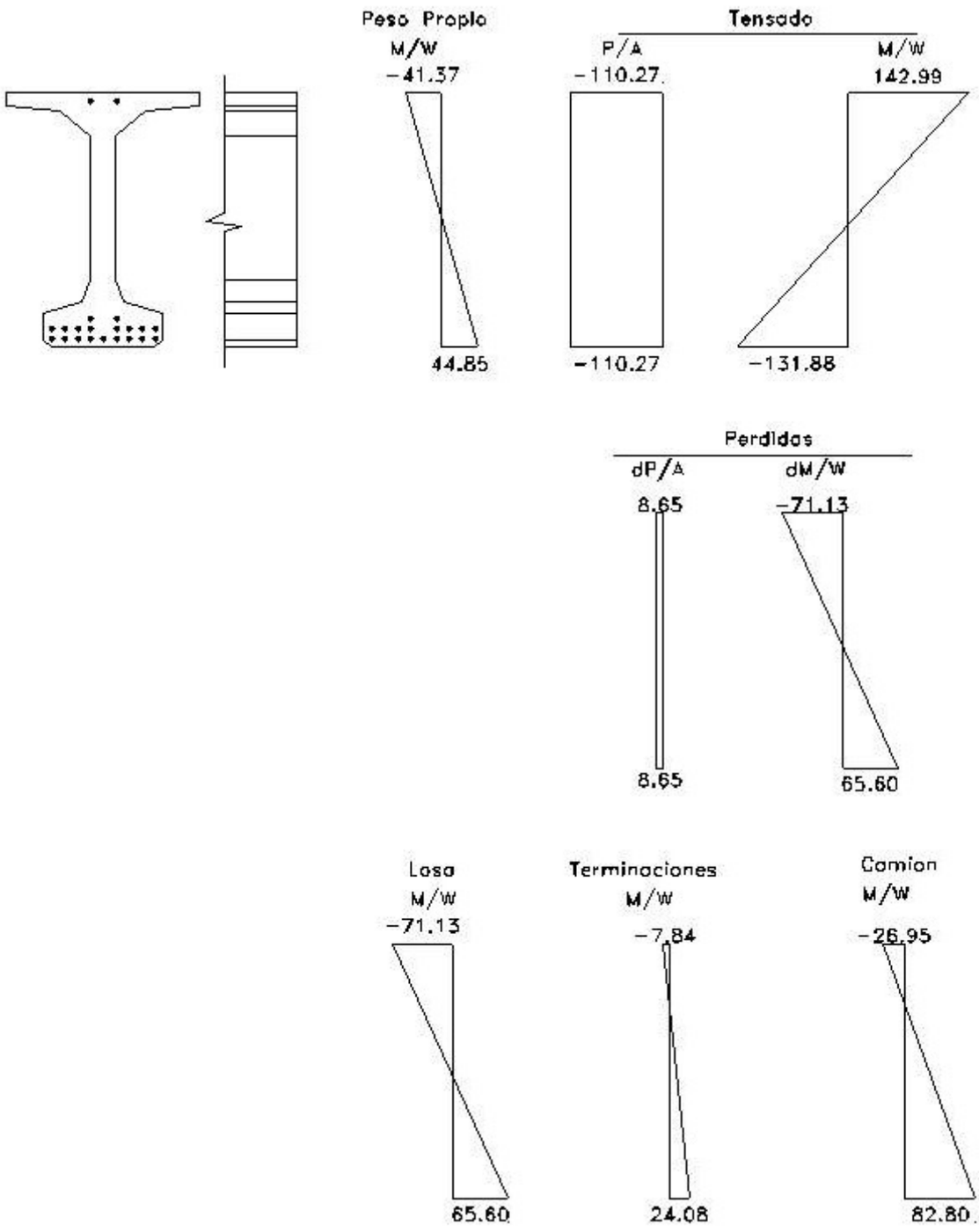


Figura N° 28 Estados Tensionales Finales

Tabla N° 8.5

Estados Tensionales Finales

	Fibra Superior (Kgf/cm^2)		**Fibra Inferior (Kgf/cm2)**	
PP viga	M/W_{sup}=	44.85	M/W_{inf}=	-41.37
Tensado	P/A_{viga} =	110.27	P/A_{viga}=	110.27
	Mp/W_{sup}=	-142.99	M/W_{inf}=	131.87
Losa	Ml/W_{sup} =	71.13	Ml/W_{inf} =	-65.60
Perdidas	$\Delta p/A_{comp.}$ =	-8.65	$\Delta p/A_{comp.}$ =	-8.65
	$M\Delta p/W_{sup}$=	8.15	$M\Delta p/W_{inf}$=	-25.03
Terminaciones	Mt/W_{sup} =	7.84	Mt/W_{inf}=	-24.08
SC Camión	Msc/W_{sup} =	26.95	Msc/W_{inf}=	-82.80
			Sb=	-213.84
	Sserv=	90.59		77.41
	Sfinal=	117.54		-5.39
	Sadm serv=	200		-15.49
	Sadm final=	300		-15.49

8.1.2 **VERIFICACIÓN DE MOMENTO ULTIMO**

Solicitación Mayorada segun Tabla N° 10

C3 : 1.3 × (Mdl + 1.67 × Msc)

Mdl = Me1 + Me2 + Me3 = 317.47 (Tf×m)

Msc = Mc1 = 255.18 (Tf×m)

Mc3 = 1.3 × (317.47 + 1.67 × 255.18) = 966.70 (Tf×m)

8.1.3 **ALTURA DEL DIAGRAMA DE COMPRESIONES**

$$a = A_s \times f^{*}su \ / (0.85 \times f'c \times b) = 8.34 \text{ (cm)} < 22 \text{ (cm)} \qquad \textbf{B°}$$

Cumple como Viga Rectangular

Donde, $f^{*}su = 18491$ (Kgf/cm^2)

As = 37.80 (cm^2) Acero Pretensado

b = 197.3 (cm) Ancho Colaborante

d = 163.11 (cm) Distancia fibra comprimida – centroide cables

f'c= 500 (Kgf/cm^2)

Momento Nominal

$$Mn = A_s \times f^*su \times (d - a/2) = 37.80 \times 18491 \times (163.11 - 8.34/2) = 111092670.61 \text{ (Kgf×cm)}$$

Mn = 1110.93 (Tf×m)

8.1.4 VERIFICACIÓN RESISTENCIA ULTIMA

$$\phi Mn = 0.95 \times Mn = 0.95 \times 1110.93 = 1055.4 \text{ (Tf×m)} > Mu = 966.7 \text{ (Tf×m)}$$ **B°**

8.1.5 DISEÑO POR ESFUERZO DE CORTE

8.1.5.1 SOLICITACIONES DE CORTE

El diseño de los estribos de corte se realiza mediante le método a la rotura, lo primero que se debe realizar es obtener los esfuerzos de corte mayorados mediante los coeficientes definidos en la Tabla N° 10, para realizar la siguiente tabla se asume una distribución lineal entre el corte en la sección inicial y el corte en el centro de la viga.

Tabla N° 8.6

Solicitaciones de Corte

Seccion X (m)	Vdl (Tf)	Vadl (Tf)	Vsc (Tf)	Vu (Tf)
0.865	37.19	11.05	40.63	150.92
2.43	32.04	9.52	37.34	135.10
4.86	24.03	7.14	32.25	110.53
7.29	16.02	4.76	27.15	85.96
9.72	8.01	2.38	22.06	61.39
12.15	0.00	0.00	16.96	36.82

8.1.5.2 **CONTRIBUCIÓN DEL HORMIGÓN AL CORTE**

Utilizando las fórmulas indicadas en el capitulo 3.11.1 se obtiene la siguiente tabla para ña contribución del hormigón al corte.

Tabla N° 8.7

Resistencia del Hormigón al Corte

Sección X (m)	Vi (Tf)	fd (Kg/cm^2)	fpe (Kg/cm^2)	Mcr (Tf×m)	Mmáx (Tf×m)	Vci (Tf)	fpc (Kgf/cm^2)	Vcw (Tf)	Vc (Tf)
0.865	102.57	16.40	140.8	493.0531	132.7470	437.46	24.104	66.17	66.17
2.43	93.45	43.32	175.1	515.5312	337.4542	192.57	32.365	71.89	71.89
4.86	79.29	78.09	209.3	513.8328	641.8912	102.89	41.698	78.34	78.34
7.29	65.13	104.30	209.3	433.0662	812.0366	63.765	45.433	80.93	63.76
9.72	50.98	121.95	209.3	378.6703	899.8779	40.09	47.675	82.48	40.09
12.15	36.82	131.04	209.3	350.645	966.7102	21.605	48.422	82.99	21.61

8.1.5.3 **ESTRIBOS DE CORTE**

Para calcular el área de los estribos de corte se debe utilizar la fórmula definida en el capitulo 3.11.2, una vez resuelto es posible obtener el diámetro y la separación de los estribos mediante la Tabla N° 22 de área y espaciamiento, se debe tener presente que hay que considerar dos ramas para la decisión de los espaciamientos.

Tabla N° 8.8

Estribos de corte

Seccion X (m)	Vu (Tf)	Vc (Tf)	Avt (cm^2)	Avmin (cm^2)	Barras
0.865	150.92	66.17	17.25	1.83	**ø12@10**
2.43	135.10	71.89	13.48	1.83	**ø12@15**
4.86	110.53	78.34	8.01	1.83	**ø10@15**
7.29	85.96	63.76	5.79	1.83	**ø8@15**
9.72	61.39	40.09	4.98	1.83	**ø8@15**
12.15	36.82	21.61	3.36	1.83	**ø8@20**

8.1.6 **ELONGACIÓN DE LOS CABLES**

Según las fórmulas indicadas en el capitulo 4.13 se tiene lo siguiente:

$$DL = \frac{D_{PI} \times L}{A_C \times E_S} = \frac{15950 \times 16950}{1.4 \times 2100000} = 91.96(cm)$$

$$D_{pi}=T_i \times A_c - P_{inicial} = 14250 \times 1.4 - 4000 = 15950\ (Kgf)$$

Por lo tanto cada uno de los cables de tensado de elongará 91.96 (cm.) lo cual debe ser medido y estrictamente controlado en terreno

8.1.7 **CONTRAFLECHA EN BANCADA**

Se evalúan las fórmulas para los valores obtenidos en el centro de la viga resultando las siguientes deformaciones en bancada:

$$d_{pp} = \frac{5 \times q_{pp} \times L_c^{\,4}}{384 \times E \times I_{ti}} = \frac{5 \times 12.746 \times 2430^4}{384 \times 308160 \times 16476767} = 1.14(cm)$$

$$d_{tensado} = \frac{M_{pi} \times L_c^{\,2}}{8 \times E \times I_{ti}} = \frac{29992530 \times 2430^2}{8 \times 308160 \times 16476767} = 4.36(cm)$$

$$\mathbf{d_{transferencia} = d_{pp} - d_{tensado} = 1.14 - 4.36 = -3.22(cm)}$$

Esta es la deformación obtenida en el centro de la viga, como es lógico pensar es una contraflecha, lo que nos indica que la viga, en fábrica, salta con una concavidad hacia arriba, este punto es positivo dado que absorberá las deformaciones que ocurren con las cargas de servicio.

8.1.8 **CUANTÍAS MÍNIMAS PARA EFECTO DE FISURACIÓN**

$$F.S. = \frac{\phi \times M_n}{M_{cr}^{\,*}} = \frac{1055.41}{782.73} = 1.3484 > 1.2$$

8.2 DISEÑO VIGA PRECOMPRIMIDA DE HORMIGÓN CON ADITIVO

A continuación se realiza el diseño de vigas precomprimidas de hormigón utilizando las resistencias cilíndricas obtenidas luego de los ensayos realizados a las mezclas en las cuales se utilizó el aditivo VISCOCRETE 5 de Sika, según se indica a continuación.

- **fci= 350 (kgf/cm^2),** Resistencia Cilíndrica obtenida a los tres (3) días, la que corresponde al tiempo de destesado de la viga en bancada
- **fc= 580 (kgf/cm^2),** Resistencia Cilíndrica obtenida a los veintiocho (28) días, la que corresponde al momento en el que la viga está en condiciones de recibir la carga de diseño.

PROPIEDADES DE LAS VIGAS LONGITUDINALES

En una primera etapa se calculan las propiedades de la sección bruta inicial, la cual considera solamente el hormigón de la sección transversal, luego las propiedades de los cables según la disposición de estos en la sección de la viga, para finalizar esta etapa se homogenizan las dos secciones calculadas anteriormente realizando la corrección de los módulos de elasticidad.
En la segunda etapa se calculan las propiedades considerando el ancho colaborante de la losa:

$$\mathbf{B_{colaborante} = Mín(Lc/4,\ 12eL + bw,\ S)}$$

Donde; Lc = Luz de Cálculo = 24.3 (m)
eL = Espesor de la Losa = 0.22 (m)
bw = Espesor del Alma = 0.15 (m)
S = Separación entre Vigas = 3.60 (m)

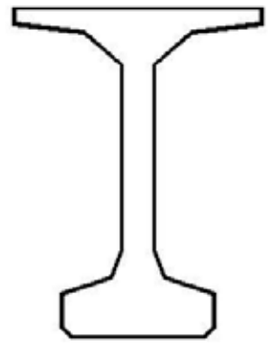
$$\mathbf{B_{colaborante} = 2.79\ (m)}$$

Corrección por diferencia de rigidez

$$\mathbf{B''_{colaborante} = B_{colaborante} / \sqrt{\frac{f'_{cv}}{f'_{cl}}} = 2.79 / \sqrt{\frac{580}{250}} = 1.832\ (m)}$$

EVOLUCIÓN DEL MECANISMO RESISTENTE

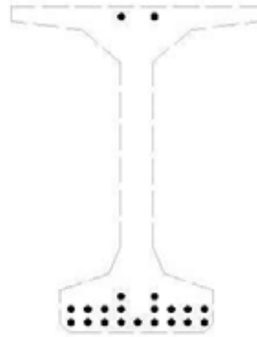
Propiedades Viga **N- 151**



1.-) Propiedades Sección Bruta Inicial

Area=	4879.62	cm^2
Ycginf=	75.018327	cm
Ycgsup=	75.981673	cm
Inercia=	15491547	cm^4
Peso Real=	1.274625	tf/m

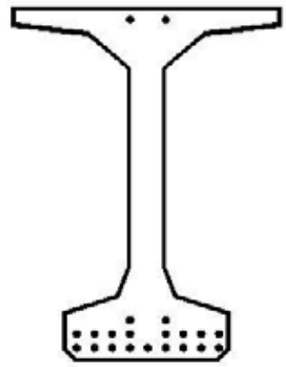
2.-) Propiedades Geometricas de los Cables



Area=	40.6	cm^2		
Ycginf=	19.28	cm		
Inercia=	49106.11	cm^4		

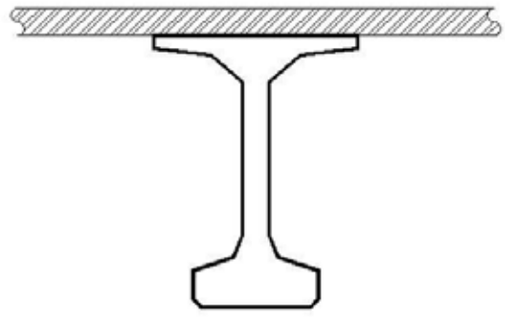
Cota	5	11	17	146
N° Cables	11	10	6	2

3.-) Propiedades Sección Homogeneizada Inicial
(Considera corrección módulos de Elasticidad)



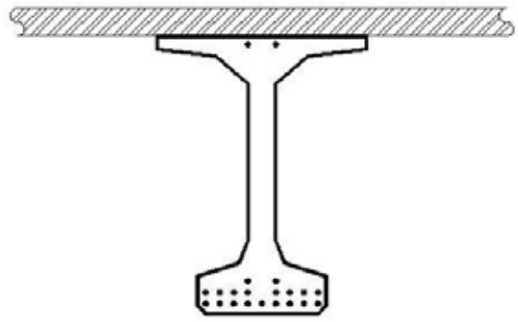
Area=	5125.4053	cm^2
Ycginf=	72.345236	cm
Ycgsup=	78.654764	cm
Inercia=	16515913	cm^4

4.-) Propiedades Sección Compuesta Neta Final



Area=	8868.8144	cm^2
Ycginf=	114.79607	cm
Ycgsup=	36.203932	cm
Inercia=	31934640	cm^4

5.-) Propiedades Sección Viga Homogeneizada
Compuesta Neta Final



Area=	9091.284	cm^2
Ycginf=	112.45863	cm
Ycgsup=	38.541373	cm
Inercia=	34183885	cm^4

8.2.1 DISEÑO EN FLEXIÓN

8.2.1.1 ESTADOS TENSIONALES

8.2.1.1.1 ESTADO DE CARGA: PESO PROPIO + PERDIDAS A CORTO PLAZO

i. **EN BANCADA**

T_0= 14250 (Kgf/cm^2); Típico Alchi S.A.

ii. **PERDIDAS DE TENSIÓN**

Dfi = 356.3 (Kgf/cm^2) Conservadoramente 2.5%

iii. **TENSIÓN EN TRANSFERENCIA**

$$Ti = T_0 - Dfi = 14250 - 356.3 = 13893.7 \ (Kgf/cm^2)$$

8.2.1.1.2 FUERZA PRETENSORA INICIAL

$$Pi = Ti \times A^* = 13893.7 \times 40.6 = 564084.22 \ (Kgf) = 564.084 \ (Tf)$$

Donde; Ti = Tensión de transferencia

A^* = Área total de cables de pretensado = 1.4 (cm^2) × 29 un. = 40.6 (cm^2)

Tabla N° 8.9

Cuadro de Pretensado

Cota (cm)	5	11	17	146	
N° Cables	11	10	6	2	Total = 29 un

8.2.1.1.3 MOMENTO PRETENSOR INICIAL

$$Mi = Pi \times ei = 564.084 \times 0.5317 = 299.36 \ (Tf \times m)$$

Donde; Pi = Fuerza pretensora inicial

ei = Excentricidad de los cables = 0.5307 (m)

8.2.1.1.4 TENSIONES ADMISIBLES EN TRANSFERENCIA EN EL HORMIGÓN SEGÚN TABLA N° 8.10

Tracción	$0.80 \times (f'c)^{0.5} =$	15.97 (Kgf/cm^2)
Compresión	$0.60 \times f'c =$	210 (Kgf/cm^2)

8.2.1.1.5 TENSIONES EN VIGAS DESPUÉS DE LA TRANSFERENCIA

Este estado tensional corresponde a los esfuerzos que se producen en la estructura luego de cortar los cables, sólo con perdidas instantáneas, se debe verificar las tensiones admisibles indicadas en el punto anterior, en el caso en que se superen las tensiones en los apoyo en el estado de transferencia, se debe proceder a efectuar un silenciamiento.

Para obtener los esfuerzos en los apoyos y en el centro de la luz se debe realizar una suma simple de los distintos estados de carga, esto es en el centro de la viga se deben sumar los esfuerzos de tensado y los esfuerzos de peso propio de la viga, mientras que en los apoyos solamente los esfuerzos de pretensado dado que el momento provocado por el peso propio es nulo, obteniendo la siguiente tabla:

Tabla N° 8.11

Estados Tensionales en Transferencia

	Fibra Superior (Kgf/cm^2)		Fibra Inferior (Kgf/cm2)	
PP viga	M/W_{sup}	44.81	M/W_{inf}	-41.21
Tensado	P/A_{viga}	110.06	P/A_{viga}	110.06
	M/W_{sup}	-142.56	M/W_{inf}	131.13
Apoyos	σ_{apoyos}=	-32.51		241.19
	$\sigma_{admisible}$=	-14.97		210.00
		Silenciar Cables*		**Silenciar Cables***
Centro	σ_{centro}=	12.30		199.97
	$\sigma_{admisible}$=	210.00		210.00
		No requiere Silenciar		**No Requiere Silenciar**

Como resultado de dicha tabla se tiene que es necesario silenciar los cables en los apoyos

8.2.1.1.6 **SILENCIAMIENTO**

Como se dijo en el capitulo 3.9.2.2 se debe realizar un entubamiento con el objetivo de evitar la falla en compresión, fue necesario realizar una tabla que grafique las distintas tensiones tanto superiores como inferiores con el objetivo que sean inferiores a las admisibles, por lo que se tienen los siguientes esfuerzos luego del silenciamiento.

Tracción en apoyo fibra superior

$$\sigma_{\max} = -14.58(Kgf/cm^2) < 14.97(Kgf/cm^2)$$

Compresión en apoyo fibra inferior

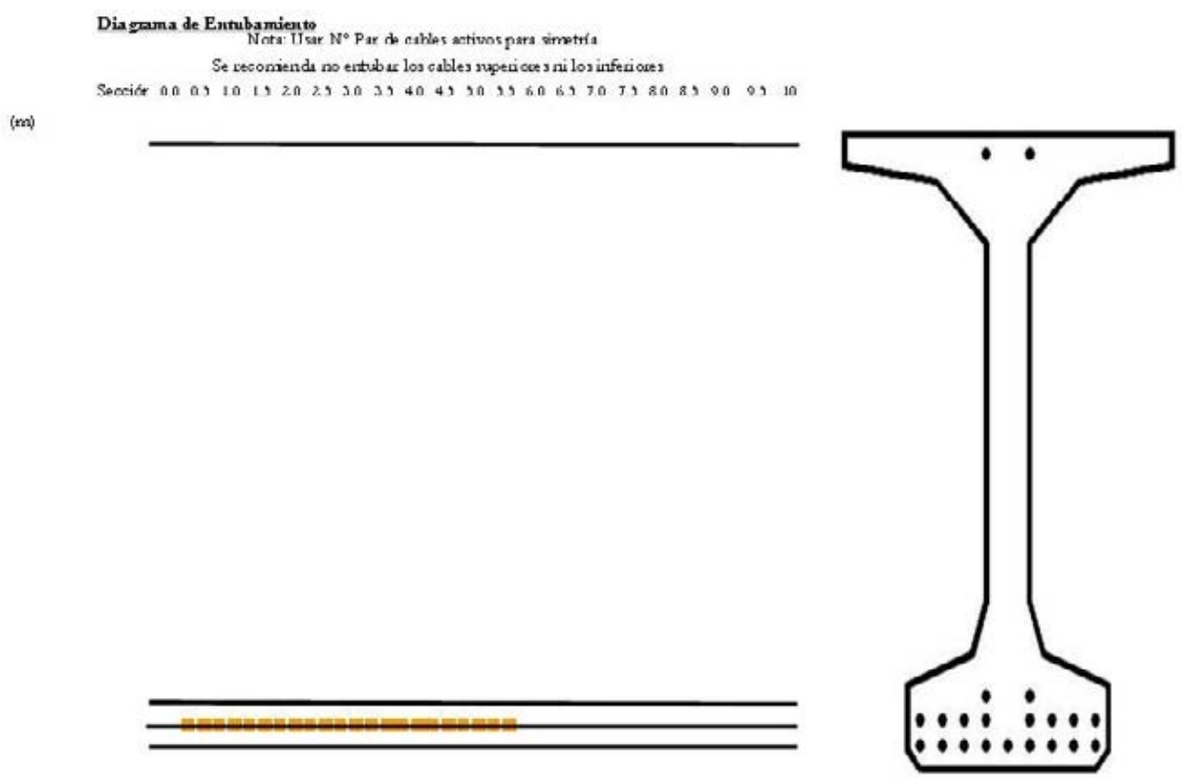
$$\sigma_{\max} = 208.87(Kgf/cm^2) < 210(Kgf/cm^2)$$

Tabla N° 8.12

Silenciamiento Viga Pretensada

x	Cables Activos en cada Sección					Mpp	N°	Pi	ei	Ai	ecables	Oinf	Osup
(m)	Fila1	Fila2	Fila3	Fila4	Fila5	(Tf×m)	cables	(Tf)	(m)	(cm^2)	(m)	(Kgf/cm2)	(Kgf/cm2)
Cotas →	5	11	17	23	146								
0.0	11	4	0	0	2	0.000	17	330.7	0.493	23.8	23.00	135.98	-13.19
0.5	11	4	2	0	2	7.584	19	369.6	0.500	26.6	22.37	149.68	-12.24
1.0	11	6	2	0	2	14.849	21	408.5	0.511	29.4	21.29	164.54	-12.56
1.5	11	6	6	0	2	21.796	25	486.3	0.517	35.0	20.60	195.54	-14.58
2.0	11	6	6	0	2	28.424	25	486.3	0.517	35.0	20.60	192.63	11.43
2.5	11	6	6	0	2	34.734	25	486.3	0.517	35.0	20.60	189.87	8.41
3.0	11	6	6	0	2	40.724	25	486.3	0.517	35.0	20.60	187.25	5.56
3.5	11	8	6	0	2	46.396	27	525.2	0.525	37.8	19.89	202.80	6.64
4.0	11	8	6	0	2	51.750	27	525.2	0.525	37.8	19.89	200.46	4.09
4.5	11	8	6	0	2	56.785	27	525.2	0.525	37.8	19.89	198.25	1.69
5.0	11	8	6	0	2	61.501	27	525.2	0.525	37.8	19.89	196.19	0.56
5.5	11	8	6	0	2	65.898	27	525.2	0.525	37.8	19.89	194.26	2.65
6.0	11	8	6	0	2	69.977	27	525.2	0.525	37.8	19.89	192.48	4.59
6.5	11	10	6	0	2	73.737	29	564.1	0.531	40.6	19.28	208.87	2.61
7.0	11	10	6	0	2	77.179	29	564.1	0.531	40.6	19.28	207.36	4.25
7.5	11	10	6	0	2	80.301	29	564.1	0.531	40.6	19.28	206.00	5.74
8.0	11	10	6	0	2	83.106	29	564.1	0.531	40.6	19.28	204.77	7.07
8.5	11	10	6	0	2	85.591	29	564.1	0.531	40.6	19.28	203.68	8.26
9.0	11	10	6	0	2	87.758	29	564.1	0.531	40.6	19.28	202.73	9.29
9.5	11	10	6	0	2	89.606	29	564.1	0.531	40.6	19.28	201.92	10.17
10.0	11	10	6	0	2	91.136	29	564.1	0.531	40.6	19.28	201.25	10.90
10.5	11	10	6	0	2	92.347	29	564.1	0.531	40.6	19.28	200.72	11.47
11.0	11	10	6	0	2	93.239	29	564.1	0.531	40.6	19.28	200.33	11.90
11.5	11	10	6	0	2	93.812	29	564.1	0.531	40.6	19.28	200.08	12.17
12.0	11	10	6	0	2	94.067	29	564.1	0.531	40.6	19.28	199.97	12.29
12.15	11	10	6	0	2	94.082	29	564.1	0.531	40.6	19.28	199.96	12.30
											σadm–	**210**	**-14.97**

LONGITUD REAL ENTUBADA



8.2.1.1.7 **ESTADO DE CARGA:**

CARGAS PERMANENTES + SOBRECARGAS + PÉRDIDAS TOTALES

i. **PERDIDAS POR PENETRACIÓN DE CUÑAS**

$$\Delta\sigma = (D / L) \times Es = (0.3 / 16950) \times 2100000 = 37.17 \ (Kgf/cm^2)$$

Donde; D = 3 (mm)

L = 169.5 (m)

Es = 2100000 (Kgf/cm^2)

ii. **PÉRDIDAS POR RETRACCIÓN DEL HORMIGÓN**

$$SH = 1195 - 10.55 \times RH = 562 \ (Kgf/cm^2)$$

Donde, RH = 60 % típico

iii. **PÉRDIDA POR CREEP O FLUENCIA LENTA DEL HORMIGÓN**

$$CR_C = 12 \times f_{cir} - 7 \times f_{cds} = 1635.0 \ (Kgf/cm^2)$$

Donde, f_{cir}= 176.00 (Kgf/cm^2)

f_{cds}= 68.20 (Kgf/cm^2)

iv. **PÉRDIDA POR RELAJACIÓN DE LOS CABLES DE PRETENSADO**

$$CR = 352 - 0.1 \times ES - 0.05 \times (SH + CR_c) = 118.0 \ (Kgf/cm^2)$$

Donde, $$ES = \frac{Es}{Eci} \times f_{CIR} = \frac{2100000}{308160} \times 176.7 = 1204.15 (Kgf / cm^2)$$

SH = 562 (Kgf/cm^2)

CR_c = 1635.0 (Kgf/cm^2)

v. PÉRDIDAS TOTALES FINALES

$$D_{ff} = \Delta\sigma + SH + CR_c + CR = 37.17 + 562 + 1643.3 + 121.3 = 2352.17\ (Kgf/cm^2)$$

8.2.1.1.8 TENSIÓN FINAL

$$T_{ff} = T_0 - D_{ff} = 14250 - 2352.17 = 11897.83\ (Kgf/cm^2)$$

8.2.1.1.9 FUERZA PRETENSORA FINAL

$$P_{ff} = T_{ff} \times A^* = 11897.83 \times 40.6 = 483051.9\ (Kgf) = 483.05\ (Tf)$$

Donde; T_{ff} = Tensión Final

A^* = Área total de cables de pretensado = 1.4 (cm^2) × 29 un. = 40.6 (cm^2)

8.2.1.1.10 MOMENTO PRETENSOR FINAL

$$M_{ff} = P_{ff} \times e_f = 482.58 \times 0.9465 = 456.76\ (Tf{\times}m)$$

Donde; P_{ff} = Fuerza pretensora inicial

E_f = Excentricidad de los cables = 0.9318 (m)

8.2.1.1.11 TENSIONES FINALES EN EL CENTRO DE LA VIGA

Tabla N° 8.13

Estados Tensionales Finales

	Fibra Superior (Kgf/cm²)		Fibra Inferior (Kgf/cm2)	
PP viga	M/W_{sup}	44.81	M/W_{inf}	-41.21
Tensado c/p	P/A_{viga}	110.06	P/A_{viga}	110.06
	Mp/W_{sup}	-142.56	M/W_{inf}	131.13
Losa	Ml/W_{sup}	71.05	Ml/W_{inf}	-65.35
Perdidas	$\Delta p/A_{comp}$=	-8.91	$\Delta p/A_{comp}$=	-8.91
	$M\Delta p/W_{sup}$=	8.51	$M\Delta p/W_{inf}$=	-24.84
Terminaciones	Mt/W_{sup}	8.37	Mt/W_{inf}	-24.41
SC Camión	Msc/W_{sup}	28.77	Msc/W_{inf}	-83.95

		Sb=	-214.92
Sserv=	91.31		76.46
Sfinal=	120.08		-7.49
Sadm serv=	200		-19.27
Sadm final=	348		-19.27

8.2.2 VERIFICACIÓN DE MOMENTO ULTIMO

Solicitación Mayorada segun Tabla N° 10

C3 : 1.3 × (Mdl + 1.67 × Msc)

Mdl = Me1 + Me2 + Me3 = 317.47 (Tf×m)

Msc = Mc1 = 255.18 (Tf×m)

Mc3 = 1.3 × (317.47 + 1.67 × 255.18) = 966.7 (Tf×m)

8.2.3 ALTURA DEL DIAGRAMA DE COMPRESIONES

$$a = A_s \times f^*su \ / (0.85 \times f'c \times b) = 7.76 \text{ (cm)} < 22 \text{ (cm)} \qquad \textbf{B°}$$

Cumple como Viga Rectangular

Donde, f^*su = 18527.53 (Kgf/cm^2)

As = 37.80 (cm^2) Acero Pretensado

b = 183.17 (cm) Ancho Colaborante

d = 163.11 (cm) Distancia fibra comprimida – centroide cables

f'c= 580 (Kgf/cm^2)

Momento Nominal

$$Mn = A_s \times f^*su \times (d - a/2) = 37.80 \times 18527.53 \times (163.11 - 7.76/2) = 111518000 \text{ (Kgf×cm)}$$

Mn = 1115.18 (Tf×m)

8.2.4 VERIFICACIÓN RESISTENCIA ULTIMA

$$\phi Mn = 0.95 \times Mn = 0.95 \times 1115.18 = 1059.421 \text{ (Tf×m)} > Mu = 966.7 \text{ (Tf×m)} \quad \textbf{B°}$$

8.2.5 **DISEÑO POR ESFUERZO DE CORTE**

8.2.5.1 **SOLICITACIONES DE CORTE**

El diseño de los estribos de corte se realiza mediante le método a la rotura, lo primero que se debe realizar es obtener los esfuerzos de corte mayorados mediante los coeficientes definidos en la Tabla N° 10, para realizar la siguiente tabla se asume una distribución lineal entre el corte en la sección inicial y el corte en el centro de la viga.

Tabla N° 8.14

Solicitaciones de Corte

Seccion X (m)	Vdl (Tf)	Vadl (Tf)	Vsc (Tf)	Vu (Tf)
0.865	37.19	11.05	40.63	150.92
2.43	32.04	9.52	37.34	135.10
4.86	24.03	7.14	32.25	110.53
7.29	16.02	4.76	27.15	85.96
9.72	8.01	2.38	22.06	61.39
12.15	0.00	0.00	16.96	36.82

8.2.5.2 **CONTRIBUCIÓN DEL HORMIGÓN AL CORTE**

Utilizando las fórmulas indicadas en el capitulo 3.11.1 se obtiene la siguiente tabla para ña contribución del hormigón al corte.

Tabla N° 8.15

Resistencia del Hormigón al Corte

Sección X (m)	Vi (Tf)	fd (Kg/cm^2)	fpe (Kg/cm^2)	Mcr (Tf×m)	Mmáx (Tf×m)	Vci (Tf)	fpc (Kgf/cm^2)	Vcw (Tf)	Vc (Tf)
0.865	102.57	16.37	140.2	492.8048	132.7470	437.9	25.636	71.04	71.04
2.43	93.45	43.24	174.3	514.8122	337.4542	193.01	34.06	76.87	76.87
4.86	79.29	77.96	191.4	461.1236	641.8912	97.014	41.312	81.89	81.89
7.29	65.13	104.16	208.4	433.3481	812.0366	64.423	47.122	85.91	64.42
9.72	50.98	121.83	208.4	379.6385	899.8779	40.78	49.285	87.40	40.78
12.15	36.82	130.97	208.4	351.8419	966.7102	22.286	50.006	87.90	22.29

8.2.5.3 **ESTRIBOS DE CORTE**

Para calcular el área de los estribos de corte se debe utilizar la fórmula definida en el capitulo 3.11.2, una vez resuelto es posible obtener el diámetro y la separación de los estribos mediante la Tabla N° 22 de área y espaciamiento, se debe tener presente que hay que considerar dos ramas para la decisión de los espaciamientos.

Tabla N° 8.16

Estribos de corte

Sección X (m)	Vu (Tf)	Vc (Tf)	Avt (cm^2)	Avmin (cm^2)	Barras
0.865	150.92	71.04	16.50	1.83	**ø12@10**
2.43	135.10	76.87	12.71	1.83	**ø12@15**
4.86	110.53	81.89	7.46	1.83	**ø10@20**
7.29	85.96	64.42	5.68	1.83	**ø8@15**
9.72	61.39	40.78	4.87	1.83	**ø8@20**
12.15	36.82	22.29	3.26	1.83	**ø8@20**

8.2.6 **ELONGACIÓN DE LOS CABLES**

Según las fórmulas indicadas en el capitulo 4.13 se tiene lo siguiente:

$$DL = \frac{D_{PI} \times L}{A_C \times E_S} = \frac{15950 \times 16950}{1.4 \times 2100000} = 91.96(cm)$$

$$D_{pi} = T_i \times A_c - P_{inicial} = 14250 \times 1.4 - 4000 = 15950\ (Kgf)$$

Por lo tanto cada uno de los cables de tensado de elongará 91.96 (cm.) lo cual debe ser medido y estrictamente controlado en terreno

8.2.7 **CONTRAFLECHA EN BANCADA**

Se evalúan las fórmulas para los valores obtenidos en el centro de la viga resultando las siguientes deformaciones en bancada:

$$d_{pp} = \frac{5 \times q_{pp} \times L_c^{\,4}}{384 \times E \times I_{ti}} = \frac{5 \times 12.746 \times 2430^4}{384 \times 297711 \times 16515900} = 1.18(cm)$$

$$d_{tensado} = \frac{M_{pi} \times L_c^{\,2}}{8 \times E \times I_{ti}} = \frac{29935700 \times 2430^2}{8 \times 297711 \times 16515900} = 4.49(cm)$$

$$\mathbf{d_{transferencia} = d_{pp} - d_{tensado} = 1.14 - 4.36 = -3.22(cm)}$$

Esta es la deformación obtenida en el centro de la viga, como es lógico pensar es una contraflecha, lo que nos indica que la viga, en fábrica, salta con una concavidad hacia arriba, este punto es positivo dado que absorberá las deformaciones que ocurren con las cargas de servicio.

8.2.8 **CUANTÍAS MÍNIMAS PARA EFECTO DE FISURACIÓN**

$$F.S. = \frac{\phi \times M_n}{M_{cr}^{\,*}} = \frac{1059.42}{779.97} = 1.358 > 1.2$$

CAPITULO IX

CAPITULO IX
COMPARACIÓN DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES

A partir de los ensayos de laboratorio, los cuales nos reflejan que la incorporación del aditivo VISCOCRETE 5, fue realmente exitoso considerando que se logró un concreto Autocompactante y además refiriéndose a la resistencia cilíndrica a los 28 días la cual aumento en aproximadamente un 15% con respecto a la resistencia cilíndrica con la cual se trabaja en este momento; el problema radica en la resistencia requerida en el instante de destesar las vigas (3 días) la cual es aproximadamente un 7% menor.

Tabla 9.1

RESULTADOS DE LABORATORIO

	No Compacatante (Sistema Actual)	Autocompacatante (Sistema Propuesto)
fci= Resistencia Cilíndrica Inicial (3 días)	375 (Kgf/cm^2)	350 (Kgf/cm^2)
fc= Resistencia Cilíndrica 28 días	500 (Kgf/cm^2)	580 (Kgf/cm^2)

Este inconveniente no es menor dado que una de las soluciones es aumentar los tiempos de destesado lo cual es totalmente inviable por un problema principalmente económico por el hecho que las vigas son fabricadas en serie.

Estas resistencias iniciales menores nos trae como consecuencia esfuerzos de compresión y tracción menores en el estado de transferencia por lo que la solución adoptada pasa por un silenciamiento o entubamiento de mayor longitud.

La longitud real entubada para el caso actual es de 2.0 (m) mientras que la longitud para el caso propuesto es de 5.5 (m), en consecuencia la diferencia es de 3.5 (m).

A continuación se presenta una comparación de la longitud de entubamiento.

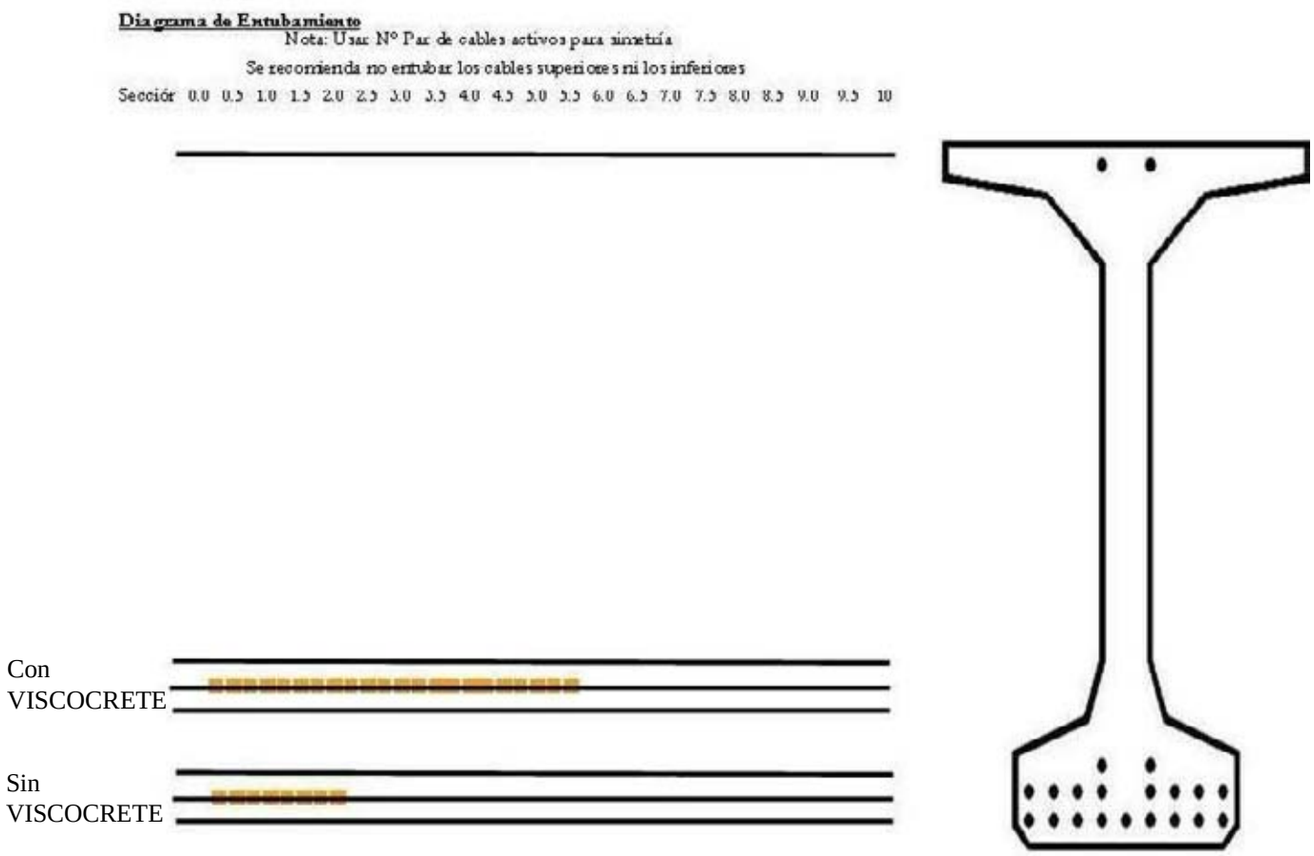


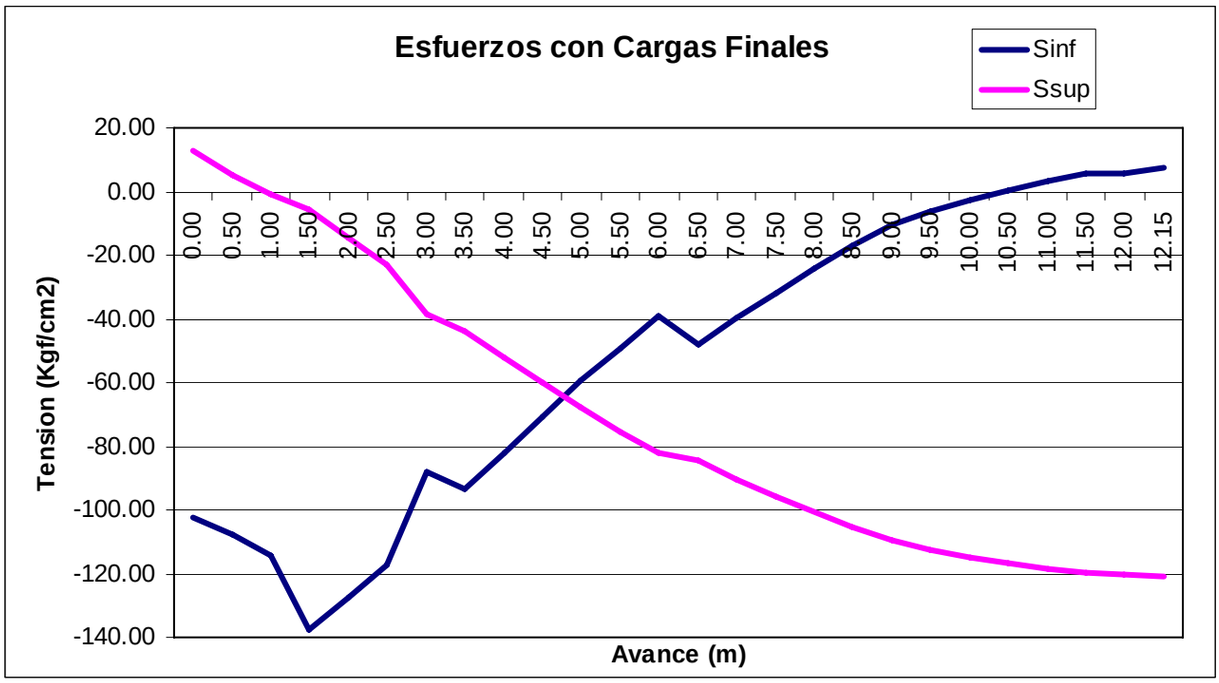
Figura N° 9.1 Comparación Cables Entubados

La figura N° 9.1 nos lleva a hacernos la siguiente interrogante:

¿Entubar cables en una longitud mayor nos provoca problemas con los esfuerzos en los estados de carga posteriores, entendiéndose como estados posteriores como las cargas máximas del camión AASHTO?

Para resolver este problema se ideó un sistema de gráficos para las cargas finales en los cuales se discretiza los momentos de diseño para las distintas cargas con el objetivo de obtener los esfuerzos tanto de tracción como compresión punto a punto mediante un avance dado para así verificar que estas tensiones se encuentren dentro de un rango preestablecido, el gráfico obtenido es el siguiente:

Gráfico 9.1



En el presente se muestra en color azul las tensiones en la fibra inferior, mientras que en color magenta se muestra las tensiones en la fibra superior

Análisis de la Fibra Superior

Se puede concluir que el entubamiento excesivo de la viga no trae como consecuencia un diferencia sustancial en los esfuerzos en la fibra superior, lo cual parece lógico dado que el cables entubados corresponden solamente a entubamiento de cables inferiores. El análisis en el apoyo se realiza a una longitud "d" del apoyo siendo este valor igual al canto de la viga, que en nuestro caso es de 151 (cm). Se tiene que en el apoyo se tiene un esfuerzo en compresión casi nulo, mientras que en el centro de la viga en esfuerzo máximo en compresión es de $\sigma_{máx.}$= -120.08 (Kgf/cm^2), el cual es menor al valor admisible en compresión $\sigma_{Adm.}$= -348 (Kgf/cm^2), por los que la fibra superior no es influenciada por el entubamiento excesivo, y por ende cumple con los requerimientos tanto en tracción como en compresión.

$$\sigma_{\max} \approx 0(Kgf/cm^2) < \sigma_{adm} = 19.27(Kgf/cm^2) \longrightarrow Tracción$$

$$\sigma_{\max} \approx -120.08(Kgf/cm^2) < \sigma_{adm} = -348(Kgf/cm^2) \longrightarrow Compresión$$

Análisis de la Fibra Inferior

El análisis de la fibra inferior es realmente importante dado que influye en gran medida en la curva, cabe hacer notar que la curva de tensiones en la fibra inferior debiera ser una línea curva sin perturbaciones.

Las perturbaciones son producidas debido al entubamiento de cables, esto significa que dejan de trabajar.

Al analizar la curva en los apoyos de la viga nos percatamos que el silenciamiento en la viga restringe la compresión en el cordón superior la cual es σ_{max} = -137 (Kgf/cm^2) el cual es menor al valor admisible en compresión σ_{Adm}.= -348 (Kgf/cm^2). A medida que se avanza hacia en centro de la viga se pueden apreciar ciertos saltos en la grafica los cuales son producto del entubamiento de los cables, estos saltos en la realidad no son tan bruscos dado que se consideró una longitud de anclaje fija de los cables igual a 50ø, lo cual es 76.2 (cm).

En cambio en centro de la viga los esfuerzos no son influenciados por el entubamiento dado que este se encuentra muy lejano a los esfuerzos de tracción, los que están diseñados en forma óptima. Los esfuerzos en tracción obtenidos con cargas finales en el centro de la viga es σ_{Max}= +7.49 (Kgf/cm^2) menor al valor admisible σ_{Adm} = +19.27 (Kgf/cm^2).

$$\sigma_{max} = 7.49(Kgf/cm^2) < \sigma_{adm} = 19.27(Kgf/cm^2) \longrightarrow Tracción$$

$$\sigma_{max} \approx -137(Kgf/cm^2) < \sigma_{adm} = -348(Kgf/cm^2) \longrightarrow Compresión$$

Como conclusión del silenciamiento excesivo se tiene que no influye en los esfuerzos finales de la viga precomprimida, dado que el entubamiento se realiza en los apoyos y los esfuerzos que controlan el diseño, esfuerzos en tracción, se encuentra en el centro de la viga además y las longitudes de anclaje son suficientes para dar la total confianza de transmitir la fuerza pretensora.

Cabe cuestionarse que la presente memoria de titulo esta relacionada solo a un caso de diseño, en los cuales no se consideró variable la luz de cálculo ni el canto de la viga, por lo que se debe realizar un análisis de cómo varía la longitud de entubamiento en función de la luz de la vigas, dado que la idea no es agregar cables a las vigas con el fin de mantener constante el costo de los cables.

Análisis de Costos

No Compactante (Sistema Actual)	
Cemento Melón Extra	390 (Kgf/m^3)
Gravilla ¾”	634 (Kgf/m^3)
Gravilla ½”	451 (Kgf/m^3)
Arena Gruesa	544 (Kgf/m^3)
Arena Fina	175 (Kgf/m^3)
Agua	176 (Lt/m^3)
RheoBuild 877	9.8 (Kgf/m^3)

Autocompactante (Sistema Propuesto)	
Cemento Melón Extra	430 (Kgf/m^3)
Gravilla ¾”	659 (Kgf/m^3)
Gravilla ½”	0 (Kgf/m^3)
Arena Gruesa	889 (Kgf/m^3)
Arena Fina	373 (Kgf/m^3)
Agua	122 (Lt/m^3)
VISCOCRETE 5	6.3 (Kgf/m^3)

Al comparar ambas dosificaciones se desprende que la diferencia principal entre el sistema actual y el propuesto radica en:

- La cantidad adicional de cemento utilizado para el hormigón autocompactante la cual es de 40 (Kgf/m^3).
- Pese a que la cantidad de aditivo es menor, el aditivo propuesto es de un valor mayor por lo que este parámetro permanece prácticamente constante.
- La cantidad de agregados permanece prácticamente constante.

El lograr un hormigón Autocompactante permite ahorrar vibración, esto significa la disminución de vibradores de inmersión así como también disminuir el grupo de trabajo de la faena de hormigonado de tres personas a solamente una.

Análisis de Ventajas y Desventajas

Ventajas

1. Las ventajas de trabajar con hormigón Autocompactante van directamente relacionadas con la trabajabilidad y van relacionadas con la alta fluidez de la mezcla, entre estas podemos mencionar:

- Facilidad de operación de la faena de hormigonado
- Mejor terminación de las superficies
- Mayor rapidez de hormigonado
- Menos contaminación acústica
- Ahorro en personal y equipos
- Óptima calidad de los elementos hormigonados
- Alta impermeabilidad y durabilidad de las estructuras.

2. Además se logran resistencias cilíndricas a los 28 días mayores, comparadas con el estado actual, los que nos permite lograr un factor de seguridad final mayor, este factor de seguridad mayor permite primero que nada obtener una viga más segura y en segundo lugar se controla en mejor grado la tracción en la fibra traccionada.

Desventajas

1. La principal desventaja del aditivo utilizado VISCOCRETE 5, corresponde a las bajas resistencias cilíndricas obtenidas al tiempo de destesado, 3 días, lo que trae consigo una longitud de entubamiento mayor la cual se analiza mediante el gráfico 9.1, producto de lo cual se debe realizar un análisis punto a punto de los esfuerzos tanto en transferencia como con cargas finales

Finalmente podemos acotar que con los avances de la tecnología desde el punto de vista de los aditivos que podemos incluir en el concreto es posible obtener una gran versatilidad en la calidad y usos de este logrando casi todo lo que podamos imaginar.

BIBLIOGRAFÍA

1 AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO) *"Standard Specifications for Highway Bridges"*. Edición 1996.

2 DELIBES LINIERS A., "*Tecnología y Propiedades Mecánicas del Hormigón"*, 1993.

3 GONZÁLEZ ROJAS A. y RODRÍGUEZ LABRA C.; "*Diseño de Superestructura de Puentes de 30 metros de luz sin travesaños"*, memoria para obtener el titulo de Ingeniero Civil en Obras Civiles, 1998.

4 SEGUEL RAMIREZ J., "*Cálculo y Diseño Gráfico de Superestructuras Típicas de Puentes Carreteros*", memoria para optar al titulo de Ingeniero Civil, 1994.

ANEXOS

CALCULO DE VIGAS PRETENSADAS SIMPLEMENTE APOYADAS

A.1

Solución de Viga | Viga N - 151 | **B°** | **SITUACION ACTUAL**

Caracteristicas de los Materiales

Hormigón	Viga:	fc=	500	(Kgf/cm^2)	Ec=	355833	(Kgf/cm^2)
		fci=	375	(Kgf/cm^2)	Eci=	308160	(Kgf/cm^2)
	Losa:	f'c=	250	(Kgf/cm^2)			
Acero	A63-42H	fy=	4200	(Kgf/cm^2)			
	Cables	fy=	19000	(Kgf/cm^2)			
Módulo de Elasticidad		E_{acero}=	2100000	(Kgf/cm^2)			

Caracteristicas Geométricas

Tablero	Ancho Tablero	B=	10,6	(m)			
	Eje Viga- Borde Tablero		1,7	(m)			
	Número de Vigas		3	un.			
	Separación de Vigas	S=	3,60	(m)	S_{Borde}=	3,50	(m)
	Espesores				$S_{utilizado}$=	3,50	(m)
	Losa colaborante	eL=	0,220	(m)			
	Losa carga		0,231	(m)			
	Pavimento		0,050	(m)			
	H_{total}		1,73	(m)			
Viga	Longitud	Lv=	25,0	(m)			
	Luz de Cálculo	Lc=	24,3	(m)			

Definición de Pesos

Peso Propio Hormigón		2,5	(Tf/m^3)	
Peso Propio Pavimento		2,4	(Tf/m^3)	
Coeficiente de Impacto	I=	1,244192		I=(1+15.24/(L+38.11)) < 1.3

Caracteristicas del Tensado de los Cables

Diámetro del Cable	ø=	0.6"		
Área del Cable	Ac=	1,4	(cm^2)	
Fuerza de Rotura del Cabl	Protura=	$Ac_{0.6}$×fsu	26600	(Kgf/cm^2)

Cuadro de Pretensado

Fila	1	2	3	4	5	6
ϕ Cable	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
Cota	5	11	17	146		
	Numero de Cables					
Lc/2	11	10	6	2		

nc= 29

Excentricidad de los Cables Ycg-Ycg_{cables}

ei=	53,17	(cm)	(Viga Sola)	Ycg cables=	19,28 (cm)
ef=	94,65	(cm)	(Viga Compuesta)		

Ancho Colaborante

Viga Central B_{colab}=Min(D1+S/2,D1+bw/2+6eL,12eL+bw,6eL+bw/2+S/2)

Viga Central B_{colab}=Min(Lc/4,12eL+bw,S) bw= 0,15 (m)

Lc/4=	6,075	(m)	Bcolab=	2,79	(m)
12eL+bw=	2,79	(m)	B"colab=	2,79 /sqrt(fcv/fcl)	1,414
D1+S/2=	3,50	(m)	**B''colab=**	**1,973 (m)**	

Propiedades Sección Homogeneizada Final A.2

	Bruta	Cables	Con Cables	Compuesta
Área (m^2)	**0,487962**	**0,004060**	**0,511569**	**0,941885**
Inercia (m^4)	**0,154915**	**0,000491**	**0,164768**	**0,351077**
Wa sup. (m^3)	**0,203885**	**---**	**0,209751**	**0,946856**
Wb inf. (m^3)	**0,206503**	**---**	**0,227435**	**0,308173**
Dist Eje Neutro F. Inf.	**0,750183**	**0,192759**	**0,724460**	**1,139219**

Cargas Externas y de Tensado

P1: Peso Real de la Viga Utilizada = 1,2746 (Tf/m)

P2: Peso de la losa sobre la Viga Calculada= 2,0213 (Tf/m)

Momentos Máximos(Tf×m)

M1=	94,08	Momento Máximo debido al Peso Propio de la Viga	Mdl=	317,47	(Tf×m)
M2=	149,19	Momento Máximo debido al Peso de la Losa	Msc=	255,18	(Tf×m)
M3=	74,20	Momento Máximo debido al Peso de Pavimentos y Aceras		572,65	
M4=	255,18	Momento Máximo debido a la carga móvil			
Total=	572,65	(Tf×m)	q=	3,2959	(Tf/m)

Corte Máximo(Tf×m) q= 1,0053 (Tf/m)

V1=	15,49	Corte Máximo debido al Peso Propio de la Viga
V2=	24,56	Corte debido al Peso de la Losa
V3=	11,90	Corte Máximo debido al Peso de Pavimentos y Aceras
V4=	42,44	Corte Máximo debido a la carga móvil
Total=	94,38	(Tf×m)

Tensiones sobre la viga

En Bancada

a.-) Tensión Inicial

To= 14250 (Kgf/cm^2)

b.-) Perdidas de Tensión a Corto Plazo

b.1.-) Acortamiento Elástico Consideradas Intrinsecamente

b.2.-) Penetración de Cuñas

Penetración de cuña según Fabrica D= 3 (mm)

Longitud de la Bancada L= 169,5 (m)

Módulo Elasticidad Acero Es= 2100000 (Kgf/cm^2)

Perdida por Penetración: (D/L)×Es= 37,17 (Kgf/cm^2)

b.3.-) Relajación desde tensado hasta transferencia Segun Norma AASHTO LRFD 1994

Di2= Log(24.0×t)*(fpj/fpy-0.55)*fpj/40

t= 7 (días) desde tesado hasta destesado

fpj= 1421 (Mpa)

fpj/fpi= 0,831

Di2= 222,14 (Kgf/cm^2)

b.4.-) Retracción del Hormigón

Según PCI USH=27000-3000×Ec/10^6>12000 Psi

Shi=USH*SSF*PSH Ec= 4522746 (Psi)

USH= 13431,762 (Psi) > 12000 (Psi)

b.5.-) Pérdidas totales iniciales en transferencia A.3

			Conservadoramente
Dfi=	356	(Kgf/cm^2)	2,5%

Tensión en Transferencia 13894 (Kgf/cm^2)

Fuerza Pret. Inicial= 564,09 (Tf)
Momento Pret. Inicial= -299,9253 (Tf×m)

c.-)Tensiones en vigas inmediatamente despues de la transferencia

	Fibra Superior (Kgf/cm^2)		Fibra Inferior (Kgf/cm2)	
PP viga	M/W_{sup}	44,85	M/W_{inf}	-41,37
Tensado	P/A_{viga}	110,27	P/A_{viga}	110,27
	M/W_{sup}	-142,99	M/W_{inf}	131,87

Tensiones Admisibles en el Hormigó en (Kgf/cm^2) en Transferencia		
Traccion	0.80(fci)^0.5	15,49
Compresion	0.60×fci	225

Apoyos	σ_{apoyos}=	-32,73	242,14
	$\sigma_{admisible}$=	-15,49	225,00
		Silenciar Cables*	**Silenciar Cables***
Centro	σ_{centro}=	12,13	200,77
	$\sigma_{admisible}$=	225,00	225,00
		No requiere Silenciar	No Requiere Silenciar

* Ver Hoja Silenciamiento de Cables

Tensiones Máximas despues del Silenciamiento (Apoyo)

$\sigma_{Superior}$=	**-15,38**	(Kgf/cm^2)	<	**-15,49**	(Kgf/cm^2)	**B°**
$\sigma_{Inferior}$=	**224,22**	(Kgf/cm^2)	<	**225,00**	(Kgf/cm^2)	**B°**

<u>Tensiones sobre la viga</u>
<u>Con Cargas Máximas</u>

Penetración de Cuñas
Df1= 37,17 (Kg/cm2)

Retracción del Hormigón
Df2= 1195-10.55×RH= 562 (Kg/cm2)
RH(%)= 60

Fluencia del Hormigón
Df3= 12×fcir-7×fcds= 1643,3 (Kg/cm2)

fcir=Pi×(1/Ati+ei^2/Iti)-Mpp×ei/Iti= 176,7 (Kg/cm2)

Pi=	564086	(Kgf)	Ati=	5116	(cm2)
ei=	53,17	(cm)	Iti=	16476767	(cm4)
Mpp=	9408166	(Kgf×cm)			

fcds=Mlosa×ei/Iti+Mterm×ef/Itf= 68,1 (Kgf/cm2)

Mlosa=	14919099	(Kgf×cm)	ef=	94,65	(cm)
Mterm=	7420000	(Kgf×cm)	Itf=	35107668	(cm4)

Relajación Acero Pretensado A.4

Df4=352-0.1×ES-0.05×(Df2+Df3)= 121,3 (Kg/cm2)

ES=(ES/Eci)×fcir 1204,1 (Kg/cm2)

Perdidad Totales Finales

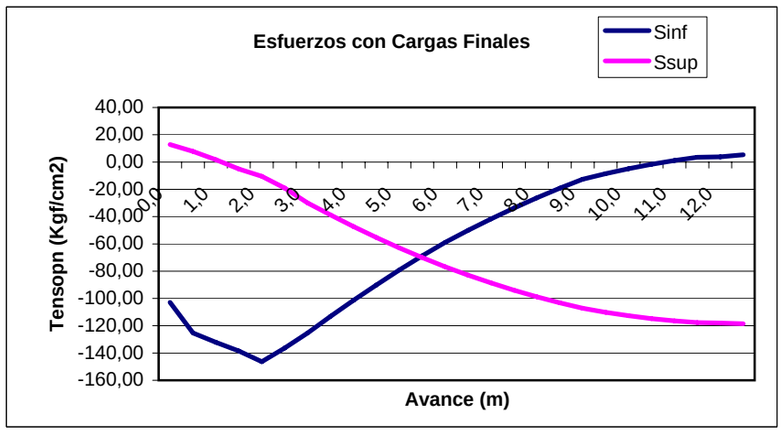
Dff=Df1+Df2+Df3+Df4= **2364** (Kg/cm^2)

Tension Final Tff=To-Dff **11886,24** (Kg/cm^2)

Pretens. Final Pf= **482,58** (Tf) **Tff×A_{cables}** A_{cables}= **40,60** (cm^2)

Mto. Preesf.= Mpf= **-456,74** (Tf×m) **Mpf=Pf×ef**

Mto. Dif= MΔp= **77,14** (Tf×m) **MΔp=(Dff-Dfi)×A_{cables}×ef**



b.-)Tensiones finales en el Centro de la Viga

	Fibra Superior (Kgf/cm^2)		Fibra Inferior (Kgf/cm2)	
PP viga	M/W_{sup}	44,85	M/W_{inf}	-41,37
Tensado c/p	P/A_{viga}	110,27	P/A_{viga}	110,27
	Mp/W_{sup}	-142,99	M/W_{inf}	131,87
Losa	Ml/W_{sup}	71,13	Ml/W_{inf}	-65,60
Perdidas	Δp/A_{comp}=	-8,65	Δp/A_{comp}=	-8,65
	MΔp/W_{sup}=	8,15	MΔp/W_{inf}=	-25,03
Terminaciones	Mt/W_{sup}	7,84	Mt/W_{inf}	-24,08
SC Camión	Msc/W_{sup}	26,95	Msc/W_{inf}	-82,80
			Sb=	-213,84
Sserv=		90,59		77,41
Sfinal=		117,54		-5,39
Sadm serv=		200		-17,89
Sadm final=		300		-17,89
E° serv=		B°	E° serv=	B°
E° final=		B°	E° final=	B°

Δp= **2008** (Kg/cm^2)

Tension Inferior sin Pretensado

Traccion	0.80(fc)^0.5	17,89
Compresion	0.60×fc	300

Cálculo Elongación en Cables

DL=Dpi×L/(Ac×Es) DL= 92,0 (cm)

Dpi=Ti×Act-$P_{inicial}$ $P_{inicial}$= 4000 (Kgf) Típico Fábrica

Para cables de 0.6": Pi=Ti×Act= 19950 (Kgf) = Fuerza Inicial en Bancada

DPi= 15950 (Kgf)

L= 16950 (cm) Longitud Total Bancada

Es= 2100000 (Kg/cm^2) Módulo Elasticidad Acero

Ac= 1,4 (cm^2) Area Cable

Contraflecha A.5

Inmediatamente despues de la Transferencia

PP viga $Dpp=5\times q_{pp}\times Lc^4/(384\times Eci\times Iti)=$ 1,14 (cm)

Pretensado $Dpret=Mpi\times Lc^2/(8\times Eci\times Iti)=$ -4,36 (cm)

$d_{fabrica}=$ -3,22 (cm)

Esfuerzo Cortante

Vdlo= 40,04 (Tf)

Vdterm= 11,90 (Tf)

Vsc apoyo= 42,44 (Tf) $Vu=1.3\times(Vdl+Vadl+1.67\times Vsc)$

Vsc Lc/2= 16,96 (Tf)

Seccion X (m)	Vdl (Tf)	Vadl (Tf)	Vsc (Tf)	Vu (Tf)
0,865	37,19	11,05	40,63	150,92
2,43	32,04	9,52	37,34	135,10
4,86	24,03	7,14	32,25	110,53
7,29	16,02	4,76	27,15	85,96
9,72	8,01	2,38	22,06	61,39
12,15	0,00	0,00	16,96	36,82

Propiedades de los cables no entubados

Seccion X (m)	As (cm^2)	Pf (Tf)	ecables (cm)	dcables (cm)	e (cm)
0,865	32,20	382,74	20,913	152,087	51,533
2,43	37,80	449,30	19,889	153,111	52,557
4,86	40,60	482,58	19,276	153,724	53,170
7,29	40,60	482,58	19,276	153,724	53,170
9,72	40,60	482,58	19,276	153,724	53,170
12,15	40,60	482,58	19,276	153,724	53,170

Resistencia del Hormigón de la Viga

Seccion X (m)	Vi (Tf)	fd (Kg/cm^2)	fpe (Kg/cm^2)	Mcr (Tf×m)	Mmáx (Tf×m)	Vci (Tf)	fpc (Kgf/cm^2)	Vcw (Tf)	Vc (Tf)
0,865	102,57	16,40	157,9	545,7725	132,7470	478,19	26,1549	67,59	67,59
2,43	93,45	43,32	192,2	568,25059	337,4542	207,169	34,4167	73,31	73,31
4,86	79,29	78,09	209,3	513,83277	641,8912	102,89	41,6978	78,34	78,34
7,29	65,13	104,30	209,3	433,06621	812,0366	63,7647	45,4334	80,93	63,76
9,72	50,98	121,95	209,3	378,67027	899,8779	40,0901	47,6748	82,48	40,09
12,15	36,82	131,04	209,3	350,64496	966,7102	21,6051	48,4219	82,99	21,61

$fpe=Pf(1/Ah+eh/Winf)-(\Delta perd*As)(1/Ahc+ehc/Wcinf)=$ 209,3 (Kgf/cm^2)

Pf= 482581,34 (Kgf) Ah= 5115,69 (cm^2)

Winf= 227435,23 (cm^3) Ahc= 9418,8 (cm^2)

Winfc= 308173,21 (cm^3) eh= 72,45 (cm)

Δperd= 2007,51 (Kgf/cm^2) ehc= 113,92 (cm)

$fpc=Pf/Ag-Pf\times e\times c/Ig+Md\times c/Ig=$ 90,981448 (Kgf/cm^2)

Ag= 5115,69445 (cm^2)

Ig= 16476766,7 (cm^4)

Estribos de Corte A.6

Av=(Vu-0.85×Vc)×s/(0.85×fy×d)

Seccion X (m)	Vu (Tf)	Vc (Tf)	Avt (cm^2)	Avmin (cm^2)	Barras
0,865	150,92	67,59	17,03	1,83	**ø12@10**
2,43	135,10	73,31	13,26	1,83	**ø12@10**
4,86	110,53	78,34	8,01	1,83	**ø12@15**
7,29	85,96	63,76	5,79	1,83	**ø12@20**
9,72	61,39	40,09	4,98	1,83	**ø8@15**
12,15	36,82	21,61	3,36	1,83	**ø8@20**

s_{max}= 100 (cm)
d= 153,7 (cm)
c= 41,5 (cm)
bv= 114 (cm)

Armadura Rasante

Seccion X (m)	V (Tf)	vdh (Kgf/cm2)	Av (cm^2)	vdh adm (Kgf/cm2)	Areq (cm^2)	Barras
0,865	88,87	5,07	22,60	11,20	0	**ø8@20**
2,43	78,90	4,50	22,60	11,20	0,00	**ø8@20**
4,86	63,41	3,62	15,06	11,20	0,00	**ø8@20**
7,29	47,93	2,74	11,30	2,53	2,78	**ø8@20**
9,72	32,44	1,85	6,66	2,53	0,00	**ø8@20**
12,15	16,96	0,97	5,00	2,53	0,00	**ø8@20**

0
0
0
0
0
0
0

Verificación del Momento Ultimo

a) Solicitacion Mayorada:

Mu=1.3*(Mdl+1.67Msc)= **966,71 (Tf×m)**

b) Altura del Diagrama de Compresiones

a=As*×fsu/(0.85×f'c×b)

donde fsu=fs'×(1-0.6×ρ×f's/f'c)

b= 197,28 (cm) Distancia fibra comprimida al centroide de los cables
d= 163,11 (cm) Ancho Efectivo Seccion Compuesta
f's= 19000 (Kgf/cm^2)
f'c= 500 (Kgf/cm^2)
As*= 37,80 (cm2)
ρ= 0,0011747

fsu= 18491,13 (Kgf/cm^2)

Luego a= 8,34 (cm) **<** 22 (cm) **B°**

Cumple como Viga Rectangular

c) Momento Nominal

Mn= As×fsu×(d-a/2)= 1110,95 (Tf*m)

d) Verificacion Resistencia Ultima

ϕ Mn= 0.95 × Mn = 1055,41 (Tf*m) > Mu= 966,71 (Tf*m) **B°**

Cuantias Máximas y Mínimas A.7

Cuantias Máximas

Para Comportamiento como viga Rectangular

$\rho \times fsu/f'c =$	0,04	**<**	$0.36 \times \beta 1 =$ 0,26	**B°**
$\beta 1 = 0.85 - 0.05 \times f'c/178.7 =$	0,71	**>**	0,65	**B°**

Cuantias Mínimas para efectos de Fisuración

La Armadura total debe permitir desarrollar un momento último en la sección crítica de como mínimo 1.2 veces el momento de fisuración calculado con el módulo de rotura

ϕ Mn= 0.95 × Mn = 1055,41 (Tf×m) > Mcr*= 782,73 (Tf×m)

Factor de Seguridad= 1,34837 > 1,2 B°

Mcr*=(fr+fpe)×Wfc-Md/nc×(Wi/Wfc-1)= 782,73017 (Tf×m)

$fr = 2*(f'c)^{0.5} =$	44,721	(Kgf/cm^2)	nc=	29
fpe=	209,3	(Kgf/cm^2)		
Wfc=	308173	(cm^3)		
Wi=	227435	(cm^3)		
Md/nc=	74,20	(Tf×m)		

Silenciamiento de la Viga

Lc= 24,3 (m) Area= 1,4 (cm^2) Area Sección= 5115,7 (cm^2)

Winf= 227435 (cm^3) Wsup= 209751 (cm^3) $L_{anclaje}$= 76,2 (cm)

x	Cables Activos en cada Sección					Mpp	N°	Pi	ei	Ai	ecables	σinf	Entubar	σsup	Entubar
(m)	Fila1	Fila2	Fila3	Fila4	Fila5	(Tf×m)	cables	(Tf)	(m)	(cm^2)	(m)	(Kgf/cm2)	Cables	(Kgf/cm2	Cables
Cotas →	5	11	17	23	146										
0,0	11	4	0	0	2	0,000	17	330,7	0,494	23,8	23,00	136,52		-13,31	
0,5	11	4	4	0	2	7,584	21	408,5	0,506	29,4	21,86	167,36		-15,05	
1,0	11	6	4	0	2	14,849	23	447,4	0,515	32,2	20,91	182,28		-15,38	
1,5	11	6	6	0	2	21,796	25	486,3	0,518	35,0	20,60	196,31		-14,75	
2,0	11	8	6	0	2	28,424	27	525,2	0,526	37,8	19,89	211,51		-15,38	
2,5	11	8	6	0	2	34,734	27	525,2	0,526	37,8	19,89	208,74		-12,37	
3,0	11	10	6	0	2	40,724	29	564,1	0,532	40,6	19,28	224,22		-13,31	
3,5	11	10	6	0	2	46,396	29	564,1	0,532	40,6	19,28	221,72		-10,60	
4,0	11	10	6	0	2	51,750	29	564,1	0,532	40,6	19,28	219,37		-8,05	
4,5	11	10	6	0	2	56,785	29	564,1	0,532	40,6	19,28	217,16		-5,65	
5,0	11	10	6	0	2	61,501	29	564,1	0,532	40,6	19,28	215,08		-3,40	
5,5	11	10	6	0	2	65,898	29	564,1	0,532	40,6	19,28	213,15		-1,31	
6,0	11	10	6	0	2	69,977	29	564,1	0,532	40,6	19,28	211,36		0,64	
6,5	11	10	6	0	2	73,737	29	564,1	0,532	40,6	19,28	209,70		2,43	
7,0	11	10	6	0	2	77,179	29	564,1	0,532	40,6	19,28	208,19		4,07	
7,5	11	10	6	0	2	80,301	29	564,1	0,532	40,6	19,28	206,82		5,56	
8,0	11	10	6	0	2	83,106	29	564,1	0,532	40,6	19,28	205,58		6,90	
8,5	11	10	6	0	2	85,591	29	564,1	0,532	40,6	19,28	204,49		8,08	
9,0	11	10	6	0	2	87,758	29	564,1	0,532	40,6	19,28	203,54		9,12	
9,5	11	10	6	0	2	89,606	29	564,1	0,532	40,6	19,28	202,72		10,00	
10,0	11	10	6	0	2	91,136	29	564,1	0,532	40,6	19,28	202,05		10,73	
10,5	11	10	6	0	2	92,347	29	564,1	0,532	40,6	19,28	201,52		11,30	
11,0	11	10	6	0	2	93,239	29	564,1	0,532	40,6	19,28	201,13		11,73	
11,5	11	10	6	0	2	93,812	29	564,1	0,532	40,6	19,28	200,88		12,00	
12,0	11	10	6	0	2	94,067	29	564,1	0,532	40,6	19,28	200,76		12,12	
12,15	11	10	6	0	2	94,082	29	564,1	0,532	40,6	19,28	200,76		12,13	
												σadm=	**225**	**-15,49**	

$\sigma_{Superior\ Mínima}$= -15,38 ($Kgf/cm^2$)

$\sigma_{Inferior\ Máxima}$= 224,22 ($Kgf/cm^2$)

N° Cables Faltantes 0 0

Silenciamiento Exitoso

Con Cables	Winf=	227435,2289	(cm^3)	Wsup=	209750,7619	(cm^3)	Area Sección=	5115,69	(cm^2)
Compuesta	Winf=	308173,2081	(cm^3)	Wsup=	946856,4812	(cm^3)	Area Sección=	9418,85	(cm^2)

Perdidas Esf. Compresion= -8,65 (Kgf/cm2) M/Winf= 25,0317478 (Kgf/cm2)

$M_{perdidas}$= 77,14 (Tf×m) M/Wsup= 8,1470785 (Kgf/cm2)

Mpp (Tf×m)	Mterm (Tf×m)	Msc (Tf×m)	σinf (Kgf/cm2)	Esfuerzos Max.	σsup (Kgf/cm2)	Esfuerzos Max.		(m)
0,00	0,00	0,00	-102,83	VERDADERO	12,81	VERDADERO	0	0
19,61	5,98	3,39	-125,35	VERDADERO	7,82	VERDADERO	0	0
38,40	11,71	6,81	-132,23	VERDADERO	1,69	VERDADERO	0	0
56,36	17,19	10,21	-138,54	VERDADERO	-5,13	VERDADERO	0	0
73,50	22,42	13,62	-146,31	VERDADERO	-10,42	VERDADERO	0	0
89,81	27,39	17,04	-136,42	VERDADERO	-19,09	VERDADERO	0	0
105,30	32,12	81,34	-125,32	VERDADERO	-29,97	VERDADERO	0	0
119,97	36,59	94,56	-113,13	VERDADERO	-38,83	VERDADERO	0	0
133,81	40,81	107,80	-101,38	VERDADERO	-47,27	VERDADERO	0	0
146,83	44,78	121,02	-90,08	VERDADERO	-55,30	VERDADERO	0	0
159,03	48,50	134,25	-79,21	VERDADERO	-62,90	VERDADERO	0	0
170,40	51,97	147,48	-68,80	VERDADERO	-70,08	VERDADERO	0	0
180,94	55,19	160,63	-58,85	VERDADERO	-76,84	VERDADERO	0	0
190,67	58,15	171,68	-50,03	VERDADERO	-82,96	VERDADERO	0	0
199,57	60,87	182,71	-41,65	VERDADERO	-88,65	VERDADERO	0	0
207,64	63,33	193,74	-33,72	VERDADERO	-93,93	VERDADERO	0	0
214,89	65,54	204,79	-26,23	VERDADERO	-98,78	VERDADERO	0	0
221,32	67,50	215,82	-19,19	VERDADERO	-103,22	VERDADERO	0	0
226,92	69,21	226,82	-12,60	VERDADERO	-107,23	VERDADERO	0	0
231,70	70,67	231,52	-8,50	VERDADERO	-110,16	VERDADERO	0	0
235,66	71,88	236,21	-4,85	VERDADERO	-112,67	VERDADERO	0	0
238,79	72,83	240,91	-1,64	VERDADERO	-114,76	VERDADERO	0	0
241,09	73,54	245,61	1,13	VERDADERO	-116,43	VERDADERO	0	0
242,58	73,99	250,30	3,45	VERDADERO	-117,68	VERDADERO	0	0
243,24	74,19	250,30	3,80	VERDADERO	-118,02	VERDADERO	0	0
243,27	74,20	255,00	5,35	VERDADERO	-118,53	VERDADERO	0	0
		σadm=	**-300**		**17,89**			

N° Cables Faltantes 0 0

Verifica Tensiones Maximas

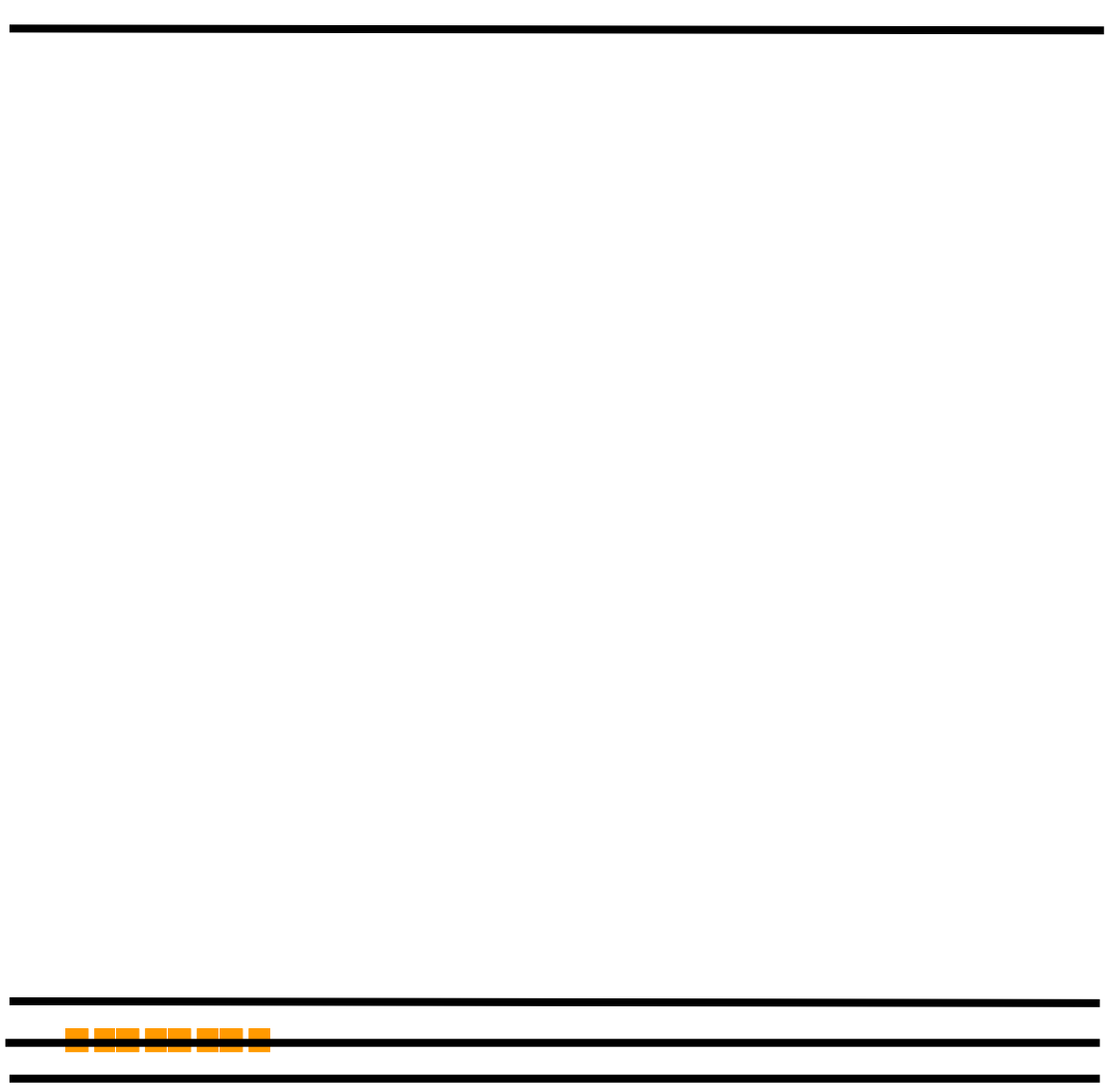
A.09

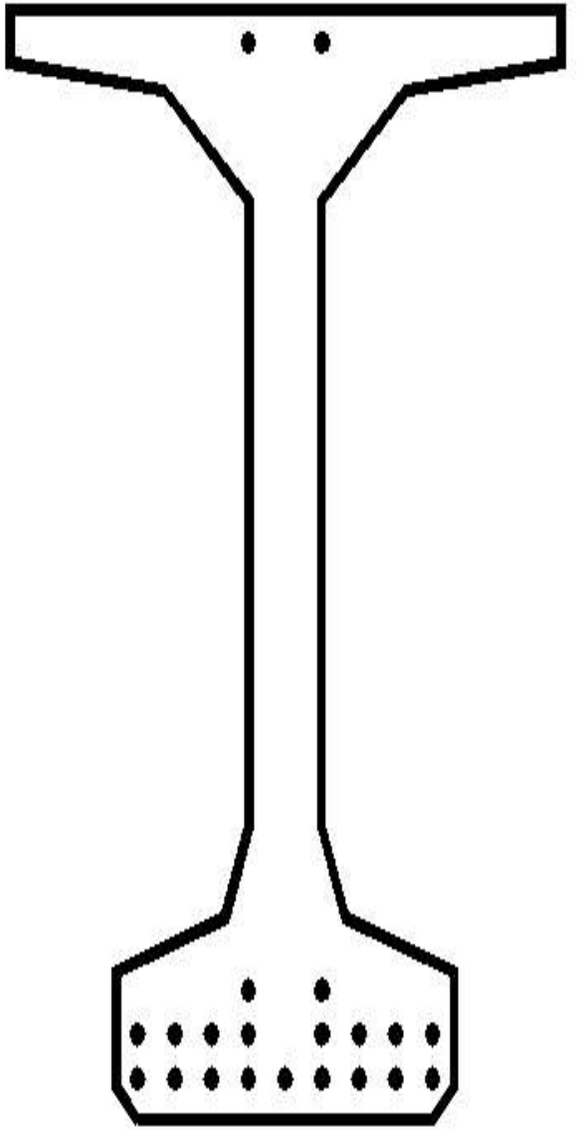
Diagrama de Entubamiento

Nota: Usar N° Par de cables activos para simetría

Se recomienda no entubar los cables superiores ni los inferiores

Secciór	0,0	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	7,5	8,0	8,5	9,0	9,5	10





CALCULO DE VIGAS PRETENSADAS SIMPLEMENTE APOYADAS

B.1

Solución de Viga Viga N - 151 **B°**

SITUACION PROPUESTA

Caracteristicas de los Materiales

Hormigón	Viga:	fc=	580	(Kgf/cm^2)	Ec=	383243	(Kgf/cm^2)
		fci=	350	(Kgf/cm^2)	Eci=	297711	(Kgf/cm^2)
	Losa:	f'c=	250	(Kgf/cm^2)			
Acero	A63-42H	fy=	4200	(Kgf/cm^2)			
	Cables	fy=	19000	(Kgf/cm^2)			
Módulo de Elasticidad		E_{acero}=	2100000	(Kgf/cm^2)			

Caracteristicas Geométricas

Tablero	Ancho Tablero	B=	10,6	(m)			
	Eje Viga- Borde Tablero		1,7	(m)			
	Número de Vigas		3	un.			
	Separación de Vigas	S=	3,60	(m)	S_{Borde}=	3,50	(m)
	Espesores				$S_{utilizado}$=	3,50	(m)
	Losa colaborante	eL=	0,220	(m)			
	Losa carga		0,231	(m)			
	Pavimento		0,050	(m)			
	H_{total}		1,73	(m)			
Viga	Longitud	Lv=	25,0	(m)			
	Luz de Cálculo	Lc=	24,3	(m)			

Definición de Pesos

Peso Propio Hormigón		2,5	(Tf/m^3)	
Peso Propio Pavimento		2,4	(Tf/m^3)	
Coeficiente de Impacto	I=	1,244192		I=(1+15.24/(L+38.11)) < 1.3

Caracteristicas del Tensado de los Cables

Diámetro del Cable	ø=	0.6"		
Área del Cable	Ac=	1,4	(cm^2)	
Fuerza de Rotura del Cabl	Protura=	$Ac_{0.6}$×fsu	26600	(Kgf/cm^2)

Cuadro de Pretensado						
Fila	1	2	3	4	5	6
ϕ Cable	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
Cota	5	11	17	146		
	Numero de Cables					
Lc/2	11	10	6	2		

nc= 29

Excentricidad de los Cables Ycg-Ycg_{cables}

ei=	53,07	(cm)	(Viga Sola)	Ycg cables=	19,28 (cm)
ef=	93,18	(cm)	(Viga Compuesta)		

Ancho Colaborante

Viga Central B_{colab}=Min(D1+S/2,D1+bw/2+6eL,12eL+bw,6eL+bw/2+S/2)

Viga Central B_{colab}=Min(Lc/4,12eL+bw,S) bw= 0,15 (m)

Lc/4=	6,075	(m)	Bcolab=	2,79	(m)
12eL+bw=	2,79	(m)	B"colab=	2,79 /sqrt(fcv/fcl)	1,523
D1+S/2=	3,50	(m)	**B"colab=**	**1,832 (m)**	

Propiedades Sección Homogeneizada Final B.2

	Bruta	Cables	Con Cables	Compuesta
Área (m^2)	**0,487962**	**0,004060**	**0,512541**	**0,909128**
Inercia (m^4)	**0,154915**	**0,000491**	**0,165159**	**0,341839**
Wa sup. (m^3)	**0,203885**	**---**	**0,209980**	**0,886940**
Wb inf. (m^3)	**0,206503**	**---**	**0,228293**	**0,303969**
Dist Eje Neutro F. Inf.	**0,750183**	**0,192759**	**0,723452**	**1,124586**

Cargas Externas y de Tensado

P1: Peso Real de la Viga Utilizada = 1,2746 (Tf/m)

P2: Peso de la losa sobre la Viga Calculada= 2,0213 (Tf/m)

Momentos Máximos(Tf×m)

M1=	94,08	Momento Máximo debido al Peso Propio de la Viga	Mdl=	317,47	(Tf×m)
M2=	149,19	Momento Máximo debido al Peso de la Losa	Msc=	255,18	(Tf×m)
M3=	74,20	Momento Máximo debido al Peso de Pavimentos y Aceras		572,65	
M4=	255,18	Momento Máximo debido a la carga móvil			
Total=	572,65	(Tf×m)	q=	3,2959	(Tf/m)
Corte Máximo(Tf×m)			q=	1,0053	(Tf/m)
V1=	15,49	Corte Máximo debido al Peso Propio de la Viga			
V2=	24,56	Corte debido al Peso de la Losa			
V3=	11,90	Corte Máximo debido al Peso de Pavimentos y Aceras			
V4=	42,44	Corte Máximo debido a la carga móvil			
Total=	94,38	(Tf×m)			

Tensiones sobre la viga

En Bancada

a.-) Tensión Inicial

To= 14250 (Kgf/cm^2)

b.-) Perdidas de Tensión a Corto Plazo

b.1.-) Acortamiento Elástico Consideradas Intrinsecamente

b.2.-) Penetración de Cuñas

Penetración de cuña según Fabrica D= 3 (mm)

Longitud de la Bancada L= 169,5 (m)

Módulo Elasticidad Acero Es= 2100000 (Kgf/cm^2)

Perdida por Penetración: (D/L)×Es= 37,17 (Kgf/cm^2)

b.3.-) Relajación desde tensado hasta transferencia Segun Norma AASHTO LRFD 1994

Di2= Log(24.0×t)*(fpj/fpy-0.55)*fpj/40

t= 7 (días) desde tesado hasta destesado

fpj= 1421 (Mpa)

fpj/fpi= 0,831

Di2= 222,14 (Kgf/cm^2)

b.4.-) Retracción del Hormigón

Según PCI USH=27000-3000×Ec/10^6>12000 Psi

Shi=USH*SSF*PSH Ec= 4522746 (Psi)

USH= 13431,762 (Psi) > 12000 (Psi)

b.5.-) Pérdidas totales iniciales en transferencia B.3

			Conservadoramente
Dfi=	356	(Kgf/cm^2)	2,5%

Tensión en Transferencia 13894 (Kgf/cm^2)

Fuerza Pret. Inicial= 564,09 (Tf)
Momento Pret. Inicial= -299,3570 (Tf×m)

c.-)Tensiones en vigas inmediatamente despues de la transferencia

	Fibra Superior (Kgf/cm^2)		Fibra Inferior (Kgf/cm2)	
PP viga	M/W_{sup}	44,81	M/W_{inf}	-41,21
Tensado	P/A_{viga}	110,06	P/A_{viga}	110,06
	M/W_{sup}	-142,56	M/W_{inf}	131,13

Tensiones Admisibles en el Hormig
en (Kgf/cm^2) en Transferencia

Traccion	0.80(fci)^0.5	14,97
Compresion	0.60×fci	210

Apoyos	σ_{apoyos}=	-32,51	241,19
	$\sigma_{admisible}$=	-14,97	210,00
		Silenciar Cables*	**Silenciar Cables***
Centro	σ_{centro}=	12,30	199,97
	$\sigma_{admisible}$=	210,00	210,00
		No requiere Silenciar	No Requiere Silenciar

* Ver Hoja Silenciamiento de Cables

Tensiones Máximas despues del Silenciamiento (Apoyo)

$\sigma_{Superior}$=	**-14,58**	(Kgf/cm^2)	<	**-14,97**	(Kgf/cm^2)	**B°**
$\sigma_{Inferior}$=	**208,87**	(Kgf/cm^2)	<	**210,00**	(Kgf/cm^2)	**B°**

<u>Tensiones sobre la viga</u>
<u>Con Cargas Máximas</u>

Penetración de Cuñas
Df1= 37,17 (Kg/cm2)

Retracción del Hormigón
Df2= 1195-10.55×RH= 562 (Kg/cm2)
RH(%)= 60

Fluencia del Hormigón
Df3= 12×fcir-7×fcds= 1635,0 (Kg/cm2)

fcir=Pi×(1/Ati+ei^2/Iti)-Mpp×ei/Iti= 176,0 (Kg/cm2)

Pi=	564086	(Kgf)	Ati=	5125	(cm2)
ei=	53,07	(cm)	Iti=	16515913	(cm4)
Mpp=	9408166	(Kgf×cm)			

fcds=Mlosa×ei/Iti+Mterm×ef/Itf= 68,2 (Kgf/cm2)

Mlosa=	14919099	(Kgf×cm)	ef=	93,18	(cm)
Mterm=	7420000	(Kgf×cm)	Itf=	34183885	(cm4)

Relajación Acero Pretensado B.4

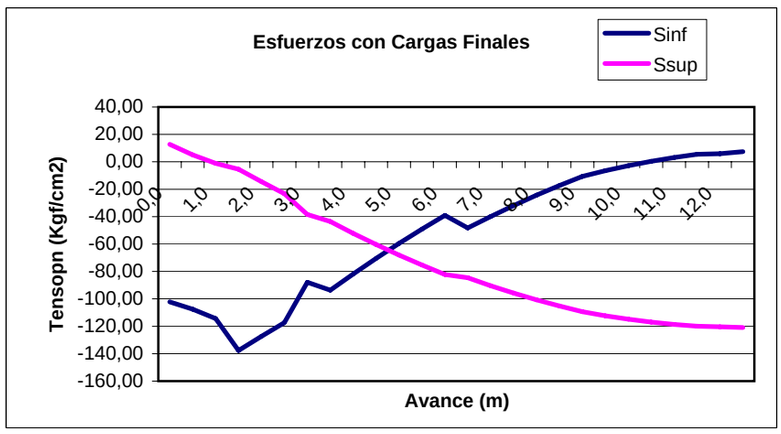
Df4=352-0.1×ES-0.05×(Df2+Df3)= 118,0 (Kg/cm2)

ES=(ES/Eci)×fcir 1241,6 (Kg/cm2)

Perdidad Totales Finales

Dff=Df1+Df2+Df3+Df4= **2352** (Kg/cm^2)

Tension Final	Tff=To-Dff	**11897,80**	(Kg/cm^2)			
Pretens. Final	Pf=	**483,05**	(Tf)	**Tff×A_{cables}**	A_{cables}=	**40,60** (cm^2)
Mto. Preesf.=	Mpf=	**-450,12**	(Tf×m)	**Mpf=Pf×ef**		
Mto. Dif=	MΔp=	**75,51**	(Tf×m)	**MΔp=(Dff-Dfi)×A_{cables}×ef**		



b.-)Tensiones finales en el Centro de la Viga

	Fibra Superior (Kgf/cm^2)		Fibra Inferior (Kgf/cm2)	
PP viga	M/W_{sup}	44,81	M/W_{inf}	-41,21
Tensado c/p	P/A_{viga}	110,06	P/A_{viga}	110,06
	Mp/W_{sup}	-142,56	M/W_{inf}	131,13
Losa	Ml/W_{sup}	71,05	Ml/W_{inf}	-65,35
Perdidas	Δp/A_{comp}=	-8,91	Δp/A_{comp}=	-8,91
	MΔp/W_{sup}=	8,51	MΔp/W_{inf}=	-24,84
Terminaciones	Mt/W_{sup}	8,37	Mt/W_{inf}	-24,41
SC Camión	Msc/W_{sup}	28,77	Msc/W_{inf}	-83,95
			Sb=	-214,92
Sserv=	91,31			76,46
Sfinal=	120,08			-7,49
Sadm serv=	200			-19,27
Sadm final=	348			-19,27
E° serv=	B°		E° serv=	B°
E° final=	B°		E° final=	B°

Δp= **1996** (Kg/cm^2)

Tension Inferior sin Pretensado

Traccion	0.80(fc)^0.5	19,27
Compresion	0.60×fc	348

Cálculo Elongación en Cables

DL=Dpi×L/(Ac×Es) DL= 92,0 (cm)

Dpi=Ti×Act-$P_{inicial}$ $P_{inicial}$= 4000 (Kgf) Típico Fábrica

Para cables de 0.6":

Pi=Ti×Act=	19950	(Kgf)	= Fuerza Inicial en Bancada
DPi=	15950	(Kgf)	
L=	16950	(cm)	Longitud Total Bancada
Es=	2100000	(Kg/cm^2)	Módulo Elasticidad Acero
Ac=	1,4	(cm^2)	Area Cable

Contraflecha B.5

Inmediatamente despues de la Transferencia

PP viga $Dpp=5\times q_{pp}\times Lc^4/(384\times Eci\times Iti)=$ 1,18 (cm)

Pretensado $Dpret=Mpi\times Lc^2/(8\times Eci\times Iti)=$ -4,49 (cm)

$d_{fabrica}=$ -3,32 (cm)

Esfuerzo Cortante

Vdlo= 40,04 (Tf)

Vdterm= 11,90 (Tf)

Vsc apoyo= 42,44 (Tf) Vu=1.3×(Vdl+Vadl+1.67×Vsc)

Vsc Lc/2= 16,96 (Tf)

Seccion X (m)	Vdl (Tf)	Vadl (Tf)	Vsc (Tf)	Vu (Tf)
0,865	37,19	11,05	40,63	150,92
2,43	32,04	9,52	37,34	135,10
4,86	24,03	7,14	32,25	110,53
7,29	16,02	4,76	27,15	85,96
9,72	8,01	2,38	22,06	61,39
12,15	0,00	0,00	16,96	36,82

Propiedades de los cables no entubados

Seccion X (m)	As (cm^2)	Pf (Tf)	ecables (cm)	dcables (cm)	e (cm)
0,865	29,40	349,80	21,286	151,714	51,060
2,43	35,00	416,42	20,600	152,400	51,745
4,86	37,80	449,74	19,889	153,111	52,456
7,29	40,60	483,05	19,276	153,724	53,069
9,72	40,60	483,05	19,276	153,724	53,069
12,15	40,60	483,05	19,276	153,724	53,069

Resistencia del Hormigón de la Viga

Seccion X (m)	Vi (Tf)	fd (Kg/cm^2)	fpe (Kg/cm^2)	Mcr (Tf×m)	Mmáx (Tf×m)	Vci (Tf)	fpc (Kgf/cm^2)	Vcw (Tf)	Vc (Tf)
0,865	102,57	16,37	140,2	492,80476	132,7470	437,9	25,6357	71,04	71,04
2,43	93,45	43,24	174,3	514,81217	337,4542	193,006	34,0604	76,87	76,87
4,86	79,29	77,96	191,4	461,12359	641,8912	97,0144	41,3122	81,89	81,89
7,29	65,13	104,16	208,4	433,3481	812,0366	64,4228	47,1223	85,91	64,42
9,72	50,98	121,83	208,4	379,63846	899,8779	40,7805	49,2849	87,40	40,78
12,15	36,82	130,97	208,4	351,84191	966,7102	22,2862	50,0058	87,90	22,29

$fpe=Pf(1/Ah+eh/Winf)-(\Delta perd*As)(1/Ahc+ehc/Wcinf)=$ 208,4 (Kgf/cm^2)

Pf= 483050,61 (Kgf) Ah= 5125,41 (cm^2)

Winf= 228293,03 (cm^3) Ahc= 9091,3 (cm^2)

Winfc= 303968,54 (cm^3) eh= 72,35 (cm)

Δperd= 1995,95 (Kgf/cm^2) ehc= 112,46 (cm)

$fpc=Pf/Ag-Pf\times e\times c/Ig+Md\times c/Ig=$ 91,069666 (Kgf/cm^2)

Ag= 5125,40527 (cm^2)

Ig= 16515913,1 (cm^4)

Estribos de Corte B.6

Av=(Vu-0.85×Vc)×s/(0.85×fy×d)

Seccion X (m)	Vu (Tf)	Vc (Tf)	Avt (cm^2)	Avmin (cm^2)	Barras
0,865	150,92	71,04	16,50	1,83	**ø12@10**
2,43	135,10	76,87	12,71	1,83	**ø12@10**
4,86	110,53	81,89	7,46	1,83	**ø12@20**
7,29	85,96	64,42	5,68	1,83	**ø12@20**
9,72	61,39	40,78	4,87	1,83	**ø8@15**
12,15	36,82	22,29	3,26	1,83	**ø8@20**

s_{max}= 100 (cm)
d= 153,7 (cm)
c= 40,1 (cm)
bv= 114 (cm)

Armadura Rasante

Seccion X (m)	V (Tf)	vdh (Kgf/cm2)	Av (cm^2)	vdh adm (Kgf/cm2)	Areq (cm^2)	Barras	
0,865	88,87	5,07	22,60	11,20	0	**ø8@20**	0
2,43	78,90	4,50	22,60	11,20	0,00	**ø8@20**	0
4,86	63,41	3,62	11,30	11,20	0,00	**ø8@20**	0
7,29	47,93	2,74	11,30	2,53	2,78	**ø8@20**	0
9,72	32,44	1,85	6,66	2,53	0,00	**ø8@20**	0
12,15	16,96	0,97	5,00	2,53	0,00	**ø8@20**	0
							0

Verificación del Momento Ultimo

a) Solicitacion Mayorada:

Mu=1.3*(Mdl+1.67Msc)= **966,71 (Tf×m)**

b) Altura del Diagrama de Compresiones

a=As*×fsu/(0.85×f'c×b)

donde fsu=fs'×(1-0.6×ρ×f's/f'c)

b= 183,17 (cm) Distancia fibra comprimida al centroide de los cables
d= 163,11 (cm) Ancho Efectivo Seccion Compuesta
f's= 19000 (Kgf/cm^2)
f'c= 580 (Kgf/cm^2)
As*= 37,80 (cm2)
ρ= 0,0012652

fsu= 18527,53 (Kgf/cm^2)

Luego a= 7,76 (cm) < 22 (cm) **B°**

Cumple como Viga Rectangular

c) Momento Nominal

Mn= As×fsu×(d-a/2)= 1115,18 (Tf*m)

d) Verificacion Resistencia Ultima

ϕ Mn= 0.95 × Mn = 1059,42 (Tf*m) > Mu= 966,71 (Tf*m) **B°**

Cuantias Máximas y Mínimas B.7

Cuantias Máximas

Para Comportamiento como viga Rectangular

$\rho \times fsu/f'c =$	0,04	**<**	$0.36 \times \beta 1 =$ 0,25	**B°**
$\beta 1 = 0.85 - 0.05 \times f'c/178.7 =$	0,69	**>**	0,65	**B°**

Cuantias Mínimas para efectos de Fisuración

La Armadura total debe permitir desarrollar un momento último en la sección crítica de como mínimo 1.2 veces el momento de fisuración calculado con el módulo de rotura

ϕ Mn= 0.95 × Mn = 1059,42 (Tf×m) > Mcr*= 779,97 (Tf×m)

Factor de Seguridad= 1,35828 > 1,2 B°

Mcr*=(fr+fpe)×Wfc-Md/nc×(Wi/Wfc-1)= 779,96921 (Tf×m)

$fr = 2*(f'c)^{0.5} =$	48,166	(Kgf/cm^2)	nc=	29
fpe=	208,4	(Kgf/cm^2)		
Wfc=	303969	(cm^3)		
Wi=	228293	(cm^3)		
Md/nc=	74,20	(Tf×m)		

Lc= 24,3 (m) Area= 1,4 (cm^2) Area Sección= 5125,4 (cm^2)

Winf= 228293 (cm^3) Wsup= 209980 (cm^3) $L_{anclaje}$= 76,2 (cm)

x	Cables Activos en cada Sección					Mpp	N°	Pi	ei	Ai	ecables	σinf	Entubar	σsup	Entubar
(m)	Fila1	Fila2	Fila3	Fila4	Fila5	(Tf×m)	cables	(Tf)	(m)	(cm^2)	(m)	(Kgf/cm2)	Cables	(Kgf/cm2)	Cables
Cotas →	5	11	17	23	146										
0,0	11	4	0	0	2	0,000	17	330,7	0,493	23,8	23,00	135,98		-13,19	
0,5	11	4	2	0	2	7,584	19	369,6	0,500	26,6	22,37	149,68		-12,24	
1,0	11	6	2	0	2	14,849	21	408,5	0,511	29,4	21,29	164,54		-12,56	
1,5	11	6	6	0	2	21,796	25	486,3	0,517	35,0	20,60	195,54		-14,58	
2,0	11	6	6	0	2	28,424	25	486,3	0,517	35,0	20,60	192,63		-11,42	
2,5	11	6	6	0	2	34,734	25	486,3	0,517	35,0	20,60	189,87		-8,41	
3,0	11	6	6	0	2	40,724	25	486,3	0,517	35,0	20,60	187,25		-5,56	
3,5	11	8	6	0	2	46,396	27	525,2	0,525	37,8	19,89	202,80		-6,64	
4,0	11	8	6	0	2	51,750	27	525,2	0,525	37,8	19,89	200,46		-4,09	
4,5	11	8	6	0	2	56,785	27	525,2	0,525	37,8	19,89	198,25		-1,69	
5,0	11	8	6	0	2	61,501	27	525,2	0,525	37,8	19,89	196,19		0,56	
5,5	11	8	6	0	2	65,898	27	525,2	0,525	37,8	19,89	194,26		2,65	
6,0	11	8	6	0	2	69,977	27	525,2	0,525	37,8	19,89	192,48		4,59	
6,5	11	10	6	0	2	73,737	29	564,1	0,531	40,6	19,28	208,87		2,61	
7,0	11	10	6	0	2	77,179	29	564,1	0,531	40,6	19,28	207,36		4,25	
7,5	11	10	6	0	2	80,301	29	564,1	0,531	40,6	19,28	206,00		5,74	
8,0	11	10	6	0	2	83,106	29	564,1	0,531	40,6	19,28	204,77		7,07	
8,5	11	10	6	0	2	85,591	29	564,1	0,531	40,6	19,28	203,68		8,26	
9,0	11	10	6	0	2	87,758	29	564,1	0,531	40,6	19,28	202,73		9,29	
9,5	11	10	6	0	2	89,606	29	564,1	0,531	40,6	19,28	201,92		10,17	
10,0	11	10	6	0	2	91,136	29	564,1	0,531	40,6	19,28	201,25		10,90	
10,5	11	10	6	0	2	92,347	29	564,1	0,531	40,6	19,28	200,72		11,47	
11,0	11	10	6	0	2	93,239	29	564,1	0,531	40,6	19,28	200,33		11,90	
11,5	11	10	6	0	2	93,812	29	564,1	0,531	40,6	19,28	200,08		12,17	
12,0	11	10	6	0	2	94,067	29	564,1	0,531	40,6	19,28	199,97		12,29	
12,15	11	10	6	0	2	94,082	29	564,1	0,531	40,6	19,28	199,96		12,30	
											σadm=	**210**		**-14,97**	

$\sigma_{Superior\ Mínima}$= -14,58 (Kgf/$cm^2$) N° Cables Faltantes 0 0

$\sigma_{Inferior\ Máxima}$= 208,87 (Kgf/$cm^2$) **Silenciamiento Exitoso**

Compuesta Winf= 303968,5423 (cm⁻) Wsup= 886939,9884 (cm⁻) Area Sección= 9091,28 (cm⁻)

Perdidas Esf. Compresion= -8,91 (Kgf/cm2) M/Winf= 24,8417965 (Kgf/cm2)

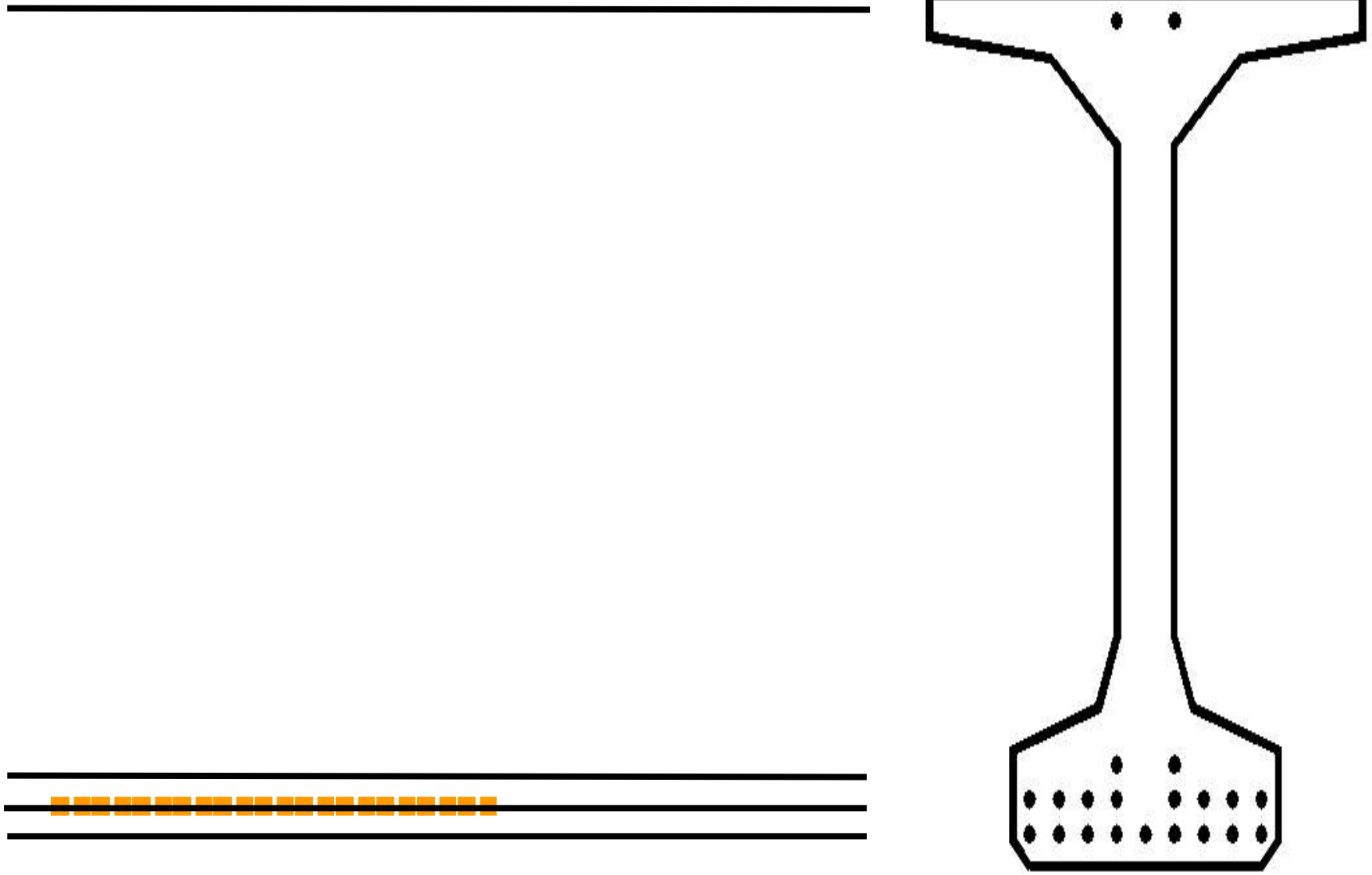
$M_{perdidas}$= 75,51 (Tf×m) M/Wsup= 8,5136816 (Kgf/cm2)

Mpp (Tf×m)	Mterm (Tf×m)	Msc (Tf×m)	σinf (Kgf/cm2)	Esfuerzos Max.	σsup (Kgf/cm2)	Esfuerzos Max.		
0,00	0,00	0,00	-102,23	VERDADERO	12,79	VERDADERO	0	0
19,61	5,98	3,39	-107,57	VERDADERO	5,06	VERDADERO	0	0
38,40	11,71	6,81	-114,38	VERDADERO	-1,14	VERDADERO	0	0
56,36	17,19	10,21	-137,63	VERDADERO	-5,37	VERDADERO	0	0
73,50	22,42	13,62	-127,28	VERDADERO	-14,51	VERDADERO	0	0
89,81	27,39	17,04	-117,37	VERDADERO	-23,23	VERDADERO	0	0
105,30	32,12	81,34	-87,88	VERDADERO	-38,39	VERDADERO	0	0
119,97	36,59	94,56	-93,67	VERDADERO	-43,59	VERDADERO	0	0
133,81	40,81	107,80	-81,87	VERDADERO	-52,15	VERDADERO	0	0
146,83	44,78	121,02	-70,51	VERDADERO	-60,29	VERDADERO	0	0
159,03	48,50	134,25	-59,59	VERDADERO	-68,01	VERDADERO	0	0
170,40	51,97	147,48	-49,12	VERDADERO	-75,31	VERDADERO	0	0
180,94	55,19	160,63	-39,11	VERDADERO	-82,17	VERDADERO	0	0
190,67	58,15	171,68	-48,29	VERDADERO	-84,61	VERDADERO	0	0
199,57	60,87	182,71	-39,87	VERDADERO	-90,40	VERDADERO	0	0
207,64	63,33	193,74	-31,89	VERDADERO	-95,76	VERDADERO	0	0
214,89	65,54	204,79	-24,35	VERDADERO	-100,71	VERDADERO	0	0
221,32	67,50	215,82	-17,26	VERDADERO	-105,24	VERDADERO	0	0
226,92	69,21	226,82	-10,63	VERDADERO	-109,34	VERDADERO	0	0
231,70	70,67	231,52	-6,51	VERDADERO	-112,31	VERDADERO	0	0
235,66	71,88	236,21	-2,83	VERDADERO	-114,86	VERDADERO	0	0
238,79	72,83	240,91	0,40	VERDADERO	-116,99	VERDADERO	0	0
241,09	73,54	245,61	3,18	VERDADERO	-118,69	VERDADERO	0	0
242,58	73,99	250,30	5,53	VERDADERO	-119,98	VERDADERO	0	0
243,24	74,19	250,30	5,88	VERDADERO	-120,32	VERDADERO	0	0
243,27	74,20	255,00	7,45	VERDADERO	-120,87	VERDADERO	0	0
		σadm=	**-348**		**19,27**			

N° Cables Faltantes 0 0

Verifica Tensiones Maximas

Nota: Usar N° Par de cables activos para simetría

Se recomienda no entubar los cables superiores ni los inferiores

Sección (m)	0,0	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	7,5	8,0	8,5	9,0	9,5	10