



UNIVERSIDAD  
DE PIURA

REPOSITORIO INSTITUCIONAL  
**PIRHUA**

# DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE LIMA SOBRE EL CANAL VÍA, SULLANA

Milton Esteban Vences Rojas

Piura, 23 de Febrero de 2004

FACULTAD DE INGENIERÍA

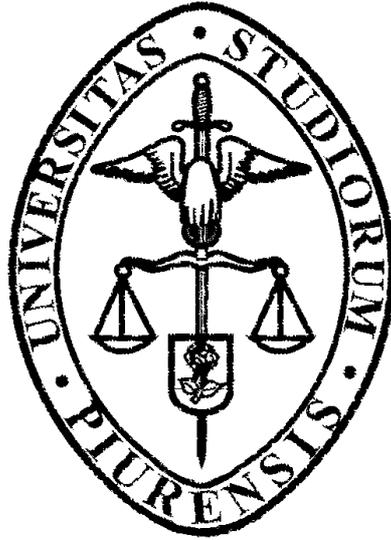
Departamento de Ingeniería Civil



Esta obra está bajo una [licencia](#)  
[Creative Commons Atribución-](#)  
[NoComercial-SinDerivadas 2.5 Perú](#)

Repositorio institucional PIRHUA – Universidad de Piura

**UNIVERSIDAD DE PIURA  
FACULTAD DE INGENIERÍA**



**“Diseño estructural del puente Lima sobre el Canal Vía, Sullana”**

**Tesis para optar por el Título de  
Ingeniero Civil**

**Milton Esteban Vences Rojas**

**Asesor : Mgtr. Manuel Antonio Ramírez V.**

**Piura, Enero del 2004**

*Dedico la tesis:  
A Dios, a mi Madre,  
a mi Padre,  
a mi hijo,  
y a mis hermanos.*

## PRÓLOGO

Esta Tesis presenta el desarrollo elemental del **“Diseño estructural del puente Lima sobre el Canal Vía, Sullana”**. El propósito es el de exponer en una forma sencilla, lo aprendido durante la vida universitaria con la aplicación de las normas fundamentales que rigen el diseño estructural de los puentes.

El autor quiere con esta publicación satisfacer el anhelo sentido como estudiante de presentar una guía de diseño de puentes. Se recomienda que los estudiantes y profesionales de Ingeniería Civil que utilicen esta Tesis, la complementen con observaciones directas hechas en la construcción de puentes.

Solamente en la medida en que el Ingeniero Civil, ve realizadas las obras por él concebidas, diseñadas y construidas, encuentra la satisfacción de haber prestado un servicio a la comunidad y el sentido de su razón de ser.

## **RESUMEN**

El objetivo principal de esta Tesis es presentar una solución al transporte interurbano de la ciudad de Sullana, en la intersección del Canal Vía con la calle Lima.

El trabajo esta dividido en cinco partes, en la primera se da un alcance general y una descripción de las condiciones en las que se basa el presente estudio.

En la segunda parte se presentan los conceptos básicos del diseño geométrico espacial del puente.

En la tercera parte se desarrolla el diseño de la superestructura, tomándose en cuenta las cargas de diseño que se presentarán a lo largo de su vida útil. En este capítulo se desarrolla el análisis de cada uno de los elementos que conforman la superestructura de acero; así como a su losa de rodadura de concreto.

En la cuarta parte se realiza el diseño de los elementos que conforman la infraestructura.

Finalmente, en la última parte, se dan a conocer las conclusiones y recomendaciones del estudio, así como algunas pautas para la prevención y mantenimiento de los puentes.

## INDICE GENERAL

<b>INTRODUCCIÓN</b>	1
<b>Capítulo I – Descripción General del Proyecto</b>	
1.1. _Ubicación	3
1.2. _Condiciones Climáticas	5
1.3. _Configuración Topográfica	6
1.4. _Estudio de Geotecnia y Geología	6
1.5. _Características Hidráulicas e Hidrológicas	11
1.6. _Planteamiento de la Estructura Escogida	11
1.6.1. _Clasificación del Puente	12
<b>Capítulo II – Diseño Geométrico</b>	
2.1. _Análisis de la Zona	13
2.2. _Estudio de Transito	14
2.2.1. _Parámetros de Diseño de Carreteras	15
2.2.1.1. _Clasificación De Acuerdo A La Demanda	
2.2.1.2. _Clasificación Según Condiciones Orográficas	
2.2.1.3. _Relación Entre Clasificaciones	
2.2.1.4. _Velocidad De Diseño	
2.2.1.5. _Sección Transversal	
2.2.1.6. _Bombeos	
2.2.1.7. _Peralte	
2.2.1.8. _Pasos A Desnivel Para Peatones	
2.2.2. _Coordinación Entre Alineamiento Horizontal y Perfil Longitudinal	23
2.2.2.1. _Generalidades	
2.2.2.2. _Diseño Espacial De La Vía	
2.2.2.3. _Efectos Del Entorno De La Carretera En El Diseño Espacial	
2.3. _Diseño Geométrico y Dimensional	26
2.3.1. _Geometría General y Proyecto Geométrico	27
2.3.2. _Geometría de Detalles	27
2.3.2.1. _Sección Transversal	
2.3.2.2. _Galibos	

2.3.2.3._Aparatos de Apoyo	
2.3.2.4._Sección Longitudinal	
2.4._Esquema Arquitectónico	29

### **Capítulo III – Diseño Estructural de la Superestructura**

3.1.-Evaluación de Cargas y Factores de Cargas	38
3.1.1.-Cargas Permanentes	38
3.1.1.1.-Peso Propio y Cargas Muertas	
3.1.2.-Cargas Variables	39
3.1.2.1.-Cargas Vivas de Diseño	
3.1.2.2.-Camión de Diseño	
3.1.2.3.-Tándem de Diseño	
3.1.2.4.-Sobrecarga Distribuida	
3.1.3.-Efectos Dinámicos	40
3.1.4.-Fuerza Centrífuga	40
3.1.5.-Fuerzas de Frenado y de Aceleración	41
3.1.6.-Sobrecarga en Veredas	41
3.1.7.-Variaciones de Temperatura	41
3.1.8.-Cargas de Viento	42
3.2.-Efectos de Sismo	44
3.3.-Factores de Carga y Combinaciones	44
3.3.1.-Cargas y Notaciones	44
3.3.2.-Factores de Carga y Combinaciones	45
3.4.-Especificaciones de los Materiales	47
3.4.1.-Acero de Refuerzo	47
3.4.2.-Acero para Estructuras Metálicas	48
3.4.2.1.-Aceros Estructurales	
3.4.2.2.-Conectores de Corte tipo Pernó	
3.4.2.3.-Metal por Soldadura	
3.4.3.-Concreto	50
3.4.4.-Neopreno	50
3.5.-Modelo Matemático	54
3.6.-Revisión de Envolventes	55
3.7.-Planteamientos de Optimización de Secciones y Elementos	60
3.7.1.-Optimización de Secciones y Elementos de Acero	60
3.7.1.1.-Análisis por Compresión	
3.7.1.2.-Análisis por Corte	
3.7.1.3.-Análisis por Tracción	

3.7.1.4.-Análisis por Flexión	
3.7.1.5.-Combinación de Cargas Axiales y Flexión	
3.7.1.6.-Resumen Final de Secciones y Elementos de Acero Analizadas	
3.7.2.-Optimización de Secciones y Elementos de Concreto	122
3.7.2.1.-Vigas	
3.7.2.2.-Losa de Tablero y Volado de Vereda	
3.7.2.3.-Pilares (Columnas Circulares)	
3.7.2.4.-Resumen Final de Secciones y Elementos de Concreto Analizadas	
3.8.-Diseño de Apoyos, Anclajes, Conexiones, Juntas	135
3.8.1.-Apoyos	135
3.8.2.-Anclajes	136
3.8.3.-Conexiones de Corte	137
3.8.4.-Juntas de Acceso	137

#### **Capítulo IV – Cimentación**

4.1.-Esfuerzos sobre el Terreno	138
4.2.- Diseño de Cimentación	140
4.2.1.- Diseño de Zapatas	140
5.2.1.2.-Análisis de la Capacidad Portante por Corte	
5.2.1.3.-Diseño del Refuerzo de la Zapata	
4.2.2.- Diseño del Estribo	147
4.2.2.1.- Diseño del Estribo por Esfuerzo del Terreno	
4.2.2.1.- Diseño del Refuerzo del Estribo	

#### **Capítulo V – Consideraciones del Comportamiento Integral**

5.1.-Propuesta del Proceso Constructivo	152
5.2.-Análisis del Comportamiento Dinámico	153
5.3.-Detalles Constructivos	159
5.3.1.-Movimiento de Tierras	159
5.3.2.-Falso-Puente	159
5.3.3.-Encofrados	160
5.3.4.-Obras de Concreto	160
5.3.5.-Armadura de Refuerzo	160
5.3.6.-Estructuras Metálicas	161
5.4.-Recomendaciones	161
5.5.-Pautas para el Mantenimiento Preventivo	162
5.5.1.- Mantenimiento Rutinario	162

5.5.2.- Definición	162
5.5.3.- Acciones más Comunes	162
5.5.4.- Reparaciones	163
5.5.5.- Acciones y Procedimientos más Comunes	164
5.5.5.1.- Cambio de Apoyos Elastoméricos	
5.5.5.2.- Cambio de juntas de dilatación.	
5.5.5.3.- Rehabilitación del Concreto Degradado	
<b>Bibliografía</b>	168
<b>Anexo I:</b> Figuras.	
<b>Anexo II:</b> Planos.	

## INTRODUCCIÓN

El puente Lima es una obra de gran importancia para el desarrollo vial del país. Se encuentra en corazón de la ciudad de Sullana, y es la solución para la comunicación vial urbana entre la ciudad de Sullana con sus Asentamientos Humanos y el distrito de Bellavista, la cual se hace a través de una vía a depresión y con un alto volumen de tránsito vehicular en esta zona. El inconveniente de esta vía a depresión es en épocas de lluvia en que se inunda esta vía, debido a que se construyó bajo la concepción de un drenaje de agua pluviales ( Canal Vía).

El puente Lima propiamente dicho es un puente que cruza sobre el Canal Vía para unir Sullana y sus alrededores. Es el primer puente de sección cajón unicelular metálico curvo en el Perú.

El diseño integral del puente Lima está basado en una racionalización de la solución geométrica propuesta para cruces en vías urbanas. El análisis estructural del puente se desarrolló mediante un procesador electrónico, tomando en cuenta las normas de diseño para puentes. Gracias a esto se pudo analizar y optimizar todos los elementos que conforman la superestructura e infraestructura. El puente tiene una longitud frontal de 42.00 m, una luz principal de 28.00m y una altura sobre el canal vía de 5.00 m; el ancho de la sección transversal vial del tablero de la superestructura es de 11.00 m.

Durante la elaboración de este proyecto se logró recopilar información relacionada al diseño y construcción de puentes. Así como dando a conocer algunas pautas para la prevención y mantenimiento de puentes.

## **Capítulo I – Descripción General del Proyecto**

### **1.1. Ubicación**

La zona donde se construirá el futuro Puente Lima, se encuentra ubicada políticamente en la Provincia de Sullana, Departamento de Piura. El terreno se ubica entre los Barrios Leticia y Buenos Aires, frente al Estadio Municipal de Sullana.

El Puente Lima, se construirá como un paso a desnivel, sobre el Canal Vía; el cual brindará una mayor fluidez vehicular y peatonal, seguridad a sus usuarios y unirá en forma continua la Calle Lima.

En la actualidad dicha zona se encuentra enmarcada en la intersección de la Calle Lima y Canal Vía. (Ver Figura 1.1 y Figura 1.2.)



**Figura 1.1 Mapa Político del Perú y la Ubicación del Proyecto**



**Figura 1.2 Ubicación Geográfica del Proyecto en el Departamento de Piura**

## 1.2.\_ Condiciones Climáticas

La ciudad de Sullana se encuentra en una zona subtropical, seca y árida con características similares, imperantes en las regiones desérticas donde la temperatura es seca en casi todo el año; siendo su temperatura mínima de 18 °C y la máxima alcanza 38 °C.

Las condiciones climáticas de la zona varían cada cierto ciclo, especialmente con la presencia del fenómeno de El Niño. Con la presencia de este fenómeno las lluvias son intensas, alcanzando en promedio de 100 – 200 mm/Hora.

### **1.3.\_ Configuración Topográfica**

El estudio de configuración topográfica tiene como objetivo:

- Elaboración de planos Topográficos.
- Proporciona información base para los estudios de Hidrología e Hidráulica y Geotecnia
- Posibilita la definición precisa de la ubicación y las dimensiones de los elementos estructurales.
- Establece puntos de referencia para el replanteo durante la construcción.

Los estudios topográficos de esta zona comprenden lo siguiente:

- Demarcación de la zona del Proyecto.
- Definición de la topografía de la zona de ubicación del puente y sus accesos, con secciones verticales tanto en dirección longitudinal como en dirección transversal.
- Ubicación de las cotas de los puntos referenciales, puntos de inflexión y puntos de inicio y termino de tramos curvos.

Ver planos – Anexo II.

### **1.4.\_ Estudio de Geotecnia y Geología**

La zona en estudio corresponde a una llanura formada por un relleno sedimentario Cuaternario la que cubre unidades de edades más antiguas. Es un depósito de arenas eólicas de grano fino a medio, poco consolidado, con inclusión de gravillas de grano variado.

La investigación del terreno estuvo orientada a determinar todos los parámetros necesarios para el cálculo de la capacidad portante.

Se realizaron 02 calicatas hasta una profundidad promedio de 2.15 m, tomando como base el fondo del canal vía. En las calicatas excavadas se realizó el muestreo de los horizontes estratigráficos y correspondiente descripción (Ver: Figura 03). Así mismo, se procedió a la obtención de muestras disturbadas para los ensayos granulométricos, peso específico. Posteriormente se realizó la descripción litológica de los diferentes horizontes.

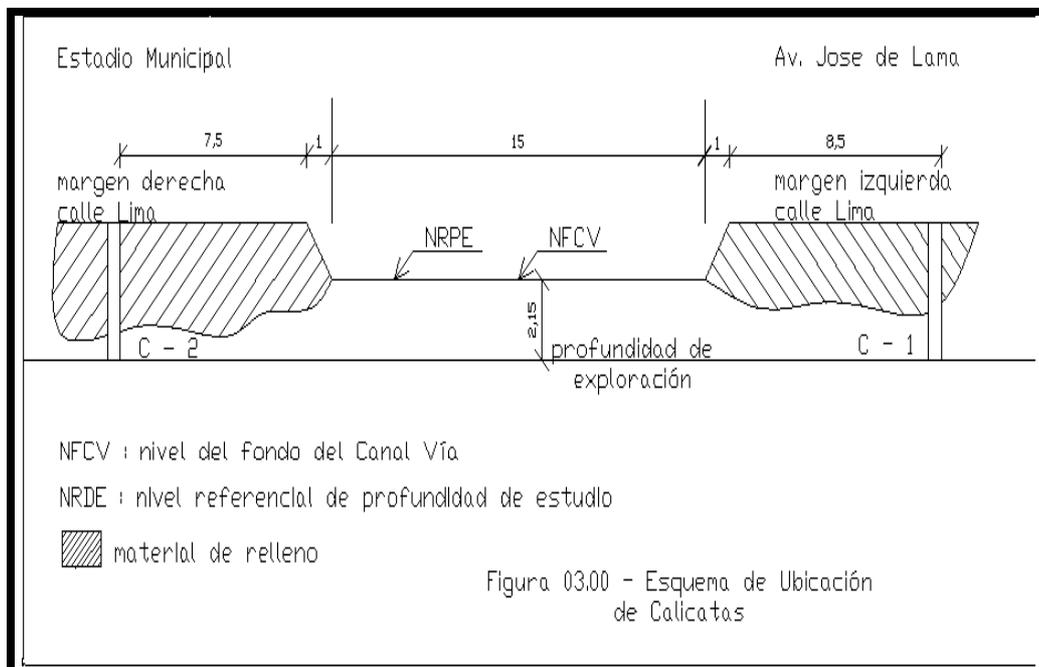
De acuerdo a los ensayos realizados, se han podido establecer un rango de humedad natural del suelo de 7.80%. Pero cabe mencionar que en épocas de lluvias estos suelos se encuentran saturados. El suelo ensayado muestra un valor de Peso Específico de 2.18 gr/cm<sup>3</sup>.

El análisis granulométrico se utilizó mallas de acuerdo a las normas ASTM clasificando al suelo del tipo SP (Ver: Tabla 1.4.1, Tabla 1.4.2, Figura 1.4)

En la Tabla 1.4.3, podemos encontrar el perfil estratigráfico. No se encontró nivel de Napa Freática.

Estos ensayos se han realizado siguiendo las normas establecidas por la *American Society for Testing Materials* (ASTM.)

- Análisis Granulométrico por Tamizado                      ASTM D-422
- Contenido de Humedad Natural                                      ASTM D-2216
- Ensayo de Penetración Estándar                                      ASTM D-1586



**Figura 1.3 Esquema del Estudio de Suelo Realizado**

**Tabla 1.4.01**  
**ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO**

**LUGAR** : SULLANA – PIURA

**CALICATA** : C01 y C02

**ZONA** : INTER. DE CANAL VÍA y CALLE LIMA

**Fecha** : Sullana, Marzo del 2001

MALLA ESTÁND. N°	DIAMETRO TAMAÑO	C01 M1 PROF. 0.20-0.36		C01 M2 PROF. 1.00-2.00		C02 M1 PROF. 0.20-0.36		C02 M2 PROF. 1.00-2.00	
		% RETENIDO	% QUE PASA						
5" n.n	127.060								
3"	76.200								
2"	50.800		100.00				100.00		
1 1/2"	38.100	11.74	88.26			6.06	93.94		
1"	25.400	11.48	76.78			16.43	77.51		
3/4"	19.050	9.42	67.36			11.70	65.81		
1/2"	12.700	11.87	55.49			16.09	49.72		
3/8"	9.520	8.08	47.41			11.24	38.48		
1/4"	6.500	9.00	38.41		100.00	8.20	30.28		100.00
N° 4	4.760	2.12	36.29	0.99	99.01	4.23	26.05	1.75	98.25
N° 8	2.380	1.51	34.78	1.33	97.68	3.73	22.32	4.29	93.96
N° 10	2.000	1.25	33.53	1.01	96.67	0.88	21.44	2.23	91.73
N° 16	1.190	0.86	32.67	0.86	95.81	1.25	20.19	3.98	87.75
N° 20	0.840	0.84	31.83	1.23	94.58	0.50	19.69	2.31	85.44
N° 30	0.590	2.27	29.56	1.77	92.81	0.54	19.15	2.63	82.81
N° 40	0.426	1.90	27.66	0.71	92.10	0.75	18.40	3.67	79.14
N° 50	0.297	1.09	26.57	1.19	90.91	0.99	17.41	5.73	73.41
N° 70	0.212	2.95	23.62	6.55	84.36	1.37	16.04	9.36	64.05
N° 100	0.150	9.09	14.53	42.61	41.75	5.19	10.85	19.64	44.41
N° 140	0.106	6.50	8.03	25.22	16.53	2.44	8.41	5.75	38.66
N° 170	0.089	1.21	6.82	5.88	10.65	0.87	7.54	2.28	36.38
N° 200	0.074	1.73	5.09	6.46	4.19	2.78	4.76	1.58	34.80
-200		5.07	0.00	4.18	0.00	4.78	0.00	34.79	0.00

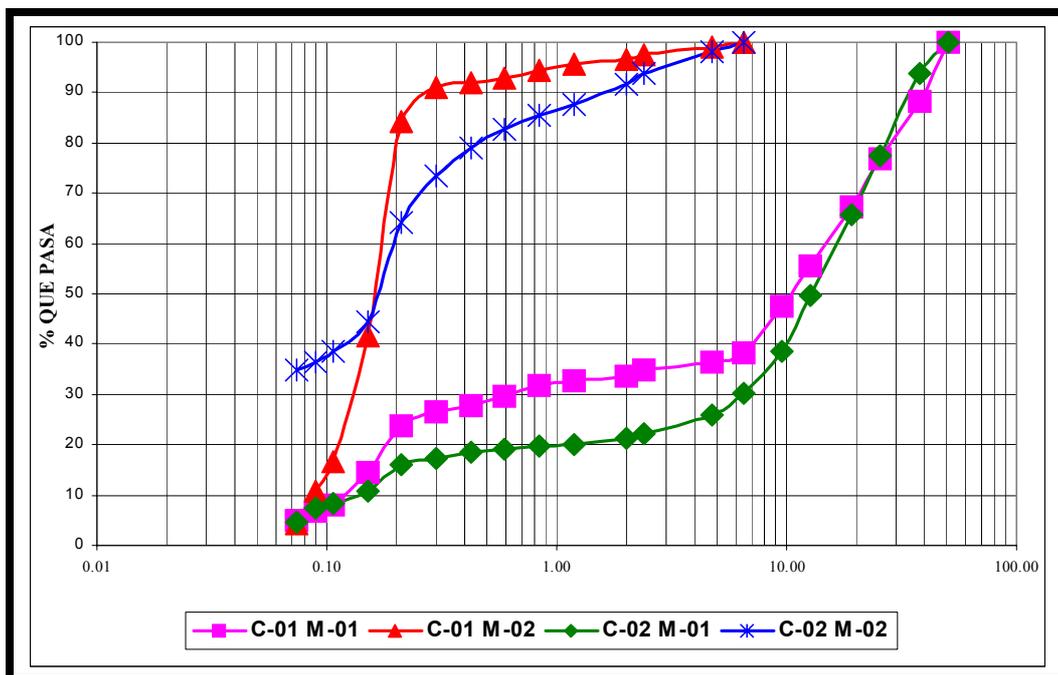


Figura 1.4 Granulometría – Puente Lima

Tabla 1.4.02  
ENSAYO DE SPT

LUGAR : SULLANA – PIURA

ZONA : INTER. DE CANAL VÍA y CALLE LIMA

Fecha : Sullana, Marzo del 2001

PENETRACIÓN	N° DE GOLPES POR 0.30m. DE PENETRACIÓN CON SPT		TIPO DE SUELOS
	COTAS : m	# DE GOLPES	
0.35	3	BAJA	GC NO COMPACTA
0.65	6	BAJA	SP
0.95	8	BAJA	SP
1.25	10	BAJA	SP
1.55	21	MEDIA	SP
1.85	23	MEDIA	SP
2.15	38	ALTA	GC

**Tabla 1.4.03**  
**PERFIL ESTRATIGRÁFICO**

**LUGAR** : SULLANA – PIURA

**CALICATA** : C01 y C02

**ZONA** : INTER. DE CANAL VÍA y CALLE LIMA

**Fecha** : Sullana, Marzo del 2001

COTA	CLACIFICACIÓN	COLUMN ESTRATI	DESCRIPCIÓN	NIVEL FREÁTICO	ALTURA DE MUESTRA
0.00-0.20			<p>Losa de Fondo – Base del Canal Vía</p> <p>Material de Afirmado en una Matriz Arcillosa, Arcillo Arenosa ó Areno Arcillosa, de Baja Plasticidad, por la Filtración de Agua, la Base de la Losa del Canal Vía ha sido afectada parcialmente.</p>		
0.20-0.40			<p>Arena de Grano Fino con escaso contenido de Gravilla, de color Gris, Húmeda, debido a las Filtraciones de las Aguas. La Compacidad y Resistencia aumentan con la Profundidad.</p>		
Hasta 2.40			<p>Nota: NO SE HA EVIDENCIADO LA PRESENCIA DE NAPA FREÁTICA</p>		

## 1.5. Características Hidráulicas e Hidrológicas

El objetivo de este estudio es el de establecer en forma clara las características Hidrológicas del régimen de avenidas máximas y extraordinarias y los factores hidráulicos que conllevan a una real apreciación del comportamiento hidráulico del Canal Vía ( en épocas de presencia del Fenómeno de El Niño), que permitan definir los requisitos mínimos del puente y su ubicación óptima en función de los niveles de seguridad o riesgos permitidos o aceptables para las características particulares de la estructura.

En la ciudad de Sullana no hay pozos de explotación de aguas Subterráneas, en consecuencia no hay conocimientos sobre las condiciones geohidrológicas del lugar. Sin embargo, dada las características pluviométricas de la zona, precipitaciones anuales escasas y erráticas a través del tiempo, se estima que no hay suficiente alimentación e infiltración de agua meteórica en el suelo y subsuelo, por lo cual el nivel freático debe encontrarse a un nivel mas o menos apreciable.

Sin embargo la recarga de la napa freática se produce por infiltración de las aguas de regadío, y se transforma en superficial en épocas de lluvia.

Del Estudios de Hidrología e Hidráulica del Canal Vía, abril de 1999, elaborado por la Sub-Región Luciano Castillo Colomna, se han podido obtener los siguientes parámetros para esta zona del Canal Vía:

- |   |                            |
|---|----------------------------|
| ➤ Caudal de máxima avenida                            | 195.83 m <sup>3</sup> /seg |
| ➤ Comportamiento hidráulico                           | turbulento                 |
| ➤ Área de flujo confinada por el caudal               | 24.00 m <sup>2</sup>       |
| ➤ Nivel máximo de agua (NMA)                          | 1.50 m                     |
| ➤ Nivel mínimo de agua (NMiA)                         | 0.00 m                     |
| ➤ Nivel mínimo recomendable para el fondo del puente. |                            |

## 1.6. Planteamiento de la Estructura Escogida

Un puente es una que se construye para salvar un obstáculo, dando así continuidad a una vía. Dicho obstáculo es un canal Vía, el cual en épocas de lluvias se convierte en un dren natural.

### **1.6.1.\_ Clasificación del Puente**

- Según su Utilidad: será diseñado como puente para carreteras y peatonal.
- Según el Material: puente mixto (estructura de acero y concreto armado.)
- Según la Localización de la calzada: puente de calzada o paso superior.
- Según el Tipo de Estructura: puente de luz central y voladizo.

La ubicación y elección del tipo de puente, a sido tomando en cuenta los siguientes aspectos:

- Alineaciones, pendientes y rasantes.
- Teniendo en cuenta su estética, economía y seguridad.
- Analizando los accesos, cauce del canal Vía y fundaciones.

Con estos estudios realizados previamente se puede conocer la sección hidráulica, velocidad de la corriente, gasto máximo y mínimo en el sitio del ponteadero esperado durante la vida útil de la estructura, características del terreno, si es o no erosionable, datos que influyen en la luz total de la obra.

Luego de determinada la luz total de la obra, para la escogencia del tipo de estructura es necesario considerar la parte estética, que debe guardar armonía con los alrededores, el buen servicio y durabilidad de la obra, la facilidad de construcción y las exigencias económicas de todo proyecto.

## Capítulo II – Diseño Geométrico

### 2.1. Análisis de la Zona

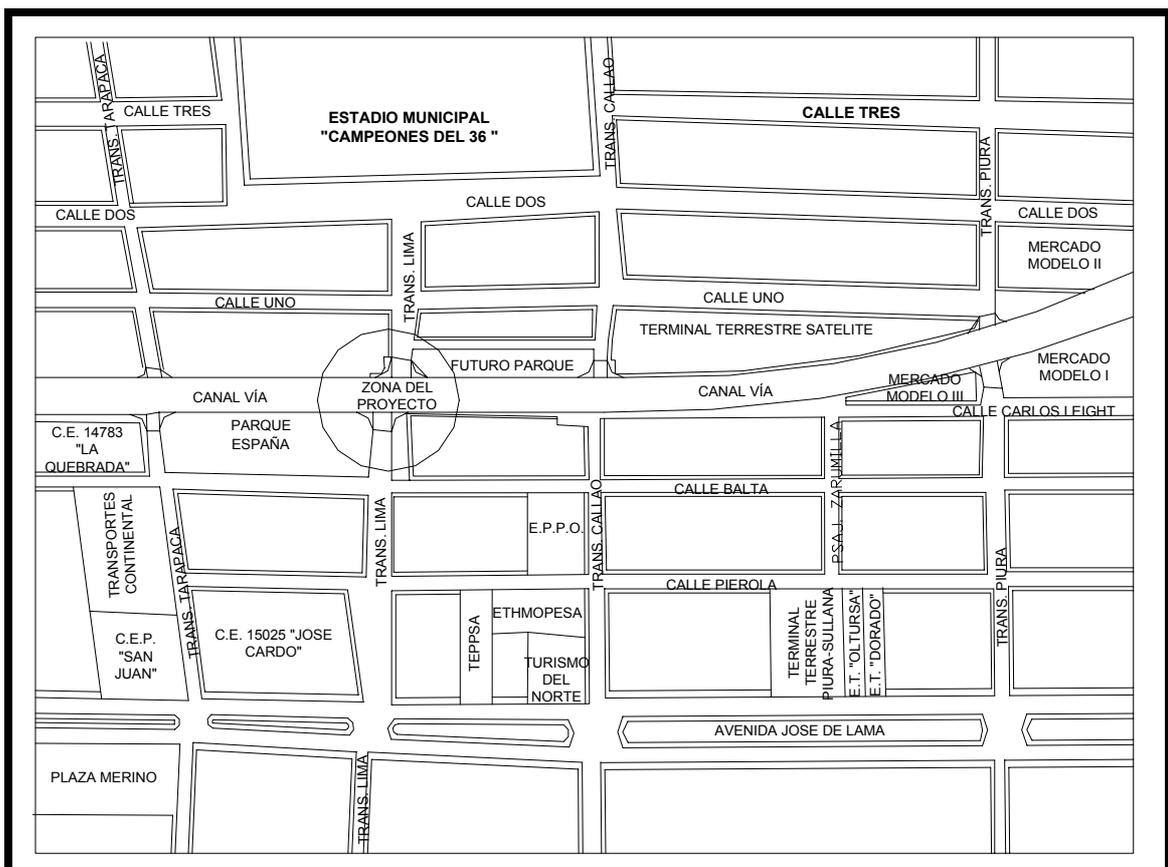


Figura 2.1 Zona del Proyecto

Para la buena localización del puente se bosquejaron varias alternativas, las cuales debían contemplar el alineamiento de la vía, la rasante, el tipo de terreno, facilidades de construcción y de conservación, el aspecto estético con relación a obras aledañas y tomando en el cruce de corrientes de aguas, su alineamiento y sección hidráulica.

La integración con la vía de comunicación y el medio ambiente es el objetivo principal del proyecto geométrico del puente.

Con respecto a la integración de la vía de comunicación es vital la construcción del puente en esta zona, por la imperiosa necesidad de unir dos zonas urbanas. El canal Vía en épocas de lluvias divide la ciudad de Sullana en dos zonas, contando sólo con sus interconexiones de puentes peatonales.

En los alrededores de esta zona podemos encontrar:

- 03 colegios:
  - C.E.N. 15025 “José Cardo”.
  - C.E.P. “San Juan”.
  - C.E.N. 147863 “La Quebrada”.
- Estadio Municipal “Campeones del 36”.
- Terminales Terrestres de Interconexión provincial.
- Parque España.

Ver figura 2.1.

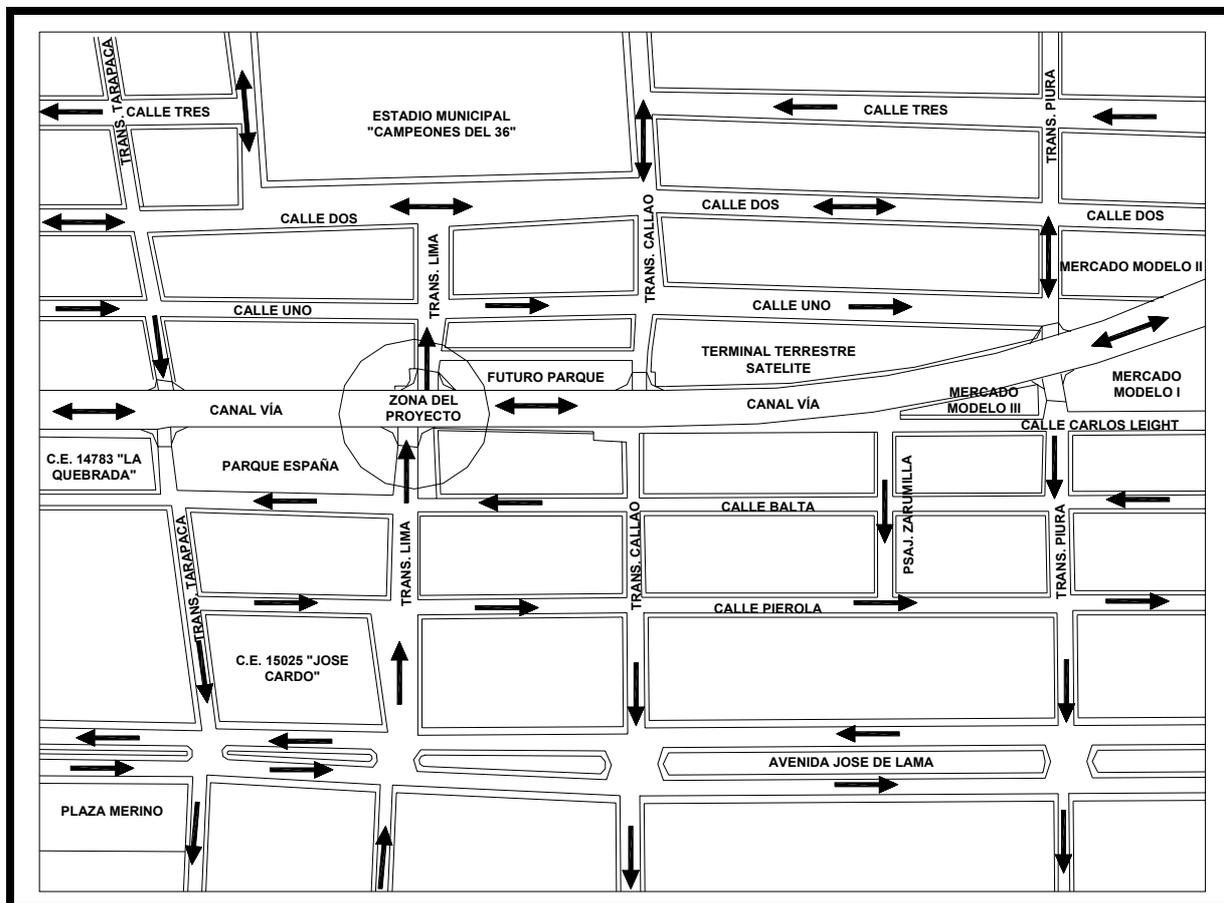
## **2.2. Estudio de Transito**

El transito vehicular en esta zona está enmarcado dentro de un contexto de vehículos menores tales como: trimóviles (brindan servicio de taxi disperso), autos (prestan servicio de colectivos y movilidad particular.) Así también, tenemos la presencia de omnibuses y combis. La presencia de camiones de gran tonelaje es a diario debido a que se trata de una zona muy comercial ( depósitos de materiales de construcción, abarrotos, etc.)

Según la Municipalidad de Sullana, dicha zona es transitada diariamente por un promedio diario de 6000 unidades trimóviles. La existencia de 06 líneas de comités interurbanos con un promedio de 200 vehículos.

La zona cuenta con una alta densidad vehicular, que en horas punta se crean cuellos de botellas. Siendo estas zonas las que se enmarcan entre la Av. José de Lama, Calle Tarapacá, calle Lima y Calle 02. A esto se le agrega la presencia de un alto número de estudiantes de

nivel primario y secundario. Con la finalidad de disipar estos cuellos de botellas, se propone que dicha vía cumpla con un tránsito en doble sentido. Ver figura 2.2 y figura 2.3.



**Figura 2.2 Sentido Actual del Tránsito**

### 2.2.1. Parámetros de Diseño de Carreteras

El Ministerio de Transportes, Comunicaciones, Vivienda y Construcción (MTC), a través del Proyecto Especial Rehabilitación Infraestructura de Transporte, teniendo en cuenta las condiciones del sistema vial del país, ha preparado el Manual de Diseño Geométrico de Carreteras (DG-1999), cuya versión es la que rige el presente proyecto.

El objetivo de este Manual es brindar, a la comunidad técnica nacional, un documento actualizado para uso en el campo del Diseño de Carreteras, conformando un elemento que organiza y recopila las Técnicas de Diseño Vial desde el punto de vista de su concepción y desarrollo en función de determinados parámetros, considerando los aspectos de conservación ambiental y de seguridad vial, coherentes con las Especificaciones Técnicas Generales para Construcción de Carreteras, de reciente actualización, y de las Normas Oficiales vigentes.

El diseño geométrico es la parte más importante del proyecto de una carretera, estableciendo, con base en los condicionantes o factores existentes, la configuración geométrica definitiva del conjunto tridimensional que supone, para satisfacer al máximo los objetivos fundamentales, es decir, la funcionalidad, la seguridad, la comodidad, la integración en su entorno, la armonía o estética, la economía y la elasticidad.

La funcionalidad vendrá determinada por el tipo de vía a proyectar y sus características, así como por el volumen y propiedades del tránsito, permitiendo una adecuada movilidad por el territorio a los usuarios y mercancías a través de una suficiente velocidad de operación del conjunto de la circulación. La seguridad vial debe ser la premisa básica en cualquier diseño vial, inspirando todas las fases del mismo, hasta las mínimas facetas, reflejada principalmente en la simplicidad y uniformidad de los diseños.

La comodidad de los usuarios de los vehículos debe incrementarse en consonancia con la mejora general de la calidad de vida, disminuyendo las aceleraciones y, especialmente, sus variaciones que reducen la comodidad de los ocupantes de los vehículos. Todo ello ajustando las curvaturas de la geometría y sus transiciones a las velocidades de operación por las que optan los conductores a lo largo de los alineamientos.

La integración en su entorno debe procurar minimizar los impactos ambientales, teniendo en cuenta el uso y valores de los suelos afectados, siendo básica la mayor adaptación física posible a la topografía existente. La armonía o estética de la obra resultante tiene dos posibles puntos de vista: el exterior o estático, relacionado con la adaptación paisajística, y el interior o dinámico vinculado con la comodidad visual del conductor ante las perspectivas cambiantes que se agolpan a sus pupilas y pueden llegar a provocar fatiga o distracción, motivo de peligrosidad. Hay que obtener un diseño geométrico conjunto que ofrezca al conductor un recorrido fácil y agradable, exento de sorpresas y desorientaciones.

La economía o el menor costo posible, tanto de la ejecución de la obra, como del mantenimiento y la explotación futura de la misma, alcanzando siempre una solución de compromiso con el resto de objetivos o criterios. La elasticidad suficiente de la solución definitiva para prever posibles ampliaciones en el futuro.

#### **2.2.1.1. \_Clasificación de Acuerdo a la Demanda**

##### **CARRETERAS DE 2DA. CLASE**

Son aquellas de una calzada de dos carriles (DC) que soportan entre 2000-400 veh/día.



#### 2.2.1.4. \_Velocidad de Diseño

La velocidad directriz o de diseño es la escogida para el diseño, entendiéndose que será la máxima que se podrá mantener con seguridad sobre una sección determinada de la carretera, cuando las circunstancias sean favorables para que prevalezcan las condiciones de diseño.

#### Elección de la Velocidad Directriz

La selección de la velocidad directriz depende de la importancia o categoría de la futura carretera, de los volúmenes de tránsito que va a mover, de la configuración topográfica del terreno, de los usos de la tierra, del servicio que se requiere ofrecer, de las consideraciones ambientales, de la homogeneidad a lo largo de la carretera, de las facilidades de acceso (control de accesos), de la disponibilidad de recursos económicos y de las facilidades de financiamiento. Los presentes criterios establecen, en la Tabla 2.2.1.3.01, el rango de las velocidades de diseño que se deben utilizar en función del tipo de carretera según sus características. Pero tomando en cuenta el entorno en que se ubicará el puente la velocidad que regirá el tránsito vehicular diario no deberá ser mayor a los 35 Km/h, tomando en cuenta que la velocidad de diseño es de 50 Km/h.

**Carreteras de Segunda Clase:** IMDA entre 2000-400 veh/día de una calzada de dos carriles (DC).

**Clasificación según condiciones orográficas :** CARRETERAS TIPO 1

**Velocidad de diseño :** 50 Km/h

#### 2.2.1.5. \_Sección Transversal

##### Número De Carriles De La Sección Tipo

El número de carriles de cada calzada se fijará de acuerdo con las previsiones de la intensidad y composición del tráfico previsible en la hora de diseño del año horizonte, así como del nivel de servicio deseado.

En cualquier caso se tendrán en cuenta las siguientes consideraciones:

##### **Carreteras de calzadas separadas:**

No se proyectarán más de cuatro carriles por calzada ni menos de dos en la sección tipo. No se computarán, a estos efectos, los carriles de cambio de velocidad o de trenzado y los incluidos en confluencias de autovías o autopistas urbanas.

## Calzada

### Ancho de Tramos en Tangente

En la Tabla 2.2.1.5.2.01, se indica los valores apropiados del ancho del pavimento para cada velocidad directriz con relación a la importancia de la carretera. El ancho de la calzada en tangente se determinará con base en el nivel de servicio deseado al finalizar el período de diseño o en un determinado año de la vida de la carretera. En consecuencia, el ancho y número de carriles se determinarán mediante un análisis de capacidad y niveles de servicio.

Los anchos de carril que se usen, serán: 3,00 m; 3,30 m; 3,50 m; 3,60 m y 3,65 m.

**Tabla 2.2.1.5.2.01**  
**ANCHO DE CALZADA DE DOS**

CLASIFICACIÓN	SUPERIOR								PRIMERA CLASE				SEGUNDA CLASE				TERCERA CLASE				
TRÁFICO VEH/DÍA	>4000								4000-2001				2000-4000				<400				
CARACTERÍSTICAS	AP (2)				MC				DC				DC				DC				
OROGRAFÍA TIPO	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	
<b>Velocidad de Diseño</b>																					
30 KPH																				6.0	6.0
40 KPH																6.6	6.6	6.6	6.6	6.0	
50 KPH											7.0	7.0			6.6	6.6	9.6	6.6			
60 KPH					7.2	7.2	7.2	7.0	7.2	7.2	7.0	7.0	7.0	7.0	6.6	6.6	6.6	6.6			
70 KPH			7.2	7.2	7.2	7.2	7.2	7.0	7.2	7.2	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0		7.0				
80 KPH	7.2	7.2	7.2	7.2	7.2	7.2	7.2	7.2	7.2	7.2	7.2		7.0	7.0			7.0				
90 KPH	7.2	7.2			7.2	7.2	7.2		7.2	7.2			7.0								
100 KPH	7.2	7.2			7.2	7.2	7.2		7.2				7.0								
110 KPH	7.3	7.3			7.3																
120 KPH	7.3	7.3			7.3																
130 KPH	7.3																				
140 KPH	7.3																				
150 KPH																					

AP : AUTOPISTA

MC : CARRETERA MULTICARRIL O DUAL (dos calzadas)

DC : CARRETERA DE DOS CARRILES

NOTA 1: En zona tipo 3 y/o 4, donde exista capacidad suficiente y se justifique por demanda la construcción de una autopista, puede realizarse con calzadas a diferentes nivel asegurándose que ambas calzadas tengan las características de dicha clasificación

NOTA 2: En caso de que una vía clasifique como carretera de la 1era. clase y a pesar de ello se desea diseñar una vía multicarril. Las características de ésta se deberá adecuar al orden superior inmediato. Igualmente si es una vía dual y se desea diseñar una autopista, se deberán utilizar los requerimientos mínimos del orden superior inmediato.

NOTA 3: los casos no contemplados en la presente clasificación, serán clasificados de acuerdo con lo que disponga el MTC y sus características serán definidas por dicha entidad.

## Bermas

### Ancho de las Bermas

En la Tabla 2.2.1.5.3.01, se indican los valores apropiados del ancho de las bermas. El dimensionamiento entre los valores indicados, para cada velocidad directriz se hará teniendo en cuenta los volúmenes de tráfico y el costo de construcción.

**Tabla 2.2.1.5.3.01**  
**ANACHO DE BERMAS**

CLASIFICACIÓN	SUPERIOR								PRIMERA CLASE				SEGUNDA CLASE				TERCERA CLASE			
TRÁFICO VEH/DÍA	>4000								4000-2001				2000-4000				<400			
CARACTERÍSTICAS	AP (2)				MC				DC				DC				DC			
OROGRAFÍA TIPO	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
Velocidad de Diseño																				
30 KPH																			0.5	0.5
40 KPH																1.2	0.9	0.9	0.5	
50 KPH											1.2	1.2			1.2	1.2	0.9	0.9	0.9	
60 KPH					1.8	1.8	1.5	1.5	1.5	1.5	1.2	1.2	1.5	1.5	1.2	1.2	0.9	0.9		
70 KPH			1.8	1.8	1.8	1.8	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.2	1.5	1.5	1.5		1.2	1.2		
80 KPH	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.5		1.5	1.5			1.2			
90 KPH	1.8	1.8			1.8	1.8	1.8		1.8	1.8			1.5							
100 KPH	2.0	2.0			2.0	2.0	1.8		1.8				1.5							
110 KPH	2.0	2.0			2.0	2.0														
120 KPH	2.5	2.5			2.0															
130 KPH	2.5																			
140 KPH	2.5																			
150 KPH																				

AP : AUTOPISTA

MC : CARRETERA MULTICARRIL O DUAL (dos calzadas)

DC : CARRETERA DE DOS CARRILES

NOTA 1: En zona tipo 3 y/o 4, donde exista capacidad suficiente y se justifique por demanda la construcción de una autopista, puede realizarse con calzadas a diferentes nivel asegurándose que ambas calzadas tengan las características de dicha clasificación

NOTA 2: En caso de que una vía clasifique como carretera de la 1era. clase y a pesar de ello se desea diseñar una vía multicarril. Las características de ésta se deberá adecuar al orden superior inmediato. Igualmente si es una vía dual y se desea diseñar una autopista, se deberán utilizar los requerimientos mínimos del orden superior inmediato.

NOTA 3: los casos no contemplados en la presente clasificación, serán clasificados de acuerdo con lo que disponga el MTC y sus características serán definidas por dicha entidad.

### **Inclinación de las Bermas**

En las vías con pavimento superior la inclinación de las bermas se regirá según la Tabla 2.2.1.5.2.01 para las vías a nivel de afirmado, en los tramos en tangente las bermas seguirán la inclinación del pavimento. En los tramos en curva se ejecutará el peralte.

En zonas con un nivel de precipitación promedio mensual de 50 mm, en los cuatro meses del año más lluviosos, o para toda carretera construida a una altitud igual o mayor a 3 500 m.s.n.m.; la capa de superficie de rodadura de la calzada se prolongará, pavimentando todo el ancho de la berma o por lo menos un ancho de 1,50 m, a fin de proteger la estructura del pavimento.

En el caso de que la berma se pavimente, será necesario añadir lateralmente a la misma para su adecuado confinamiento, una banda de mínimo 0,5 metros de ancho sin pavimentar. A esta banda se le denomina sobreebanco de compactación (s.a.c.) y puede permitir la localización de señalización y defensas.

#### **2.2.1.6. Bombeos**

En tramos rectos o en aquellos cuyo radio de curvatura permite el contra peralte las calzadas deberán tener, con el propósito de evacuar las aguas superficiales, una inclinación transversal mínima o bombeo, que depende del tipo de superficie de rodadura y de los niveles de precipitación de la zona.

La Tabla 2.2.1.6.01 especifica estos valores indicando en algunos casos un rango dentro del cual el proyectista deberá moverse, afinando su elección según los matices de la rugosidad de las superficies y de los climas imperantes.

**TABLA 2.2.1.6.01**

#### **BOMBEOS DE LA CALZADA**

<b>Tipo de Superficie</b>	<b>Bombeo (%)</b>	
	<b>Precipitación: &lt; 500 mm/año</b>	<b>Precipitación: &gt; 500 mm/año</b>
Pavimento Superior	2,0	2,0
Tratamiento Superficial	2,5 (*)	2,5 – 3,0
Afirmado	3,0 – 3,5 (*)	3,0 – 4,0

(\*) En climas definitivamente desérticos se pueden rebajar los bombeos hasta un valor límite de 2%.

El bombeo se puede dar de varias maneras, dependiendo del tipo de plataforma y de las conveniencias específicas del proyecto en una zona dada.

### 2.2.1.7. \_Peralte

#### Valores del Peralte

Con el fin de contrarrestar la acción de la fuerza centrífuga, las curvas horizontales deben ser peraltadas. Ver Tabla 2.2.1.7.01.

Los valores máximos del peralte, son controlados por algunos factores como: Condiciones climáticas, orografía, zona (rural ó urbana) y frecuencia de vehículos pesados de bajo movimiento, en términos generales se utilizarán como valores máximos los siguientes:

**TABLA 2.2.1.7.01  
VALORES DE PERALTE MÁXIMO**

	Peralte Máximo (p)		Ver Figura
	Absoluto	Normal	
Cruce de Areas Urbanas	6,0 %	4,0 %	304.03
Zona rural (Tipo 1, 2 ó 3)*	8,0 %	6,0 %	304.04
Zona rural (Tipo 3 ó 4)	12,0 %	8,0 %	304.05
Zona rural con peligro de hielo	8,0 %	6,0 %	304.06

(\*) El tipo corresponde a la clasificación vial según condiciones orográficas.

### 2.2.1.8. \_Pasos A Desnivel Para Peatones

Los hay elevados y subterráneos. En zonas periféricas y poco pobladas, con más espacio disponible, se usarán los pasos elevados, con altos estándares de estética, limpieza y economía.

En el diseño geométrico de pasos a desnivel para peatones la aplicación de los criterios de la Tabla 2.2.1.8.01, que proporciona muy buenas soluciones. Los accesos a los pasos peatonales a desnivel pueden ser escaleras o rampas con las características que se indican en la Tabla 2.2.1.8.02.

La zona en donde se ubica el acceso debe tener un ancho mínimo de 5,0 metros. Lo más conveniente es ubicar el acceso en el lado próximo a la calzada. Si se ubica en el centro de la zona, debe dejarse, a cada lado del acceso, un espacio peatonal de al menos 2,0 metros de ancho.

**TABLA 2.2.1.8.01**  
**CRITERIOS DE DISEÑO GEOMÉTRICO DE PASOS A DESNIVEL PARA**  
**PEATONES**

Descripción	Unidad	Pasos Inferiores	Pasos Superiores
Capacidad		3000 peatones / hora /metro de ancho	3000 peatones / hora /metro de ancho
Ancho	m	Mínimo 3,0 Recomendable entre 4,0 y 6,0	Mínimo 2,5
Altura	m	Mínimo 2,5	
Gálbo	m	-----	Mínimo 5,50
Altura de las barandas	m	-----	Entre 1,2 y 2,0
Otras características		Buena Iluminación. Sin recodos que faciliten atracos. Paredes lisas y lavables	Superficie Antideslizante

**TABLA 2.2.1.8.02**  
**CARACTERÍSTICAS RECOMENDABLES DE LOS ACCESOS A PASOS**  
**PEATONALES A DESNIVEL**

Descripción	Escalera	Rampa
Pendiente	40 a 60%	5 a 15%
Ancho Mínimo	1,0 metro (unidireccional) 2,0 metros (bidireccional)	2,0 m
Capacidad	25 a 40 peatones / metro /minuto	$C = dv (1 - i/100)$ C = Capacidad (peatones / metro /segundo) d = densidad (peatones / m <sup>2</sup> ) v = velocidad (metros / segundo) i = pendiente

**Nota:** Estos parámetros se indican para evaluación de capacidad y análisis de servicio, más no para análisis estructural.

## **2.2.2.\_ Coordinación entre Alineamiento Horizontal y Perfil Longitudinal**

### **2.2.2.1.\_ Generalidades**

Las normas y recomendaciones precedentes apuntan a producir niveles aceptables de visibilidad, comodidad, agrado visual y de servicio en general, mediante una correcta elección de los elementos en planta y elevación que configuran el trazado. No obstante esto, dichas

normas y recomendaciones, aplicadas por separado a los referidos planos, no aseguran un buen diseño.

Por ello es necesario estudiar también sus efectos combinados aplicarles ciertas normas de compatibilización y coordinarlos, de acuerdo a criterios funcionales y estéticos que se asumirán a continuación. La presente sección, por lo tanto, se referirá a los principios, procedimientos y medios que deben tenerse presentes y usarse para ejecutar un trazado que integre cada uno de sus elementos en un diseño seguro, cómodo, sin indeterminaciones para el usuario y adecuadamente implantado en el medio ambiente.

La ejecución de las combinaciones posibles de los elementos verticales y horizontales del trazado, con su correspondiente apariencia en perspectiva, para la totalidad de un trazado no es siempre factible ni indispensable. En la mayoría de los casos basta con respetar las normas y recomendaciones aquí consignadas para evitar efectos contraproducentes para la seguridad y la estética de la vía.

#### **2.2.2.2. \_Diseño Espacial de la Vía**

Los trazados en planta y perfil de una carretera deberán estar coordinados de forma que el usuario pueda circular por ella de manera cómoda y segura. Concretamente, se evitará que se produzcan pérdidas de trazado, definida ésta como el efecto que sucede cuando el conductor puede ver, en un determinado instante, dos tramos de carretera, pero no puede ver otro situado entre los dos anteriores.

Para conseguir una adecuada coordinación de los trazados, para todo tipo de carretera, se tendrán en cuenta las siguientes condiciones:

- Manual de Diseño Geométrico de Carreteras (DG-1999) 53 Norma de Diseño – Capítulo 4

**(1)** Los puntos de tangencia de toda curva vertical, en coincidencia con una curva horizontal, estarán situados dentro de la clotoide en planta y lo más próximos al punto de radio infinito. En general los puntos de inflexión en planta y perfil deben aproximadamente coincidir y ser iguales en cantidad a lo largo de un tramo.

**(2)** Se deberá cumplir la siguiente relación:

$$5A < L/R < 10A$$

Donde:

L : Longitud de curva vertical (m)

A : Valor absoluto de la diferencia algebraica de las pendientes (tanto por uno)

R : Radio de curva circular en planta (m)

**(3)** En carreteras con velocidad igual o menor que sesenta Kilómetros por hora (60 Kph) y en carreteras de características reducidas, se cumplirá siempre que sea posible la condición:

$$L = 100.A.R / p$$

Donde:

P : Peralte correspondiente a la curva circular (%)  
 L, A y R : Ídem (2)

### **Combinaciones no Permitidas**

Para todo tipo de carretera se evitarán las siguientes situaciones:

- Alineación única en planta (tangente o curva) que contenga una curva vertical cóncava o convexa corta.
- Curva vertical convexa en coincidencia con un punto de inflexión en planta.
- Tangente en planta con curvas convexa y cóncava consecutivas. Manual de Diseño Geométrico de Carreteras (DG-1999) 54 Norma de Diseño – Capítulo 4
- Tangente seguida de curva en planta en correspondencia con curvas convexa y cóncava.
- Alineación curva, de desarrollo corto, que contenga una curva cóncava corta.
- Conjunto de alineaciones en planta en que se puedan percibir dos curvas verticales cóncavas o dos curvas verticales convexas simultáneamente.
- Curva horizontal de radio mínimo próxima al punto más bajo de una curva vertical cóncava que conecte rasantes de pronunciadas pendientes. Además de las condiciones anteriores, en carreteras de calzadas separadas y vías rápidas se evitará:
- Curva cóncava en coincidencia con un punto de inflexión en planta.
- Curva vertical corta entre pendientes largas dentro de una misma alineación en planta.
- Rasantes uniformes entre curvas verticales consecutivas del mismo signo (cóncavas o convexas) dentro de una misma alineación en planta.
- Curvas en planta cortas dentro de una curva vertical larga.
- Cuando las rasantes de una y otra calzada son distintas, no se deben variar sus posiciones relativas, si no es en tramos donde existan combinaciones de curvas horizontales y verticales.

Cuando se utilicen elementos de trazado de parámetros amplios ( $R \geq 2,000$  m,  $L \geq 15,000$  A), podrán admitirse otras combinaciones planta – elevación. En este caso, se justificará adecuadamente que, debido a la amplitud de los elementos, no se produce el

efecto a que el incumplimiento de tales condiciones de coordinación da lugar utilizando parámetros más ajustados.

### **Intersecciones y Estructuras.**

Las intersecciones deben estar situadas en zonas de amplia visibilidad. Curvas verticales cóncavas son especialmente indicadas para esto. Si esto no es posible para las dos vías que se cruzan o empalman, por lo menos debe serlo para la de mayor importancia. Manual de Diseño Geométrico de Carreteras (DG-1999) 55 Norma de Diseño – Capítulo 4

Las plantaciones de árboles pueden advertir la presencia de una intersección, pero sus ubicaciones y tipos deben ser tales que no obstruyan las visibilidades. La bifurcación entre dos carreteras de distinta importancia no deben hacerse de modo que puedan confundir al conductor. Debe preferirse una salida que se produzca en un ángulo pronunciado a las salidas tangenciales.

Por otra parte, las obras de arte deben incorporarse al trazado de una manera fluida y natural, así como éste debe ser compatible con la geometría del accidente topográfico que obliga la construcción de la estructura. En general, las estructuras no deben ser situadas al comienzo de una curva, cuando ellas dificultan la visión del camino. Es preferible ubicarlas en zonas de curvatura franca, y en lo posible con una buena visibilidad previa.

#### **2.2.2.3. \_Efectos del Entorno de la Carretera en el Diseño Espacial**

La forma y escala del espacio ambiental por el que discurre una carretera tienen influencia definida sobre los conductores. Durante el día, todos los elementos laterales que ayuden al guiado óptico, tales como plantaciones, muros, barreras, postes – guía, etc, son favorables si ellos están a una distancia suficiente de la plataforma.

De noche, el espacio ambiental se reduce a lo que las luces, del auto o de la carretera, alcanzan. Entonces, un guiado óptico es aún más necesario. En uno y otro caso, los elementos que el proyectista disponga deben ser estudiados desde el punto de vista de su efecto en perspectiva. Manual de Diseño Geométrico de Carreteras (DG-1999) 56 Norma de Diseño – Capítulo 4

### **2.3. \_Diseño Geométrico y Dimensional**

Se considerarán dos aspectos de gran importancia dentro de la geometría del proyecto de puentes:

- Geometría general y proyecto geométrico.

Se trata sobre la integración del proyecto del puente con un proyecto geométrico de una autopista y con las condiciones locales, topográficas, geotécnicas, hidrológicas y ambientales.

➤ Geometría de detalles.

Se refiere a las dimensiones determinadas de la sección transversal, gálibos y dispositivos estándares.

### **2.3.1. Geometría General y Proyecto Geométrico**

El puente debe estar integrado completamente al desarrollo del proyecto geométrico de la carretera, tanto en planta como en perfil.

En general la localización de los puentes está determinada por el alineamiento de la vía y debe seleccionarse para que se ajuste al obstáculo que se requiere superar.

En los cruces sobre vías vehiculares y férreas deben preverse futuros trabajos tales como ampliación de la vía. El diseño geométrico en puentes debe satisfacer además de las Normas Peruanas de Puentes, las siguientes:

- Cuando el puente es para superar un río o canal, el alineamiento horizontal de la carretera en el tramo del puente puede ser curvo y no necesariamente perpendicular al eje de la corriente del agua.
- El peralte utilizado en puentes localizados en curvas horizontales o zonas de transición debe cumplir con el diseño geométrico especificado en la vía y no debe superar el valor máximo permitido. Peralte máximo a usarse 4% y pendiente máxima de 8%.

### **2.3.2. Geometría de Detalles**

En esta sección se presentaran los detalles y los elementos a ser considerados para su empleo y optimo funcionamiento.

#### **2.3.2.1. Sección Transversal**

El ancho de la sección transversal no será menor que el ancho del acceso del puente y determinado en forma tal que pueda contener, de acuerdo con los fines de la vía proyectada.

En toda la longitud del puente se mantendrá la sección transversal típica del tramo de la carretera en el cual se encuentra el puente. Dicha sección debe comprender las bermas. A

demás debe considerarse el drenaje del tablero. La sección transversal deberá ser en lo posible de un solo tipo. Justificándose las variaciones de pendiente, en las zonas de transición.

#### **2.3.2.2. Galibos**

Sobre corrientes de agua, relativamente limpias en toda época: mínimo 2,0 metros por encima del nivel de aguas máximas. · Sobre corrientes de agua que en algunos periodos transportan desechos, troncos y otros objetos voluminosos: mínimo 2,5 metros por encima del nivel de agua máximas, para el período de retorno que establezcan los correspondientes términos de referencia.

Sobre carreteras: mínimo 5,50 metros para vías principales rurales y urbanas y 5.00 metros para otras vías, por encima de la rasante de la carretera.

Sobre vías férreas: mínimo 5,50 metros. Se debe solicitar aprobación del MTC.

Sobre ríos navegables: se debe hacer la consulta al MTC.

En el alineamiento vertical del puente no habrá más limitaciones que las propias del diseño geométrico del tramo dónde esté ubicado, es decir en ningún caso un puente limitará el diseño vertical de una carretera. Para el diseño de la distancia de visibilidad en le sentido perpendicular al puente se verificará considerando tramo recto de carretera. Ver figura 2.3.

#### **2.3.2.3. Aparatos de Apoyo**

Los aparatos de apoyo proporcionaran la conexión para controlar la interacción de las cargas y los movimientos entre la superestructura y la subestructura del puente. En el diseño de los dispositivos de apoyos serán compatibles con los requerimientos de carga y los desplazamientos esperados en la estructura.

#### **2.3.2.4. Sección Longitudinal**

La sección longitudinal estará en función de las pendientes máximas permitidas. Ver figura 2.4 y figura 2.5.

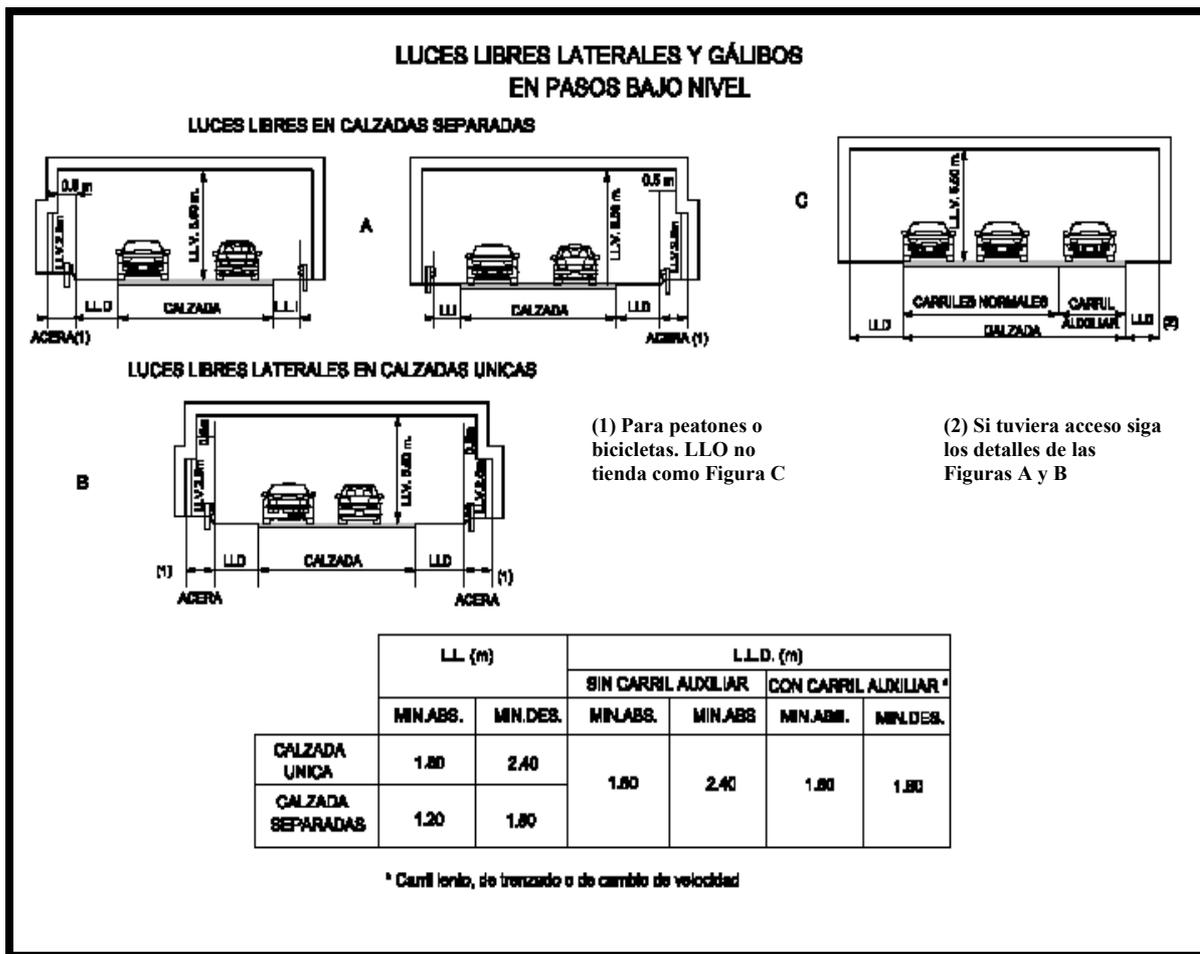


Figura 2.3 Luces Libres

## 2.4. Esquema Arquitectónico

Teniendo en cuenta todo lo desarrollado hasta el momento, y tomando en cuenta:

- “ El objetivo principal del proyecto del puente que es la integración de la vía de comunicación y el medio ambiente”.

Ver :

- Tabla 2.4.01.
- Tabla 2.4.02.
- Tabla 2.4.03
- Tabla 2.4.04
- Tabla 2.4.05
- Figura 2.6.
- Figura 2.7.
- Figura 2.8.
- Figura 2.9.

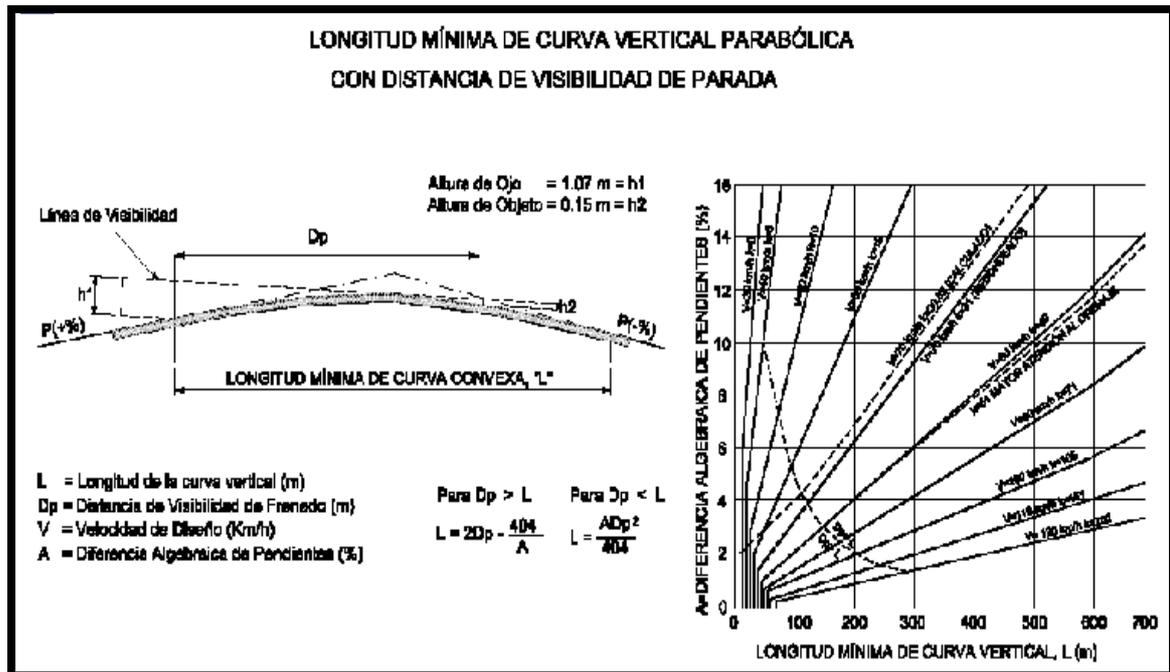


Figura 2.4 Curva Vertical Parabólica

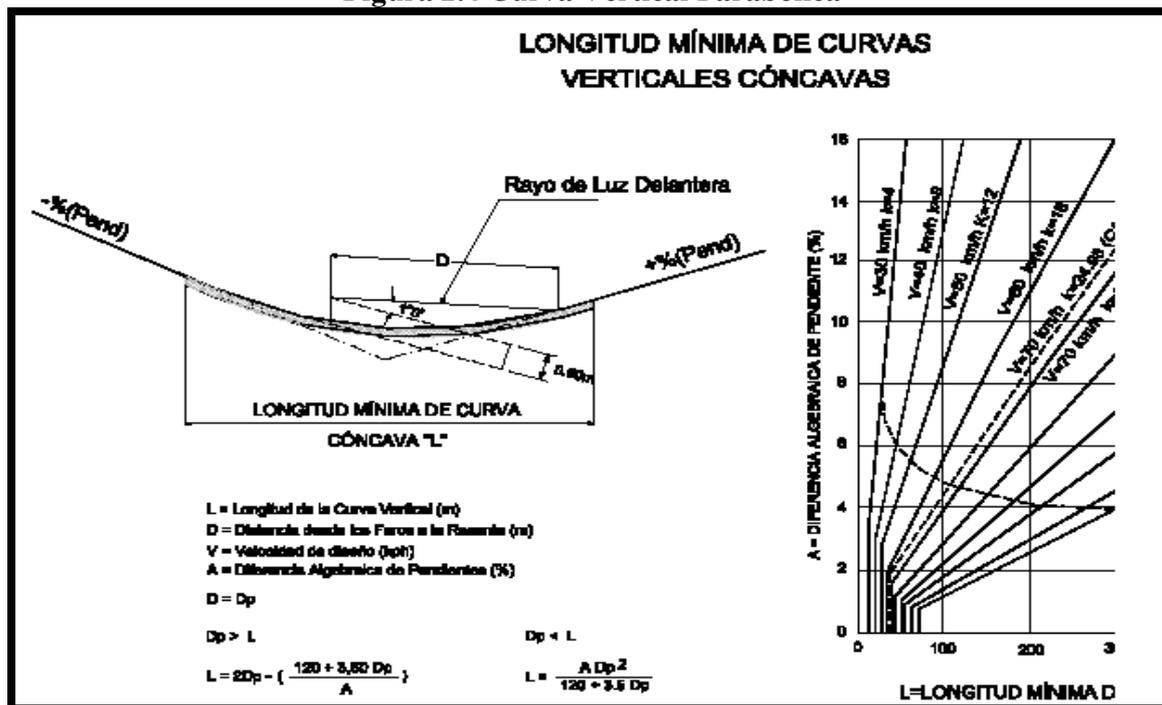


Figura 2.5 Curvas Verticales Cóncavas

**TABLA 2.4.01**  
**LONGITUD DE CURVA VERTICAL CONCAVA CON DISTANCIA DE**  
**VISIBILIDAD DE PARADA – CV01**

Velocidad de Diseño (Km/h): 50  
 Distancia de Visibilizad de Parada (m): 32.63

**Datos de la Curva:**

Dp (S): 32.63 m.

G1 (%): -1.08975                      G1: -0.0109  
 G2 (%): 8.0                                G2: 0.08

**Por Norma :**

H (m): 0.6                                A = 9.0898  
 $\beta$  : 1°

**Para Dp > L :**                            L = 48.56 m **no cumple**

**Para Dp < L :**                            L = 41.33 m **OK**

		<b>PUNTOS</b>	
		<b>X</b>	<b>Y</b>
		98.901	77.797
		100.000	77.786
		102.000	77.774
		104.000	77.770
		106.000	77.775
		108.000	77.789
		110.000	77.811
		112.000	77.843
		114.000	77.883
		116.000	77.932
		118.000	77.990
		119.564	78.041
		120.000	78.057
		122.000	78.132
		124.000	78.216
		126.000	78.309
		128.000	78.411
		130.000	78.522
		132.000	78.641
		134.000	78.769
		136.000	78.906
		138.000	79.052
		140.227	79.225
<b>Punto de Inicio</b>	<b>PVC</b>	98.901	77.797
<b>Punto de Intersección</b>	<b>PVI</b>	119.564	78.041
<b>Punto Final</b>	<b>PVT</b>	140.227	79.225

**TABLA 2.4.02**  
**LONGITUD DE CURVA VERTICAL PARABÓLICA CON DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA**

Velocidad de Diseño (Km/h): 50  
 Distancia de Visibilidad de Parada (m): 32.63

**Datos de la Curva:**

Dp (S): 32.63 m.

g1 (%): 8.0                      G1: 0.08  
 g2 (%): -8.0                    G2: -0.08

**Por Norma :**

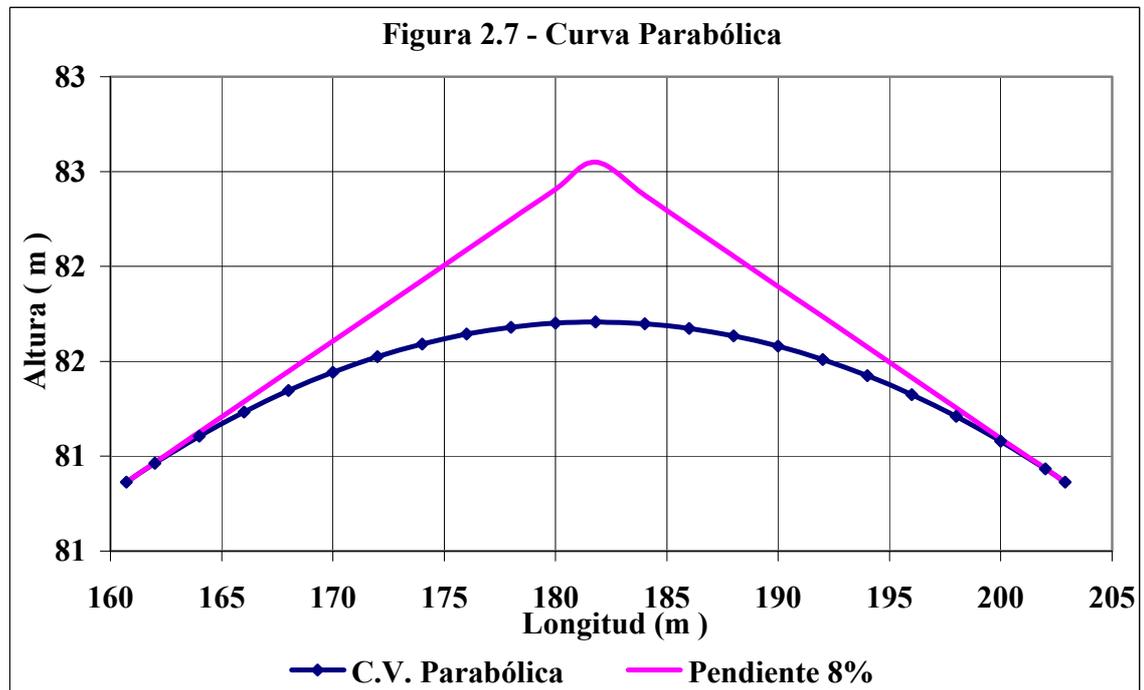
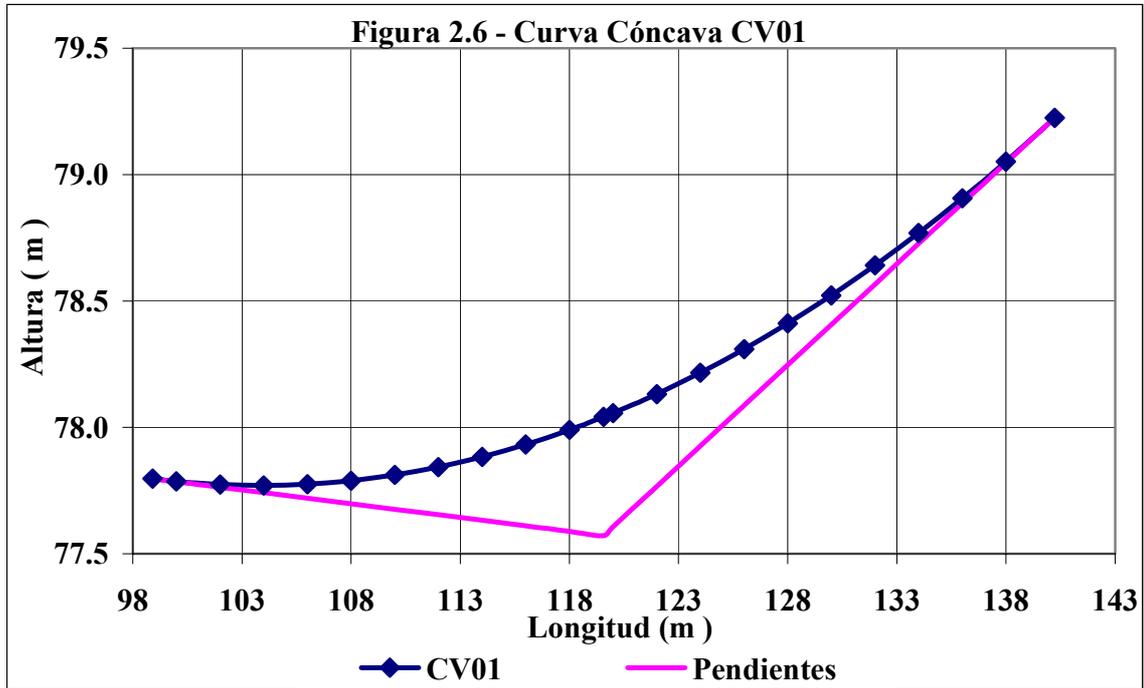
H1 (m): 1.07                    A = 16  
 H2 (m): 0.15

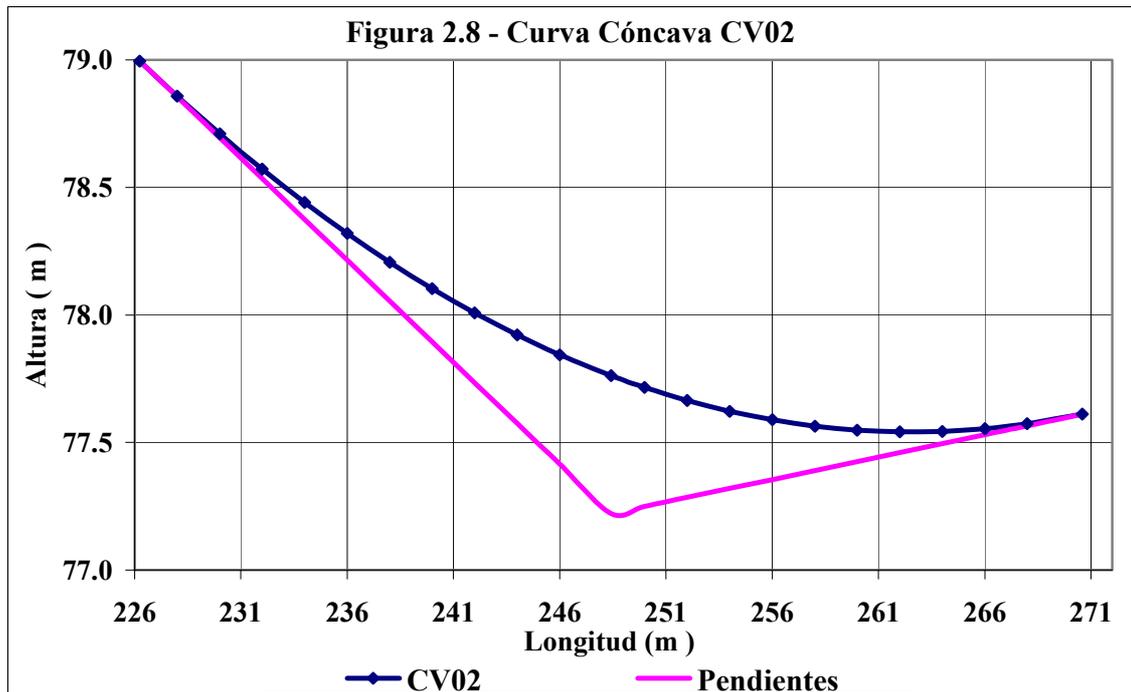
**Para Dp > L :**                L = 40.01 m **no cumple**

**Para Dp < L :**                L = 42.17 m **OK**

		<b>PUNTOS</b>	
		<b>X</b>	<b>Y</b>
		160.714	80.864
		162.000	80.963
		164.000	81.106
		166.000	81.234
		168.000	81.346
		170.000	81.443
		172.000	81.525
		174.000	81.592
		176.000	81.643
		178.000	81.680
		180.000	81.701
		181.800	81.707
		184.000	81.698
		186.000	81.674
		188.000	81.634
		190.000	81.580
		192.000	81.510
		194.000	81.425
		196.000	81.325
		198.000	81.209
		200.000	81.079
		202.000	80.933
		202.886	80.864
<b>Punto de Inicio</b>	<b>PCV</b>	160.714	80.864
<b>Punto de Intersección</b>	<b>PIC</b>	181.800	81.707
<b>Punto Final</b>	<b>PTV</b>	202.886	80.864







### Curvas Circulares

#### Contra Curva - Curva " S "

##### Datos :

PT1 (KM) = 0+181.80 y PC2 (KM) = 0+181.80

$\delta = 8.027^\circ$

$\Delta = 16.054^\circ$

R (m) = 141.02273       $\longrightarrow$       e = 4.00%

fy = 0.17

V (Km/h) = 61.36 >>>> Vdiseño(Km/h) = 50.00

**TABLA 2.4.04  
CURVA CIRCULAR - CC01 (REPLANTEO)**

L ( m ) = 39.5151	→	PC1 ( Km )	0+142.2849
E ( m ) = 1.3954		PI1 ( Km )	0+161.9122
F ( m ) = 1.3818		PT1 ( Km )	0+181.8000
T ( m ) = 19.8878			

Estación	Km ( m )	Avance	Longitud de Cuerda		Cuerda	δ de avance
			Parcial	Acumulado		
<b>PC01</b>	142.2849	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000000
	145.0000	2.7151	2.7151	2.7151	2.7150	-0.551546
	148.0000	5.7151	3.0000	5.7151	2.9999	-1.160978
	151.0000	8.7151	3.0000	8.7151	2.9999	-1.770409
	154.0000	11.7151	3.0000	11.7151	2.9999	-2.379840
	157.0000	14.7151	3.0000	14.7151	2.9999	-2.989272
	160.0000	17.7151	3.0000	17.7151	2.9999	-3.598703
	163.0000	20.7151	3.0000	20.7151	2.9999	-4.208134
	166.0000	23.7151	3.0000	23.7151	2.9999	-4.817566
	169.0000	26.7151	3.0000	26.7151	2.9999	-5.426997
	172.0000	29.7151	3.0000	29.7151	2.9999	-6.036428
	175.0000	32.7151	3.0000	32.7151	2.9999	-6.645860
	178.0000	35.7151	3.0000	35.7151	2.9999	-7.255291
	<b>PT01</b>	181.8000	39.5151	3.8000	39.5151	3.7999

**TABLA 2.4.05  
CURVA CIRCULAR - CC02 (REPLANTEO)**

L ( m ) = 39.5151	→	PC2 ( Km )	0+181.8000
E ( m ) = 1.3954		PI2 ( Km )	0+201.6878
F ( m ) = 1.3818		PT2 ( Km )	0+221.3151
T ( m ) = 19.8878			

Estación	Km ( m )	Avance	Longitud de Cuerda		Cuerda	δ de avance
			Parcial	Acumulado		
<b>PC02</b>	181.8000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000000
	185.0000	3.2000	3.2000	3.2000	3.1999	0.650060
	188.0000	6.2000	3.0000	6.2000	2.9999	1.259491
	191.0000	9.2000	3.0000	9.2000	2.9999	1.868923
	194.0000	12.2000	3.0000	12.2000	2.9999	2.478354
	197.0000	15.2000	3.0000	15.2000	2.9999	3.087785
	200.0000	18.2000	3.0000	18.2000	2.9999	3.697217
	203.0000	21.2000	3.0000	21.2000	2.9999	4.306648
	206.0000	24.2000	3.0000	24.2000	2.9999	4.916079
	209.0000	27.2000	3.0000	27.2000	2.9999	5.525511
	212.0000	30.2000	3.0000	30.2000	2.9999	6.134942
	215.0000	33.2000	3.0000	33.2000	2.9999	6.744373
	218.0000	36.2000	3.0000	36.2000	2.9999	7.353805
	<b>PT02</b>	221.3151	39.5151	3.3151	39.5151	3.3150

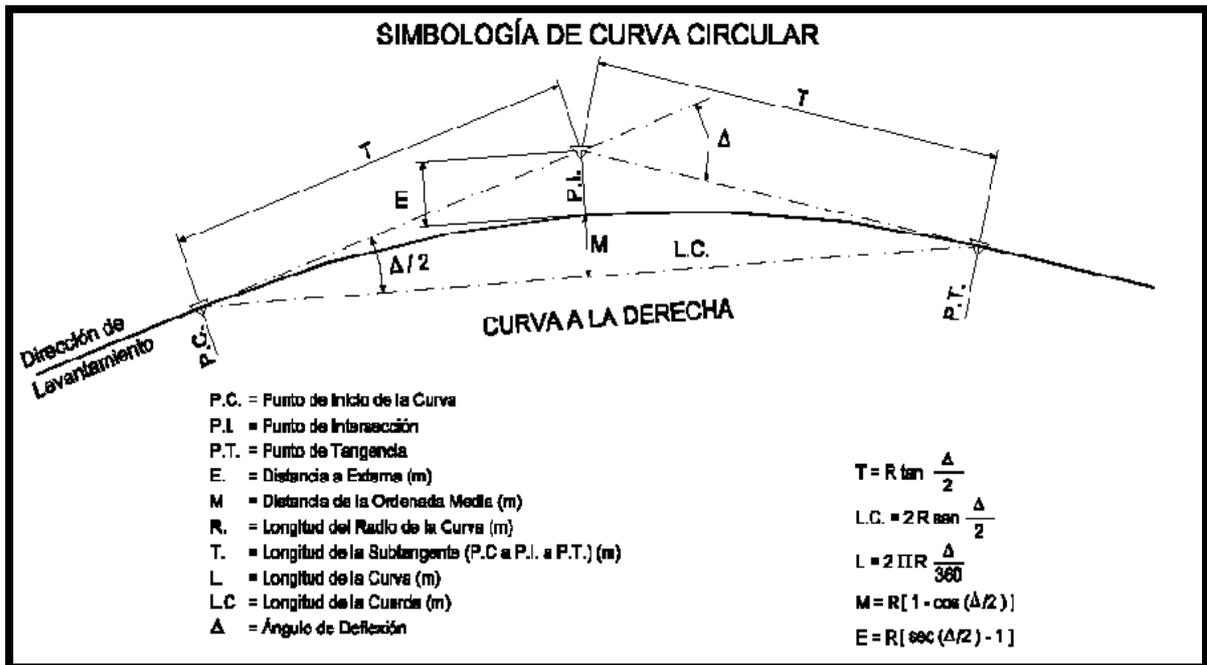
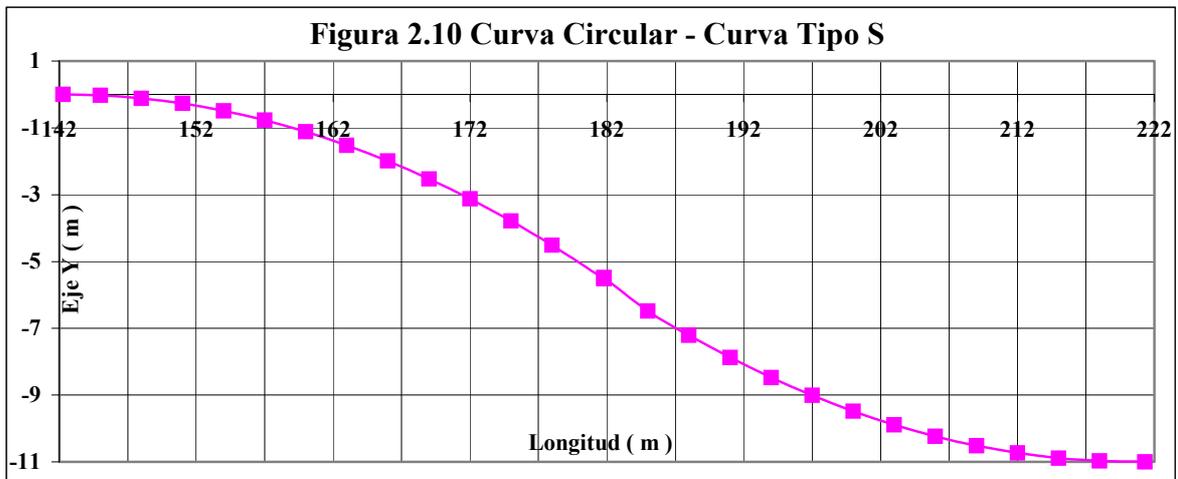


Figura 2.9 Curva Circular



## Capítulo III – Diseño Estructural de la Superestructura

El puente deberá ser proyectado tomando en cuenta los estados límites que se especificarán, para cumplir con los objetivos de constructibilidad, seguridad y serviciabilidad, así como con la debida consideración en lo que se refiere a inspección, economía y estética.

### 3.1.-Evaluación de Cargas y Factores de Cargas

Esto se efectuará según Propuesta del Reglamento de Puentes, Dirección General Caminos y Ferrocarriles Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2002.

#### 3.1.1.-Cargas Permanentes

Serán aquellas que actúen durante toda la vida útil de la estructura sin variar significativamente.

##### 3.1.1.1.-Peso Propio y Cargas Muertas

Las cargas muertas incluirán el peso de todos los elementos no estructurales, tales como veredas, superficie de rodadura, etc.

El peso propio será estimado en función de las dimensiones indicadas en los planos. Considerando los valores medios de los siguientes valores específicos.

- Asfalto : 2.20 ton/m<sup>3</sup>.
- Concreto : 2.50 ton/m<sup>3</sup>.
- Acero : 7.85 ton/m<sup>3</sup>.

### 3.1.2.-Cargas Variables

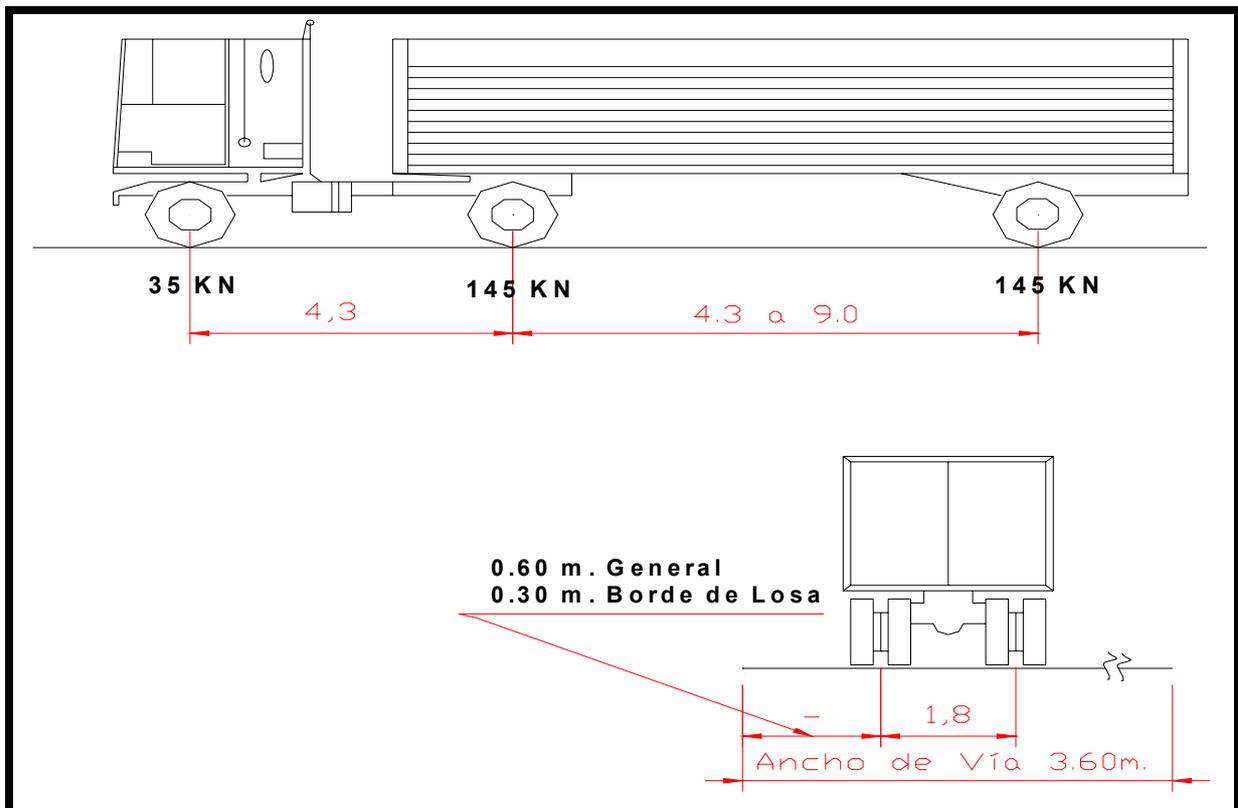
#### 3.1.2.1.-Cargas Vivas de Diseño

La carga viva correspondiente a cada vía será la suma de:

- Camión de Diseño, ó Tándem de diseño, tomándose aquello que en cada paso se produzcan los efectos más desfavorables.
- Sobrecarga Distribuida.

#### 3.1.2.2.-Camión de Diseño

Las cargas por eje los espaciamientos por eje son los indicados en la figura 11, la distancia entre los dos ejes de 145 KN (14.78 ton.) será tomada como aquella que, estando entre los límites de 4.30 m. y 9.00 m; resultan los mayores efectos. Se considerarán los efectos dinámicos para esta sobrecarga. Esto según Propuesta del Reglamento de Puentes, Dirección General Caminos y Ferrocarriles Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2002.



**Figura 3.1 Características del Camión de Diseño - Reglamento Nacional de Puentes**

### 3.1.2.3.-Tándem de Diseño

El tándem de diseño constituirá en un conjunto de dos ejes, cada uno con una carga de 110 KN (11.20 ton), espaciadas a 1.20 m. Se considerarán los efectos dinámicos para esta sobrecarga.

### 3.1.2.4.-Sobrecarga Distribuida

Se considerará una sobrecarga de 9.30 KN/m (970 Kg/m), uniformemente distribuida en dirección longitudinal sobre aquellas porciones del puente en las que produzcan un efecto desfavorable. Se supondrá que esta sobrecarga se distribuye uniformemente sobre un ancho de 3.00 m. en dirección transversal. Esta sobrecarga se aplicara también sobre aquellas zonas donde se ubique el camión o tándem de diseño. No se considerarán efectos dinámicos para esta sobrecarga.

### 3.1.3.-Efectos Dinámicos

Las cargas vivas correspondientes al camión o al tándem de diseño se incrementan en los porcentajes indicados en la Tabla 2.4.3.3-1 (Reglamento Nacional de Puentes) para tener en cuenta los efectos de amplificación dinámica y de impacto.

**TABLA 2.4.3.3-1  
INCREMENTO DE LA CARGA VIVA POR EFECTOS DINÁMICOS**

<b>Componente</b>	<b>Porcentaje</b>
Elemento de unión en el tablero (para todos los estados límites)	75 %
Para otros Elementos	
➤ Estado límite de fatiga y fractura	15%
➤ Otros estados límite	33%

Nota : se tomará el valor de 33%.

Este incremento no se incluirá en el computo de las fuerzas centrífugas o en el computo de las fuerzas de frenado.

### 3.1.4.-Fuerza Centrífuga

En este tipo de puente de planta curva se considerarán fuerzas radiales horizontales iguales a los pesos de cada eje del camión o del tándem de diseño multiplicados por:

$$C = 0.0105 \times V^2 / R$$

Donde :

V = velocidad de diseño en Km/h (50 Km/h)

R = radio de la curva en metros ( 142.2 m)

Las fuerzas centrífugas se supondrán aplicadas a 1.80 m por encima de la superficie de rodadura. No se incluirán los efectos dinámicos. Resultando  $C = 0.185$  (18.5 %)

### **3.1.5.-Fuerzas de Frenado y de Aceleración**

Las fuerzas de frenado y de aceleración supondrán iguales a 25% de las cargas verticales de cada uno de los ejes de los camiones o tándems de diseño correspondientes a las vías con el mismo sentido de tráfico.

Se supondrá que las fuerzas de frenado y de aceleración actúan horizontalmente, en dirección longitudinal, estando aplicadas a 1.8 m sobre el nivel de la losa del tablero.

- ❖ Los efectos de la fuerza centrífuga y fuerzas de frenado y de aceleración serán aplicadas en la infraestructura, considerando los diferentes estados de cargas para las diferentes posiciones de los vehículos de diseño. Esto se ase con la finalidad de obtener los valores más desfavorables para la estructura, debido a que no se podrán colocar en la superestructura debido a que encontraremos concentraciones de esfuerzos en punto indistintos a la aplicación de estas cargas. Dichas fuerzas serán aplicadas con sus respectivos momentos producidos por la transferencia de carga producida.

### **3.1.6.-Sobrecarga en Veredas**

Las veredas y los elementos que las soportan deberán diseñarse para una sobrecarga de 3.5 KN/m<sup>2</sup> (360 Kg/m<sup>2</sup>) actuante en los tramos que resulten desfavorables en cada caso y simultáneamente con las cargas vivas debidas al peso de los vehículos.

### **3.1.7.-Variaciones de Temperatura**

En ausencia de información más precisa, los rangos de temperatura serán los indicados en la Tabla 2.4.3.9.1 (Reglamento de Puentes)

**TABLA 2.4.3.9.1  
RANGOS DE TEMPERATURA (°C)**

<b>Material</b>	<b>Costa</b>	<b>Sierra</b>	<b>Selva</b>
Concreto armado o preesforzado	10° a 40°C	-10° a +35°C	10° a 50°C
Acero	5° a 50°C	-20° a +50°C	10° a 60°C
Madera	10° a 40°C	-10° a +35°C	10° a 50°C

La temperatura de referencia será la temperatura ambiente promedio durante las 48 horas antes del vaciado del concreto o antes de la colocación de aquellos elementos que determinan la hiperestaticidad de la estructura.

En superestructuras de concreto o de acero con tablero de concreto, se supondrá un gradiente de temperatura, adicional a los cambios de temperatura especificados en 2.4.3.9.1. Las diferencias de temperaturas T1 y T2 corresponderán a los valores positivos dados en la Tabla 2.4.3.9.2 ó a valores negativos obtenidos multiplicando aquellos de Tabla por -0.5.

**TABLA 2.4.3.9.2  
TEMPERATURA QUE DEFINEN LOS GRADIENTES (°C)**

<b>Región</b>	<b>Sin Asfalto</b>		<b>5 cm. Asfalto</b>		<b>10 cm. Asfalto</b>	
	<b>T1</b>	<b>T2</b>	<b>T1</b>	<b>T2</b>	<b>T1</b>	<b>T2</b>
Costa	40	15	35	15	30	15
Sierra	40	5	35	5	30	5
Selva	50	20	45	20	40	20

Para el rango de temperatura será tomado el valor de 45°C, y un gradiente de temperatura de T1-T2= 25°C.

### 3.1.8.-Cargas de Viento

Las presiones originadas por el viento se supondrán proporcionales a la velocidad del viento al cuadrado. Para puentes con una altura de 10m o menos, medida desde el nivel del agua o la parte más baja del terreno, se supondrá que la velocidad del viento es constante.

$$V_z = CV_{10} \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \geq V_{10}$$

Donde:

$V_z$  : velocidad del viento (Km/h) a la altura Z.

$V_{10}$  : velocidad de referencia correspondiente a Z = 10m.

Z : altura por encima del nivel del terreno o del agua (m).

C,  $Z_0$  : constantes dadas en la Tabla 2.4.3.10.1 (Reglamento de Puentes).

**TABLA 2.4.3.10.1**  
**VALORES DE LAS CONSTANTES C, Z<sub>0</sub>**

<b>Condición</b>	<b>Pueblos Abiertos</b>	<b>Suburbano</b>	<b>Ciudad</b>
C (Km/h)	0.330	0.380	0.485
Z <sub>0</sub> (m)	0.070	0.300	0.800

Para:

V<sub>10</sub> : 55 Km/h.

Z : 5.5 m.

C : 0.485

Z<sub>0</sub> : 0.800

V<sub>z</sub> = 112.85 Km/h.

La presión del viento será calculada mediante la expresión:

$$P = P_b \left( \frac{V_z}{100} \right)^2$$

Donde:

P : presión del viento (KN/m<sup>2</sup>).

V<sub>z</sub> : Velocidad del viento (Km/h) a la altura Z.

P<sub>b</sub> : presión básica correspondiente a una velocidad de 100 Km/h, dada en la Tabla 2.4.3.10.2 (KN/m<sup>2</sup>)-Reglamento de Puentes.

**TABLA 2.4.3.10.2**  
**PRESIONES BÁSICAS CORRESPONDIENTES A UNA VELOCIDAD DE 100 KM/H**

<b>Componente Estructural</b>	<b>Presión por Barlovento (KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Presión por Sotavento (KN/m<sup>2</sup>)</b>
Armaduras, columnas y arcos	1.5	0.75
Vigas	1.5	NA
Superficies de pisos largos	1.2	NA

Para:

V<sub>z</sub> : 112.85 Km/h

P<sub>b</sub> : 1.5 KN/m<sup>2</sup> (en vigas)

P = 1.7 KN/m<sup>2</sup> (172.3 Kg/m<sup>2</sup>)

Solo se tomarán los valores de presión por barlovento, por considerar la norma despreciable la de sotavento para este tipo de estructura.

### 3.2.-Efectos de Sismo

La disposición de esta sección es aplicable a puentes de este tipo, cuya estructura es compuesta por losa y viga cajón. En ningún caso se utilizarán fuerzas sísmicas menores que las indicadas en los acápite siguientes.

No se requerirá considerar acciones de sismo sobre alcantarillas y otras estructuras totalmente enterradas.

Se supondrán que las acciones sísmicas horizontales actúan en cualquier dirección. Cuando sólo se realice el análisis en dos direcciones ortogonales, los efectos máximos en cada elemento serán estimados como la suma de los valores absolutos obtenido para el 100% de la fuerza sísmica en una dirección y 30% de la fuerza sísmica en dirección perpendicular.

Fuerza de sismo en la dirección X-X:

$$F_x = \pm 161.88 \text{Tn.} < \Xi \Xi \Xi > F_y = \pm 48.56 \text{Tn.}$$

Fuerza de sismo en la dirección Y-Y:

$$F_x = \pm 48.56 \text{Tn.} < \Xi \Xi \Xi > F_y = \pm 161.88 \text{Tn.}$$

Tomando en cuenta que el peso inicial de la estructura es de 410.66 Ton.

### 3.3.-Factores de Carga y Combinaciones

Se especificarán los requerimientos mínimos para las cargas y las fuerzas, los límites de su aplicación, los factores de carga y las combinaciones de carga a ser usadas en el diseño del puente.

#### 3.3.1.-Cargas y Notaciones

Se considera las siguientes cargas y fuerzas permanentes y transitorias:

➤ Cargas Permanentes

DC : carga muerta de componentes estructurales y no estructurales.

DW : carga muerta de la superficie de rodadura y 6 dispositivos auxiliares.

➤ Cargas Transitorias

BR : fuerza de frenado vehicular.

CE : fuerza centrífuga vehicular.

EQ : sismo.

IM : impacto.

LL : carga viva vehicular.

LS : carga viva superficial.

PL : carga viva de peatones.

TG : gradiente de temperatura.

TU : temperatura uniforme.

WS : efecto del viento sobre la estructura.

### 3.3.2.-Factores de Carga y Combinaciones

La carga total factorizada será calculada como:

$$Q = n \sum \gamma_i q_i \quad (1)$$

Donde:

n : modificador de carga equivalente a 1 en este caso.

$q_i$  : carga especificada en esta sección.

$\gamma_i$  : factores de carga especificados en las Tablas 1 y 2.

Los componentes y las conexiones de un puente satisficieran la ecuación la ecuación (1) para las combinaciones aplicables de los efectos de la fuerza extrema factorizada como se especifica en los estados límites siguientes:

- RESISTENCIA I: combinación básica de carga relacionada con el uso vehicular normal, sin considerar el viento.
- RESISTENCIA II: combinación de carga relacionada al uso del puente mediante vehículos de diseño especiales especificados, sin considerar el viento.

- RESISTENCIA III: combinación de carga relacionada al puente expuesto al viento con una velocidad mayor que 90 Km/h.
- RESISTENCIA IV: combinación de carga relacionada a relaciones muy altas de la carga muerta a la carga viva.
- RESISTENCIA V: combinación de carga relacionada al uso vehicular normal del puente considerando el viento a una velocidad de 90Km/h.
- EVENTO EXTREMO I: combinación de carga incluyendo sismo.
- SERVICIO I: combinación de carga relacionada al uso operativo normal del puente con viento a 90Km/h y con todas las cargas a su valor nominal (sin factorizar).
- SERVICIO II: combinación de carga considerado para controlar la fluencia de la estructura de acero y el deslizamiento de las conexiones críticas, debido a la carga viva vehicular.
- FATIGA: combinación de fatiga y carga de fractura.

Los factores de carga, para varias cargas que se consideren en una combinación de carga de diseño, serán tomados como los especificados en la Tabla 1. Los factores de cargas para cargas permanentes serán tomados de la Tabla 2. Los factores serán escogidos para producir el efecto factorizado extremo total. Para cada combinación de carga, serán investigados los máximos y mínimos.

El factor de carga para gradiente de temperatura,  $\gamma_{TG}$ , se tomara como igual a 1.

**TABLA 1**  
**COMBINACIÓN DE CARGA Y FACTORES DE CARGA**

Combinación de Cargas	DC DW	LL IM CE BR PL LS	WS	TU	TG	EQ
<b>Estado Límite</b>						
RESISTENCIA I	$\gamma_p$	1.75		1.00	$\gamma_{TG}$	
RESISTENCIA II	$\gamma_p$	1.35		1.00	$\gamma_{TG}$	
RESISTENCIA III	$\gamma_p$		1.40	1.00	$\gamma_{TG}$	
RESISTENCIA IV – Solamente DW y DC	1.50			1.00		
RESISTENCIA V	$\gamma_p$	1.35	0.40	1.00	$\gamma_{TG}$	
EVENTO EXTREMO I	$\gamma_p$	$\gamma_{EQ}$				1.00
SERVICIO I	1.00	1.00	0.30	1.00	$\gamma_{TG}$	
SERVICIO II	1.00	1.35		1.00		
FATIGA – Solamente LL, IM y CE		0.75				

**TABLA 2**  
**FACTORES DE CARGA PARA CARGAS PERMANENTES,  $\gamma_p$**

TIPO DE CARGA	FACTOR DE CARGA	
	Máximo	Mínimo
DC : Componentes y auxiliares	1.25	0.90
DW : superficie de rodadura y accesorios	1.50	0.65

$\gamma_{EQ}$ ,  $\gamma_{TG}$  será igual a 1.0.

### 3.4.-Especificaciones de los Materiales

El diseño se basará en las propiedades de los materiales indicados en esta sección.

#### 3.4.1.-Acero de Refuerzo

Las barras de refuerzo de acero corrugado deberán satisfacer los estándares de materiales especificados en las normas ASTM. Toda barra de refuerzo deberá ser corrugada, excepto las barras o alambres lisos puedan ser usados para espirales, estribos y mallas de alambre.

La resistencia nominal a la fluencia deberá ser el mínimo especificado para el grado de acero seleccionado. Cuando sea indispensable soldarse, se podrá recurrir al ASTM A706, Barras corrugadas de Acero de baja aleación para refuerzo de concreto.

**TABLA 3.4.1**  
**NORMA TECNICA**

Designación	E42 – Aceros Sider Perú
Norma Nacional	NTP 341.031-2001 Grado 060
Norma Internacional	ASTM A 615-00 Grado 060
Resistencia a la Tracción	63,300 Tn/m2 mínimo
Límite de Fluencia	42,200 Tn/m2 mínimo

### 3.4.2.-Acero para Estructuras Metálicas

#### 3.4.2.1.-Aceros Estructurales

Los aceros estructurales deberán cumplir con los requisitos establecidos en la Tabla 2.5.3.1-1, y el diseño se basará en las propiedades mínimas indicadas.

Los módulos de elasticidad y el coeficiente térmico de expansión de todos los grados de acero estructural serán asumidos:

Modulo de Elasticidad : 20'000,000 Tn/m<sup>2</sup>.

Coefficiente Térmico : 11,70x10<sup>-06</sup> m/m/°C.

**TABLA 2.5.3.1-1**  
**PROPIEDADES MECÁNICAS MÍNIMAS DE ACEROS ESTRUCTURALES POR**  
**FORMA, RESISTENCIA Y ESPESOR**

	Acero Estructural	Aceros de baja resistencia de baja aleación			Aceros de baja aleación Revenidos y Templados	Aceros aliados de alta resistencia a la fluencia Revenidos y Templados	
Designación AASHTO	M270 Grado-250	M270 Grado-345	M270 Grado-345W	M270 Grado-485W	M270 Grado-690/690W		
Designación Equivalente ASTM	A709M Grado-250	A709M Grado-345	A709M Grado-345W	A709M Grado-485W	A709M Grado-690/690W		
Espesor de planchas, mm.	Hasta 100 incl.	Hasta 100 incl.	Hasta 100 incl.	Hasta 100 incl.	Hasta 65 incl.	Sobre 65 hasta 100 incl.	
Formas (secciones)	Todos los grupos	Todos los grupos	Todos los grupos	No aplicable	No aplicable	No aplicable	
Resistencia a la tracción mínima, Fu, MPa(Kgf/cm <sup>2</sup> )	400 (4000)	450 (4600)	485 (4950)	620 (6300)	760 (7750)	690 (7040)	
Esfuerzo de fluencia mínimo o resistencia a la fluencia mínima Fy, MPa(Kgf/cm <sup>2</sup> )	250 (2500)	345 (3500)	345 (3500)	485 (4950)	690 (7040)	620 (6300)	

TABLA 3.4.2.1

NORMA TECNICA															
Calidad del Acero	Norma (Tipo de Acero)							Observación							
Estructural de Alta Resistencia y Baja Aleación	ASTM A572 Grado 050							Este acero es micro aliado con el fin de obtener elevadas propiedades mecánicas.							
	ASTM A709M Grado-345														
COMPOSICIÓN QUÍMICA															
Calidad del Acero	C máx.			Mn.			P máx	S máx.							
Estructural de Alta Resistencia y Baja Aleación	0.23			1.35			0.04	0.05							
PROPIEDADES MECÁNICAS															
Calidad del Acero	Resistencia a la Tracción MPa (Kgf/mm2)						Límite a la Fluencia MPa (Kgf/mm2)								
Estructural de Alta Resistencia y Baja Aleación	450 mín. (45.9 mín.)						345 mín. (35.2 mín.)								
DIMENSIONES NOMINALES															
Ancho	Espesor													Longitud	
	6.0	6.4	8.0	9.0	9.5	12.0	12.5	16.0	20.0	25.0	32.0	38.0	50.0		
1220	x	x	x	x	x	x	X	x	x	x	x	x	x	x	2400
1520	x	x	x	x	x	x	X	x	x	x	x	x	x	x	
1800	x	x	x	x	x	x	X	x	x	x	x	x	x	-	
2000	-	-	-	x	x	x	X	x	x	x	x	x	x	-	6000
2400	-	-	-	-	x	x	X	x	x	x	-	-	-	-	12000

### 3.4.2.2.-Conectores de Corte tipo Perno

Los pernos para conectores de corte serán hechos de barras conformadas en frío, Grado 1015, 1018 ó 1020, de acuerdo con AASHTO M169 (ASTM A1018)- Especificación Estándar para Barras de Acero al Carbón, terminadas en frío, calidad estándar, y con un esfuerzo de y esfuerzo de rotura mínimo de 34500 Ton/m<sup>2</sup> y 40000 Ton/m<sup>2</sup> respectivamente. La parte a soldar de los “STUDS” será hecho de un acero de bajo contenido de carbón apropiado para soldadura y cumplirá con ASTM A109M.

### 3.4.2.3.-Metal par Soldadura

El metal de soldadura cumplirá los requisitos del Código de Soldadura D1.5 ANSI/AASHTO/AWS.

### 3.4.3.-Concreto

Sólo se usarán concretos de densidad normal.

Se usarán concretos de  $f'c = 2800 \text{ Ton/m}^2$ , a los 28 días.

El coeficiente de expansión térmica se tomara como  $10.80 \times 10^{-6} \text{ m/m}^\circ\text{C}$ .

### 3.4.4.-Neopreno

La estructura será apoyada tanto en los estribos como en la viga cabezal de los pilares sobre apoyos de neopreno, se modelará tomando en cuenta el apoyo flexible, es decir aplicándoles coeficientes de rigidez en las direcciones X, Y y Z, conociendo las características del neopreno.

Las fórmulas aplicadas para encontrar dichos coeficientes fueron las siguientes:

Para hallar el coeficiente de rigidez en la dirección X e Y:

$$\text{donde: } \mathbf{A} = \left( \frac{\mathbf{P} \times \mathbf{I}}{\mathbf{B} \times \mathbf{E}} \right)^{0.5} \quad \mathbf{B} = \left( \frac{\mathbf{1}}{\mathbf{1} + \frac{\mathbf{P}}{\mathbf{G} \times \mathbf{A}_s}} \right)$$

A = constante

$$K_h = \frac{P}{I} * \frac{A * B}{2 * \text{TAN} (0.5 * A) - (A * B)}$$

B = constante

$K_h$  = coeficiente de rigidez (Tn/cm)

P = Carga (Tn)

- Se obtuvieron los siguientes cuadros:

**CALCULO DEL COEFICIENTE DE RIGIDEZ DEL EJE TRANSVERSAL (X) PARA EL SISTEMA DE NEOPRENO**

**DATOS**

BASE (B)	60 cm
ALTURA (H)	60 cm
ESPESOR (e)	10 cm
MODULO ELASTICO (E)	2150 Tn/cm <sup>2</sup>
MÓDULO DE CORTE (G)	1.04 Tn/cm <sup>2</sup>
AREA (As)	3600 cm <sup>2</sup>
INERCIA (I)	1080000 cm <sup>4</sup>

<b>CUADRO # 1 : COEFICIENTE DE RIGIDEZ DEL EJE TRANSVERSAL</b>			
<b>A</b>	<b>B</b>	<b>Kh (Tn/cm)</b>	<b>P (Tn)</b>
0.004	1.000	111868.727	409.14
0.004	1.000	111868.726	410.64
0.004	1.000	111868.725	412.14
0.004	1.000	111868.723	413.64
0.004	1.000	111868.722	415.14
0.004	1.000	111868.721	416.64
0.004	1.000	111868.720	418.14
0.004	1.000	111868.718	419.64
0.004	1.000	111868.717	421.14
0.004	1.000	111868.716	422.64
0.004	1.000	111868.715	424.14
		<b>111868.721</b>	

Siendo el Kh promedio del eje transversal de 111868.7 Tn/cm

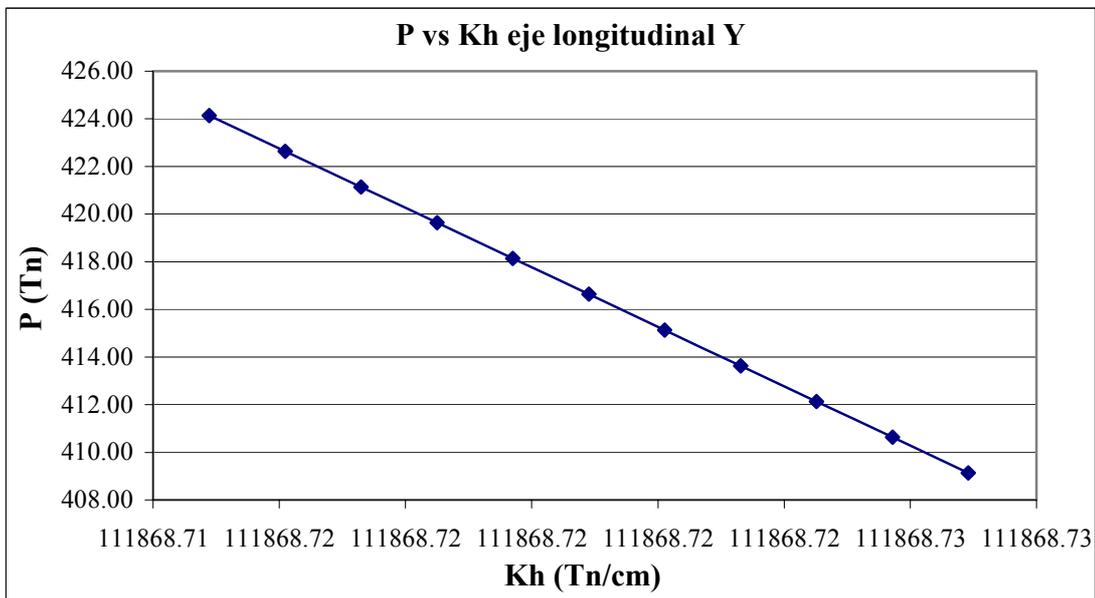
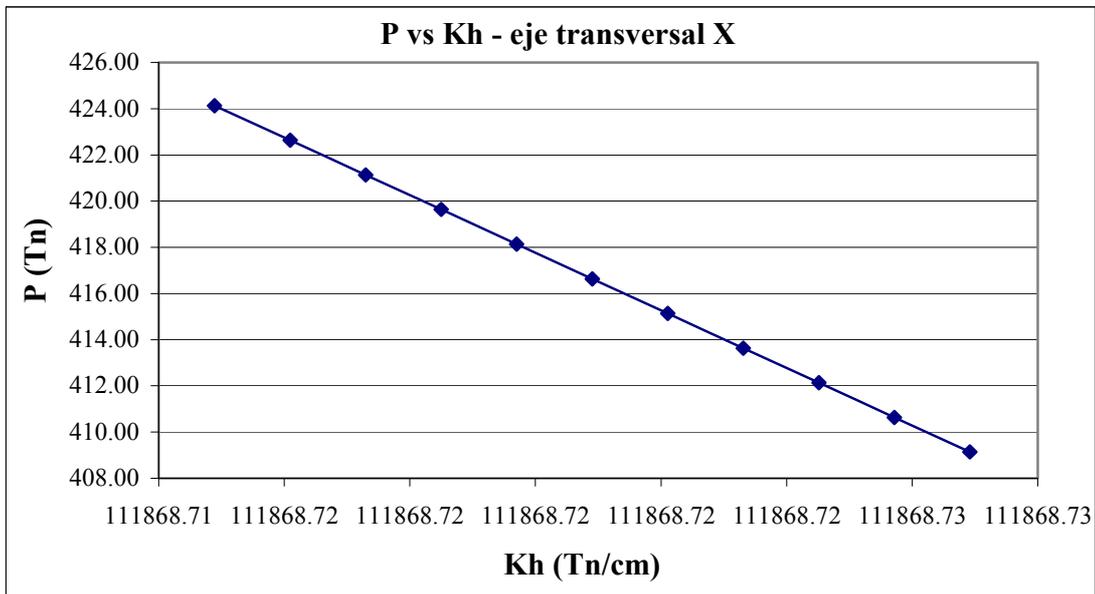
**CALCULO DEL COEFICIENTE DE RIGIDEZ DEL EJE LONGITUDINAL (Y)  
PARA EL SISTEMA DE NEOPRENO**

**DATOS**

BASE (B)	60 cm
ALTURA (H)	60 cm
ESPESOR (e)	10 cm
MODULO ESLASTICO (E)	2150 Tn/cm <sup>2</sup>
MÓDULO DE CORTE (G)	1.04 Tn/cm <sup>2</sup>
AREA (As)	3600 cm <sup>2</sup>
INERCIA (I)	1080000 cm <sup>4</sup>

<b>CUADRO # 2: COEFICIENTE DE RIGIDEZ DEL EJE LONGITUDINAL</b>			
<b>A</b>	<b>B</b>	<b>Kh (Tn/cm)</b>	<b>P (Tn)</b>
0.004	1.000	111868.727	409.14
0.004	1.000	111868.726	410.64
0.004	1.000	111868.725	412.14
0.004	1.000	111868.723	413.64
0.004	1.000	111868.722	415.14
0.004	1.000	111868.721	416.64
0.004	1.000	111868.720	418.14
0.004	1.000	111868.718	419.64
0.004	1.000	111868.717	421.14
0.004	1.000	111868.716	422.64
0.004	1.000	111868.715	424.14
		<b>111868.721</b>	

Siendo el Kh promedio del eje longitudinal de 111868.7 Tn/cm



### CALCULO DEL COEFICIENTE DEL EJE VERTICAL (Z) PARA EL SISTEMA DE NEOPRENO

DATOS	
BASE (B)	60 cm
ALTURA (H)	60 cm
ESPESOR (e)	10 cm
MÓDULO ESLASTICO (E)	2150 Tn/cm <sup>2</sup>
AREA (As)	3600 cm <sup>2</sup>
$K_v(\text{Tn/cm}) = E * A_s / e$	
<b><math>K_v(\text{Tn/cm}) = 774000</math></b>	

### 3.5.-Modelo Matemático

La estructura del puente se analizará elásticamente. Sin embargo, se puede considerar el análisis inelástico o los efectos de redistribución de fuerzas en algunas partes de la superestructura.

El método de análisis a utilizar debe satisfacer los requerimientos de equilibrio y compatibilidad y utilicen las relaciones esfuerzos –deformaciones de los materiales.

El método de análisis a utilizar será el software SAP2000. El cual es un programa de análisis estructural de elementos finitos y estructuración civil.

# SAP2000®

**Integrated Software for Structural Analysis and Design**  
**ANALYSIS REFERENCE MANUAL**

**COMPUTERS & STRUCTURES INC.**

Computers and Structures, Inc.

Berkeley, California, USA

Version 8.0 - July 2002

Este modelo matemático considerará las cargas, la geometría y el comportamiento estructural del material y además donde sean apropiadas las características de la repuesta de la

cimentación. La elección de este tipo de modelo es consistente con los estados límites definidos previamente, los efectos de fuerza cuantificada y la exactitud requerida.

### **3.6.-Revisión de Envolventes**

Las cláusulas de este artículo serán aplicadas a secciones rectas metálicas de sección cajón múltiple compuesta por un tablero de concreto y las cuales es simétricas alrededor del eje vertical en el plano del alma.

La estructura metálica, esta conformada por miembros estructurales delgados y sus porciones planas pueden llegar a tener relaciones ancho / espesor muy grandes. En consecuencia es factible que dichos elementos, cuando se vean sometidos a compresión producidas por cargas axiales, flexión corte o aplastamiento, presenten pandeo local a niveles de esfuerzo muy por debajo del de fluencia del material.

Para el diseño de elementos con perfiles laminados, se considera que la aparición del pandeo local señala el fin de la utilidad del miembro. En elementos de lámina delgada, en cambio, se presenta una redistribución de esfuerzos que origina una resistencia posterior al pandeo. Esta resistencia puede llegar a ser considerable, especialmente cuando la relación ancho / espesor, mencionada anteriormente, es muy grande.

Resulta lógico, entonces, que en el diseño de miembros estructurales de lámina delgada se tenga en cuenta dicha reserva de resistencia y que no se considere necesariamente que la falla del miembro se produce cuando sus elementos a compresión alcanzan el esfuerzo crítico que inicia el pandeo local.

Para el proceso de diseño de estructuras de concreto se realizará por métodos simples y sencillos con la finalidad de obtener los resultados de diseño que cubran las expectativas con los datos en que se basó este diseño. Se tomará como base lo estipulado en el Reglamento de Puentes.

Las cargas utilizadas para este diseño, de acuerdo a lo analizado en los Capítulos 3.1.1. y 3.1.2; están ingresadas en el programa según Tabla 3.6.1. Sus respectivas combinaciones, de acuerdo al Capítulo 3.1.2 – Tabla 1 y Tabla 2; son representadas en las Tablas 3.6.2-a, 3.6.2-b y 3.6.2-c.

<b>Combinación de Cargas</b>	
RESISTENCIA I	Estado01
RESISTENCIA II	Estado02
RESISTENCIA III	Estado03
RESISTENCIA IV – Solamente DW y DC	Estado04
RESISTENCIA V	Estado05
EVENTO EXTREMO I	Estado06
SERVICIO I	Estado07
SERVICIO II	Estado08
FATIGA – Solamente LL, IM y CE	Estado09

**TABLA 3.6.1**  
**NOMENCLATURAS DE CARGAS**

<b>Case</b>	<b>Type</b>	<b>InitialCond</b>	<b>Modal case</b>
ASFALTO	LinStatic	Zero	
PEATON	LinStatic	Zero	
PESOPROP	LinStatic	Zero	
CAMION01	LinStatic	Zero	
CAMION09	LinStatic	Zero	
CAMIOM03	LinStatic	Zero	
CAMIOM04	LinStatic	Zero	
CAMIOM05	LinStatic	Zero	
CAMIOM06	LinStatic	Zero	
CAMIOM07	LinStatic	Zero	
CAMIOM08	LinStatic	Zero	
CAMIOM02	LinStatic	Zero	
CAMION10	LinStatic	Zero	
CAMION11	LinStatic	Zero	
CAMION12	LinStatic	Zero	
CAMION13	LinStatic	Zero	
CAMION14	LinStatic	Zero	
CAMION15	LinStatic	Zero	
CENTRIFU	LinStatic	Zero	
FRENACEL	LinStatic	Zero	
TEMPERAT	LinStatic	Zero	
VIENTO	LinStatic	Zero	
SISMOXX1	LinStatic	Zero	
SISMOXX2	LinStatic	Zero	
SISMOYY1	LinStatic	Zero	
SISMOYY2	LinStatic	Zero	
LINEA01	LinMoving	Zero	
LINEA02	LinMoving	Zero	
LINEA03	LinMoving	Zero	
LINEA04	LinMoving	Zero	
LINEA05	LinMoving	Zero	
LINEA06	LinMoving	Zero	
LINEA07	LinMoving	Zero	
LINEA08	LinMoving	Zero	
LINEA09	LinMoving	Zero	
LINEA10	LinMoving	Zero	
LINEA11	LinMoving	Zero	
LINEA12	LinMoving	Zero	
LINEA13	LinMoving	Zero	
LINEA14	LinMoving	Zero	
LINEA15	LinMoving	Zero	

TABLA 3.6.2-a

<b>Combo Name</b>	<b>Combo Type</b>	<b>Case Type</b>	<b>Case Name</b>	<b>Scale Factor</b>	<b>Steel Design</b>	<b>Conc. Design</b>	<b>Cold Design</b>
TIPO01	Linear Add	Linear Static	ASFALTO	1	Yes	Yes	Yes
TIPO01		Linear Static	PESOPROP	1			
TIPO02	Linear Add	Linear Static	CAMION01	1	Yes	Yes	Yes
TIPO02		Moving Load	LINEA01	1			
TIPO03	Linear Add	Linear Static	CAMION02	1	Yes	Yes	Yes
TIPO03		Moving Load	LINEA02	1			
TIPO04	Linear Add	Linear Static	CAMION03	1	Yes	Yes	Yes
TIPO04		Moving Load	LINEA03	1			
TIPO05	Linear Add	Linear Static	CAMION04	1	Yes	Yes	Yes
TIPO05		Moving Load	LINEA04	1			
TIPO06	Linear Add	Linear Static	CAMION05	1	Yes	Yes	Yes
TIPO06		Moving Load	LINEA05	1			
TIPO07	Linear Add	Linear Static	CAMION06	1	Yes	Yes	Yes
TIPO07		Moving Load	LINEA06	1			
TIPO08	Linear Add	Linear Static	CAMION07	1	Yes	Yes	Yes
TIPO08		Moving Load	LINEA07	1			
TIPO09	Linear Add	Linear Static	CAMION08	1	Yes	Yes	Yes
TIPO09		Moving Load	LINEA08	1			
TIPO10	Linear Add	Linear Static	CAMION09	1	Yes	Yes	Yes
TIPO10		Moving Load	LINEA09	1			
TIPO11	Linear Add	Linear Static	CAMION10	1	Yes	Yes	Yes
TIPO11		Moving Load	LINEA10	1			
TIPO12	Linear Add	Linear Static	CAMION11	1	Yes	Yes	Yes
TIPO12		Moving Load	LINEA11	1			
TIPO13	Linear Add	Linear Static	CAMION12	1	Yes	Yes	Yes
TIPO13		Moving Load	LINEA12	1			
TIPO14	Linear Add	Linear Static	CAMION13	1	Yes	Yes	Yes
TIPO14		Moving Load	LINEA13	1			
TIPO15	Linear Add	Linear Static	CAMION14	1	Yes	Yes	Yes
TIPO15		Moving Load	LINEA14	1			
TIPO16	Linear Add	Linear Static	CAMION15	1	Yes	Yes	Yes
TIPO16		Moving Load	LINEA15	1			

TABLA 3.6.2-b

<b>Combo Name</b>	<b>Combo Type</b>	<b>Case Type</b>	<b>Case Name</b>	<b>Scale Factor</b>	<b>Steel Design</b>	<b>Conc. Design</b>	<b>Cold Design</b>
VEHICULO	Envelope	Response Combo	TIPO02	1	Yes	Yes	Yes
VEHICULO		Response Combo	TIPO03	1			
VEHICULO		Response Combo	TIPO04	1			
VEHICULO		Response Combo	TIPO05	1			
VEHICULO		Response Combo	TIPO06	1			
VEHICULO		Response Combo	TIPO07	1			
VEHICULO		Response Combo	TIPO08	1			
VEHICULO		Response Combo	TIPO09	1			
VEHICULO		Response Combo	TIPO10	1			
VEHICULO		Response Combo	TIPO11	1			
VEHICULO		Response Combo	TIPO12	1			
VEHICULO		Response Combo	TIPO13	1			
VEHICULO		Response Combo	TIPO14	1			
VEHICULO		Response Combo	TIPO15	1			
VEHICULO		Response Combo	TIPO16	1			
ESTADO01	Linear Add	Response Combo	TIPO01	1	Yes	Yes	Yes
ESTADO01		Response Combo	VEHICULO	2.328			
ESTADO01		Linear Static	CENTRIFU	1.75			
ESTADO01		Linear Static	FRENACEL	1.75			
ESTADO01		Linear Static	PEATON	1.75			
ESTADO01		Linear Static	TEMPERAT	1			
ESTADO02	Linear Add	Response Combo	TIPO01	1	Yes	Yes	Yes
ESTADO02		Response Combo	VEHICULO	1.796			
ESTADO02		Linear Static	CENTRIFU	1.35			
ESTADO02		Linear Static	FRENACEL	1.35			
ESTADO02		Linear Static	PEATON	1.35			
ESTADO02		Linear Static	TEMPERAT	1			
ESTADO03	Linear Add	Response Combo	TIPO01	1	Yes	Yes	Yes
ESTADO03		Linear Static	TEMPERAT	1			
ESTADO04	Linear Add	Response Combo	TIPO01	1.5	Yes	Yes	Yes
ESTADO05	Linear Add	Response Combo	TIPO01	1	Yes	Yes	Yes
ESTADO05		Response Combo	VEHICULO	1.796			
ESTADO05		Linear Static	CENTRIFU	1.35			
ESTADO05		Linear Static	FRENACEL	1.35			
ESTADO05		Linear Static	PEATON	1.35			
ESTADO05		Linear Static	TEMPERAT	1			
ESTADO05		Linear Static	VIENTO	0.4			

TABLA 3.6.2-c

<b>Combo Name</b>	<b>Combo Type</b>	<b>Case Type</b>	<b>Case Name</b>	<b>Scale Factor</b>	<b>Steel Design</b>	<b>Conc. Design</b>	<b>Cold Design</b>
SISMO	Envelope	Linear Static	SISMOXX1	1	Yes	Yes	Yes
SISMO		Linear Static	SISMOXX2	1			
SISMO		Linear Static	SISMOYY1	1			
SISMO		Linear Static	SISMOYY2	1			
ESTADO06	Linear Add	Response Combo	TIPO01	1	Yes	Yes	Yes
ESTADO06		Response Combo	VEHICULO	1.33			
ESTADO06		Linear Static	CENTRIFU	1			
ESTADO06		Linear Static	FRENACEL	1			
ESTADO06		Linear Static	PEATON	1			
ESTADO06		Response Combo	SISMO	1			
ESTADO07	Linear Add	Response Combo	TIPO01	1	Yes	Yes	Yes
ESTADO07		Response Combo	VEHICULO	1.33			
ESTADO07		Linear Static	CENTRIFU	1			
ESTADO07		Linear Static	FRENACEL	1			
ESTADO07		Linear Static	PEATON	1			
ESTADO07		Linear Static	VIENTO	0.3			
ESTADO07		Linear Static	TEMPERAT	1			
ESTADO08	Linear Add	Response Combo	TIPO01	1	Yes	Yes	Yes
ESTADO08		Response Combo	VEHICULO	1.796			
ESTADO08		Linear Static	CENTRIFU	1.35			
ESTADO08		Linear Static	FRENACEL	1.35			
ESTADO08		Linear Static	PEATON	1.35			
ESTADO09	Linear Add	Response Combo	VEHICULO	0.998	Yes	Yes	Yes
ESTADO09		Linear Static	CENTRIFU	0.75			
GENERAL	Envelope	Response Combo	ESTADO01	1	No	No	No
GENERAL		Response Combo	ESTADO02	1			
GENERAL		Response Combo	ESTADO03	1			
GENERAL		Response Combo	ESTADO04	1			
GENERAL		Response Combo	ESTADO05	1			
GENERAL		Response Combo	ESTADO06	1			
GENERAL		Response Combo	ESTADO07	1			
GENERAL		Response Combo	ESTADO08	1			
GENERAL		Response Combo	ESTADO09	1			

### 3.7.-Planteamientos de Optimización de Secciones y Elementos

Section Name	Material	Shape	t3	t2	tf	tw	Área
CARRILES	STEEL	Box/Tube	0.2	0.15	0.006	0.006	0.004056
CORONAS	STEEL	Rectangular	0.006	0.4			0.0024
COSTICEN	STEEL	Rectangular	0.006	0.4			0.0024
COSTIFON	STEEL	Rectangular	0.2	0.006			0.0012
COSTILAD	STEEL	Rectangular	0.2	0.006			0.0012
COSTIRIG	STEEL	Rectangular	0.006	0.4			0.0024
PILAR	CONC	Circle	0.6				0.282743
REFUERZO	STEEL	Box/Tube	0.15	0.15	0.006	0.006	0.003456
V50X90	CONC	Rectangular	0.5	0.9			0.45
VCABEZ02		Nonprismatic					
VCABEZAL	CONC	Rectangular	1	0.9			0.9
VIGASLON	STEEL	Box/Tube	0.5	0.2	0.008	0.008	0.010944

Section	Material	AreaType	Thickness	BendThick
LOSA	CONC	Shell	0.2	0.2
RIGIDO	STEEL	Shell	0.006	0.006
VIGACENT	STEEL	Shell	0.008	0.008
VIGAFOND	STEEL	Shell	0.008	0.008
VIGALADO	STEEL	Shell	0.008	0.008

El análisis de los elementos y secciones se llevará a cabo de acuerdo a su naturaleza y función que cumplan dentro de la estructura. (Ver detalles en Anexo I y Anexo II).

Las cargas de diseño para todos los componentes que hacen parte de la superestructura e infraestructura, será la obtenida de la envolvente de cargas “GENERAL”.

#### 3.7.1.-Optimización de Secciones y Elementos de Acero (Ver Anexo I y II)

Las secciones y elementos de acero que conforman la superestructura, los cuales en conjunto forman la viga cajón, estarán sometidos a múltiples cargas durante su vida útil. Dichas secciones y elementos deberán cumplir con todos los requisitos de resistencia.

Las secciones y elementos serán analizados para cumpla con los requerimientos de cargas encontrados en la revisión de envolventes, dichas secciones y elementos deberán cumplir con los requerimientos de fuerzas de compresión, corte, tensión, flexión, corte - flexión y cargas axiales – flexión.

Esto estará basado en los requerimientos descritos en el Reglamento de Puentes (Ministerio de Transportes y Comunicaciones – Perú) y “*Specification for the Design of Cold – Formed Steel Structural Members*” (American Iron and Steel Institute – August 19, 1986).

Los factores de resistencia,  $\phi$ , para los estados límites de resistencias deberán ser tomados como sigue (Capítulo 2.9.26.1 factores de resistencia – Reglamentos de Puentes):

<b>Estados de Carga</b>	<b><math>\phi</math></b>
Flexión	1.00
Corte	1.00
Compresión axial, sólo acero	0.90
Compresión axial, estructura compuesta	0.90
Tracción, fractura en sección neta	0.80
Tracción, fluencia en sección bruta	0.95
Aplastamientos en pines, huecos perforados, huecos empernados y superficies maquinadas	1.00
Pernos en contacto con el material	0.80
Conectores de corte	0.85
Pernos en tensión A325M y A490M	0.80
Pernos A307 en tracción	0.67
Pernos A325M y A490M en corte	0.80
Corte directo	0.80
Material de soldadura en soldadura de penetración completa:	
• Corte en área efectiva	0.85
• Tracción o compresión normal al área efectiva	De metal base
• Tracción o compresión paralela al eje de soldadura	De metal base
Material de soldadura en soldadura de penetración parcial:	
• Corte paralelo al eje de soldadura	0.80
• Tracción o compresión paralela al eje de soldadura	De metal base
• Compresión normal al área efectiva	De metal base
• Tracción normal al área efectiva	De metal base
Metal de soldadura en soldadura de filete	
• Tracción o compresión paralela al eje de soldadura	De metal base
• Corte en la gargarita del metal base	0.80

### 3.7.1.1.-Análisis por Compresión

Todos los elementos no podrán exceder los valores del esfuerzo críticos de pandeo

- Para elementos delgados o láminas: 
$$F_{cr} = \frac{K \times L \times \Pi^2 \times E}{12 \times (1 - u^2) \times (w/t)^2}$$

- Para secciones o elemento no laminares:

Para (  $K2 \times L / r$  ):

1.  $0 \leq (K2 \times L / r) \leq Cc$ : **CASO I** 
$$F_a = \frac{\left[ 1 - \frac{(K2 \times L/r)^2}{(2 \times Cc^2)} \right] \times f_y}{\frac{5}{3} + \frac{3 \times (K2 \times L/r)^2}{8 \times Cc} - \frac{(K2 \times L/r)^3}{8 \times Cc^3}}$$

2.  $Cc < (K2 \times L / r) \leq 200$ : **CASO II** 
$$F_a = \frac{12 \times \Pi^2 \times E}{23 \times (K2 \times L/r)^2}$$

Donde:

$K1$  : coeficiente para determinar el esfuerzo crítico en láminas delgadas.

$K2$  : coeficiente para determinar el esfuerzo crítico en secciones (  $K2 = 1.000$  )

$E$  : módulo elástico del acero (  $E = 200000000 \text{ Tn/m}^2$  )

$u$  : módulo de Poisson para el acero (  $u = 0.30$  )

$w$  : ancho neto de la lámina delgada.

$t$  : espesor de la lámina delgada.

$L$  : longitud neta del elemento de sección.

$r$  : radio de giro de la sección (  $r = [ I / A ]^{1/2}$  )

$I$  : inercia de la sección.

$A$ : área neta de la sección.

$Cc$  : límite de relación de esbeltez (  $Cc = [ ( 2 \times \Pi^2 \times E ) / f_y ]^{1/2}$  )

**RIGIDIZADORES DE LOS BORDES DE LA LAMINA CENTRAL Y  
COSTADOS DE LA VIGA CAJON (CORONAS)**

	<b>Diseño</b>	<b>Ajuste</b>	<b>UND</b>
K1	1.277	1.277	-----
w	0.2	0.15	m.
t	0.006	0.006	m.
Fcr	-20774.975	-36933.2889	Tn / m2.

ELEMENTO	ESTDO DE CARGA	LONGITUD ( m )	CARGA AXIAL ( Tn )	COMPRESION (200 x 6 mm.)		COMPRESION (150 x 6 mm.)	
					OK!		OK!
6505	Min	0.51436	-20.8716	-8696.50	OK!	-11595.33	OK!
6579	Min	0.51281	-20.8596	-8691.50	OK!	-11588.67	OK!
6585	Min	0.51443	-20.838	-8682.50	OK!	-11576.67	OK!
6511	Min	0.51293	-20.8201	-8675.04	OK!	-11566.72	OK!
6507	Min	0.51436	-20.0458	-8352.42	OK!	-11136.56	OK!
6583	Min	0.51443	-20.0435	-8351.46	OK!	-11135.28	OK!
585	Min	0.51436	-19.7778	-8240.75	OK!	-10987.67	OK!
606	Min	0.51443	-19.7338	-8222.42	OK!	-10963.22	OK!
534	Min	0.51281	-19.7038	-8209.92	OK!	-10946.56	OK!
591	Min	0.51817	-19.6461	-8185.88	OK!	-10914.50	OK!
600	Min	0.51817	-19.6365	-8181.88	OK!	-10909.17	OK!
581	Min	0.51293	-19.5999	-8166.63	OK!	-10888.83	OK!
6581	Min	0.51281	-19.5588	-8149.50	OK!	-10866.00	OK!
587	Min	0.51622	-19.5521	-8146.71	OK!	-10862.28	OK!
6509	Min	0.51293	-19.5179	-8132.46	OK!	-10843.28	OK!
604	Min	0.51623	-19.515	-8131.25	OK!	-10841.67	OK!
6513	Min	0.51134	-19.4898	-8120.75	OK!	-10827.67	OK!
6577	Min	0.51134	-19.4831	-8117.96	OK!	-10823.94	OK!
6518	Min	0.51003	-19.4726	-8113.58	OK!	-10818.11	OK!
6573	Min	0.51003	-19.4567	-8106.96	OK!	-10809.28	OK!
532	Min	0.51281	-19.412	-8088.33	OK!	-10784.44	OK!
579	Min	0.51293	-19.3436	-8059.83	OK!	-10746.44	OK!
608	Min	0.51443	-19.3177	-8049.04	OK!	-10732.06	OK!
6503	Min	0.51622	-19.3068	-8044.50	OK!	-10726.00	OK!

**RIGIDIZADORES DE LA LAMINA CENTRAL DE LA VIGA CAJON  
(COSTICEN)**

	<b>Diseño</b>	<b>Ajuste</b>	<b>UND</b>
K1	1.277	1.277	-----
w	0.2	0.15	m.
t	0.006	0.006	m.
Fcr	-20774.975	-36933.2889	Tn / m2.

ELEMENTO	ESTDO DE CARGA	LONGITUD ( m )	CARGA AXIAL ( Tn )	COMPRESION (200 x 6 mm.)		COMPRESION (150 x 6 mm.)	
					OK!		OK!
3625	Min	0.25003	-22.4428	-9351.17	OK!	-12468.22	OK!
4089	Min	0.25405	-22.3911	-9329.63	OK!	-12439.50	OK!
3622	Min	0.25003	-22.1693	-9237.21	OK!	-12316.28	OK!
4092	Min	0.25405	-22.1414	-9225.58	OK!	-12300.78	OK!
552	Min	0.13657	-21.9629	-9151.21	OK!	-12201.61	OK!
307	Min	0.1387	-21.9557	-9148.21	OK!	-12197.61	OK!
330	Min	0.25985	-21.9354	-9139.75	OK!	-12186.33	OK!
322	Min	0.25581	-21.8915	-9121.46	OK!	-12161.94	OK!
4074	Min	0.6212	-21.8164	-9090.17	OK!	-12120.22	OK!
3611	Min	0.6227	-21.7675	-9069.79	OK!	-12093.06	OK!
4072	Min	0.50567	-21.534	-8972.50	OK!	-11963.33	OK!
3613	Min	0.50567	-21.4437	-8934.88	OK!	-11913.17	OK!
339	Min	0.25805	-21.4228	-8926.17	OK!	-11901.56	OK!
315	Min	0.25403	-21.3987	-8916.13	OK!	-11888.17	OK!
3624	Min	0.25003	-21.3116	-8879.83	OK!	-11839.78	OK!
4090	Min	0.25405	-21.2669	-8861.21	OK!	-11814.94	OK!
551	Min	0.13657	-21.2666	-8861.08	OK!	-11814.78	OK!
306	Min	0.1387	-21.2395	-8849.79	OK!	-11799.72	OK!
4067	Min	0.50681	-21.1091	-8795.46	OK!	-11727.28	OK!
3618	Min	0.50681	-21.1059	-8794.13	OK!	-11725.50	OK!
3623	Min	0.25002	-20.8999	-8708.29	OK!	-11611.06	OK!
4068	Min	0.50681	-20.8691	-8695.46	OK!	-11593.94	OK!
4091	Min	0.25405	-20.863	-8692.92	OK!	-11590.56	OK!

**RIGIDIZADORES DE LA LAMINA INFERIOR DE LA VIGA CAJON  
(COSTIFON)**

	<b>Diseño</b>	<b>Ajuste</b>	<b>UND</b>
K1	1.277	1.277	-----
W	0.2	0.2	m.
T	0.006	0.008	m.
Fcr	-20774.975	-36933.289	Tn / m2.

<b>ELEMENTO</b>	<b>ESTDO DE CARGA</b>	<b>LONG. ( m )</b>	<b>CARGA AXIAL ( Tn )</b>	<b>COMPRESION (200 x 6 mm.)</b>		<b>COMPRESION (150 x 6 mm.)</b>	
634	Min	0.25242	-32.409	-27007.50	<b>NO PASA</b>	-20255.62	<b>OK!</b>
1760	Min	0.25223	-32.1432	-26786.00	<b>NO PASA</b>	-20089.50	<b>OK!</b>
1752	Min	0.24865	-30.4672	-25389.33	<b>NO PASA</b>	-19042.00	<b>OK!</b>
654	Min	0.24845	-30.4381	-25365.08	<b>NO PASA</b>	-19023.81	<b>OK!</b>
3111	Min	0.62755	-21.9823	-18318.58	<b>OK!</b>	-13737.50	<b>OK!</b>
1514	Min	0.62958	-21.653	-18044.17	<b>OK!</b>	-13531.25	<b>OK!</b>
3009	Min	0.61756	-20.9667	-17472.25	<b>OK!</b>	-13106.25	<b>OK!</b>
1630	Min	0.61849	-20.9577	-17464.75	<b>OK!</b>	-13100.00	<b>OK!</b>
1515	Min	0.62958	-13.9584	-11632.00	<b>OK!</b>	-8725.00	<b>OK!</b>
3112	Min	0.62754	-13.8867	-11572.25	<b>OK!</b>	-8681.25	<b>OK!</b>
1631	Min	0.61849	-13.8528	-11544.00	<b>OK!</b>	-8656.25	<b>OK!</b>
3008	Min	0.61755	-13.6775	-11397.92	<b>OK!</b>	-8550.00	<b>OK!</b>
1557	Min	0.25064	-13.3236	-11103.00	<b>OK!</b>	-8331.25	<b>OK!</b>
3068	Min	0.25469	-13.299	-11082.50	<b>OK!</b>	-8312.50	<b>OK!</b>
1581	Min	0.25132	-13.1315	-10942.92	<b>OK!</b>	-8206.25	<b>OK!</b>
3094	Min	0.25541	-13.102	-10918.33	<b>OK!</b>	-8188.75	<b>OK!</b>
3184	Min	0.1382	-12.7156	-10596.33	<b>OK!</b>	-7950.00	<b>OK!</b>
1625	Min	0.61958	-12.7079	-10589.92	<b>OK!</b>	-7943.75	<b>OK!</b>
5810	Min	0.13587	-12.6872	-10572.67	<b>OK!</b>	-7931.25	<b>OK!</b>
1556	Min	0.25064	-12.558	-10465.00	<b>OK!</b>	-7850.00	<b>OK!</b>
3032	Min	0.61845	-12.5524	-10460.33	<b>OK!</b>	-7843.75	<b>OK!</b>
3069	Min	0.25469	-12.5463	-10455.25	<b>OK!</b>	-7843.75	<b>OK!</b>

**RIGIDIZADORES DE LA LAMINAS LATERALES DE LA VIGA CAJON  
(COSTILAD)**

	<b>Diseño</b>	<b>Ajuste</b>	<b>UND</b>
K1	1.277	1.277	-----
w	0.2	0.15	m.
t	0.006	0.006	m.
Fcr	-20774.975	-36933.2889	Tn / m2.

ELEMENTO	ESTDO DE CARGA	LONGITUD ( m )	CARGA AXIAL ( Tn )	COMPRESION (200 x 6 mm.)		COMPRESION (150 x 6 mm.)	
					OK!		OK!
5195	Min	0.25901	-10.4405	-8700.42	OK!	-11600.56	OK!
5227	Min	0.26313	-10.4291	-8690.92	OK!	-11587.89	OK!
5196	Min	0.25901	-10.367	-8639.17	OK!	-11518.89	OK!
5228	Min	0.26313	-10.3596	-8633.00	OK!	-11510.67	OK!
5540	Min	0.51937	-10.252	-8543.33	OK!	-11391.11	OK!
4653	Min	0.51936	-10.2473	-8539.42	OK!	-11385.89	OK!
4610	Min	0.51229	-10.0802	-8400.17	OK!	-11200.22	OK!
5214	Min	0.25752	-10.0544	-8378.67	OK!	-11171.56	OK!
5711	Min	0.51224	-10.0535	-8377.92	OK!	-11170.56	OK!
5213	Min	0.25752	-10.0354	-8362.83	OK!	-11150.44	OK!
5703	Min	0.25352	-10.0342	-8361.83	OK!	-11149.11	OK!
5704	Min	0.25352	-9.9918	-8326.50	OK!	-11102.00	OK!
5207	Min	0.26063	-9.9187	-8265.58	OK!	-11020.78	OK!
5683	Min	0.25235	-9.9017	-8251.42	OK!	-11001.89	OK!
4651	Min	0.24834	-9.8861	-8238.42	OK!	-10984.56	OK!
5689	Min	0.50294	-9.8589	-8215.75	OK!	-10954.33	OK!
5710	Min	0.25659	-9.8574	-8214.50	OK!	-10952.67	OK!
5688	Min	0.25209	-9.8441	-8203.42	OK!	-10937.89	OK!
4646	Min	0.50291	-9.8328	-8194.00	OK!	-10925.33	OK!
5221	Min	0.25609	-9.8193	-8182.75	OK!	-10910.33	OK!
5684	Min	0.25235	-9.8108	-8175.67	OK!	-10900.89	OK!
4650	Min	0.24833	-9.7884	-8157.00	OK!	-10876.00	OK!
4608	Min	0.51229	-9.77	-8141.67	OK!	-10855.56	OK!

**RIGIDIZADORES DE LAS LAMINAS TRANSVERSALES DE LA VIGA  
CAJON ( COSTIRIG ) - DIAFRAGMAS**

	<b>Diseño</b>	<b>Ajuste</b>	<b>UND</b>
K1	1.277	1.277	-----
w	0.2	0.15	m.
t	0.006	0.006	m.
Fcr	-20774.975	-36933.2889	Tn / m2.

<b>ELEMENTO</b>	<b>ESTDO DE CARGA</b>	<b>LONGITUD ( m )</b>	<b>CARGA AXIAL ( Tn )</b>	<b>COMPRESION (200 x 6 mm.)</b>		<b>COMPRESION (150 x 6 mm.)</b>	
1248	Min	0.48955	-33.8126	-14088.58	<b>OK!</b>	-18784.78	<b>OK!</b>
734	Min	0.48985	-33.7872	-14078.00	<b>OK!</b>	-18770.67	<b>OK!</b>
352	Min	0.48924	-31.7977	-13249.04	<b>OK!</b>	-17665.39	<b>OK!</b>
629	Min	0.48955	-31.7846	-13243.58	<b>OK!</b>	-17658.11	<b>OK!</b>
1252	Min	0.48955	-28.3224	-11801.00	<b>OK!</b>	-15734.67	<b>OK!</b>
741	Min	0.48985	-28.3214	-11800.58	<b>OK!</b>	-15734.11	<b>OK!</b>
446	Min	0.48955	-28.1036	-11709.83	<b>OK!</b>	-15613.11	<b>OK!</b>
401	Min	0.48924	-28.0584	-11691.00	<b>OK!</b>	-15588.00	<b>OK!</b>
1247	Min	0.48955	-23.5629	-9817.88	<b>OK!</b>	-13090.50	<b>OK!</b>
733	Min	0.48985	-23.5355	-9806.46	<b>OK!</b>	-13075.28	<b>OK!</b>
1246	Min	0.48955	-21.1738	-8822.42	<b>OK!</b>	-11763.22	<b>OK!</b>
732	Min	0.48985	-21.1573	-8815.54	<b>OK!</b>	-11754.06	<b>OK!</b>
1251	Min	0.48955	-20.5538	-8564.08	<b>OK!</b>	-11418.78	<b>OK!</b>
740	Min	0.48985	-20.5488	-8562.00	<b>OK!</b>	-11416.00	<b>OK!</b>
748	Min	0.3	-19.7709	-8237.88	<b>OK!</b>	-10983.83	<b>OK!</b>
1165	Min	0.3	-19.7402	-8225.08	<b>OK!</b>	-10966.78	<b>OK!</b>
1105	Min	0.3	-19.7238	-8218.25	<b>OK!</b>	-10957.67	<b>OK!</b>
1036	Min	0.3	-19.5354	-8139.75	<b>OK!</b>	-10853.00	<b>OK!</b>
350	Min	0.48924	-19.3191	-8049.63	<b>OK!</b>	-10732.83	<b>OK!</b>
627	Min	0.48955	-19.2919	-8038.29	<b>OK!</b>	-10717.72	<b>OK!</b>
1238	Min	0.50808	-18.8864	-7869.33	<b>OK!</b>	-10492.44	<b>OK!</b>
745	Min	0.3	-18.8825	-7867.71	<b>OK!</b>	-10490.28	<b>OK!</b>

**ELEMENTOS LONGITUDINALES QUE SE UBICAN ENTRE LAMINA  
INFERIOR CON LAMINAS LATERALES DENTRO DE LA VIGA CAJON  
(VIGASLON)**

**DISEÑO GENERAL DEL ELEMENTO TIPO CAJON**

	<b>Diseño</b>	<b>UND</b>
b	0.200	m.
h	0.500	m.
t	0.008	m.
A	0.0109440	m <sup>2</sup>
I	0.0003448	m <sup>4</sup>
K2	1.000	
r	0.178	m
fy	35200.000	Ton/m <sup>2</sup>
E	20000000.000	Ton/m <sup>2</sup>
Cc	105.9013	

<b>ELEMENTO</b>	<b>ESTDO DE CARGA</b>	<b>LONG.</b>	<b>Pdato</b>	<b>K x L / r</b>	<b>CASO</b>	<b>Fa</b>	<b>Pa</b>	<b>Pdato &lt; Pa</b>
A	Min	2.00	-111.4314	11.2670	I	-16540.8118	-181.0226	<b>OK</b>
B	Min	1.50	-111.4314	8.4502	I	-18280.1835	-200.0583	<b>OK</b>
C	Min	1.00	-111.4314	5.6335	I	-19758.1207	-216.2329	<b>OK</b>

**DISEÑO LOCALIZADO DEL ELEMENTO EN LA DIRECCIÓN b y h**

	<b>Diseño b – b</b>	<b>Diseño h - h</b>	<b>UND</b>
K1	1.277	1.277	-----
w	0.2	0.5	m.
t	0.008	0.008	m.
Ø	0.9	0.9	
b-efectivo	0.181	0.362	m.
Fcr	-45255.932	-11284.047	Tn / m <sup>2</sup> .

<b>ELEMENTO</b>	<b>ESTDO DE CARGA</b>	<b>LONGITUD</b>	<b>Pdato</b>	<b>Fdato</b>	<b>Fdato &lt; Fcr b - b</b>	<b>Fdato &lt; Fcr h - h</b>
A	Min	2.00	-111.4314	-10181.96272	<b>OK</b>	<b>OK</b>
B	Min	1.50	-111.4314	-10181.96272	<b>OK</b>	<b>OK</b>
C	Min	1.00	-111.4314	-10181.96272	<b>OK</b>	<b>OK</b>

## ELEMENTOS LONGITUDINALES QUE SE UBICAN DEBAJO DE LOSA (CARRIL)

### DISEÑO GENERAL DEL ELEMENTO TIPO CAJON

	Diseño	UND
b	0.150	m.
h	0.200	m.
t	0.006	m.
A	0.0040560	m <sup>2</sup>
I	0.0000236	m <sup>4</sup>
K2	1.000	
r	0.076	m
fy	35200	Ton/m <sup>2</sup>
E	20000000	Ton/m <sup>2</sup>
Cc	105.9031	

ELEMENTO	ESTDO DE CARGA	LONGITUD	Pdato	K x L / r	CASO	Fa	Pa	Pdato < Pa
A	Min	2.0	-31.5445	26.2270	I	-8321.1681	-33.7507	OK
B	Min	1.5	-31.5445	19.6703	I	-11394.4377	-46.2158	OK
C	Min	1.0	-31.5445	13.1135	I	-15351.5408	-62.2658	OK

### DISEÑO LOCALIZADO DEL ELEMENTO EN LA DIRECCIÓN b y h

	Diseño b - b	Diseño h - h	UND
K1	6.970	6.970	-----
w	0.15	0.2	m.
t	0.006	0.006	m.
Ø	0.9	0.9	
b-efectivo	0.132	0.155	m.
<b>Fcr</b>	<b>-47826.509</b>	<b>-34413.364</b>	Tn / m <sup>2</sup> .

ELEMENTO	ESTDO DE CARGA	LONGITUD	Pdato	Fdato	Fdato < Fcr b - b	Fdato < Fcr h - h
A	Min	2.0	-31.5445	-7777.24359	<b>OK</b>	<b>OK</b>
B	Min	1.5	-31.5445	-7777.24359	<b>OK</b>	<b>OK</b>
C	Min	1.0	-31.5445	-7777.24359	<b>OK</b>	<b>OK</b>

**ELEMENTOS QUE FORMAN PÓRTICOS DENTRO DE LA VIGA CAJÓN  
(REFUERZO)**

**DISEÑO GENERAL DEL ELEMENTO TIPO CAJON**

	<b>Diseño</b>	<b>Ajuste</b>	<b>UND</b>
b	0.150	0.200	m.
h	0.150	0.200	m.
t	0.006	0.006	m.
A	0.0034560	0.0046560	m <sup>2</sup>
I	0.0000120	0.0000292	m <sup>4</sup>
K2	1.000	1.000	
r	0.059	0.079	M
fy	35200	35200	Ton/m <sup>2</sup>
E	20000000	20000000	Ton/m <sup>2</sup>
Cc	105.9031	105.9031	

<b>ELEMENTO</b>	<b>ESTDO DE CARGA</b>	<b>LONGITUD</b>	<b>Pdato</b>	<b>K x L / r</b>	<b>CASO</b>	<b>Fa</b>	<b>Pa</b>	<b>Pdato &lt; Pa</b>
A01	Min	1.850	-18.678	31.4419	I	-6516.0435	-22.5194	<b>OK</b>
A02	Min	2.050	-17.678	34.8410	I	-5585.8780	-19.3048	<b>OK</b>
B (X= 19.00m.)	Min	1.994	-18.678	33.8892	I	-5829.2804	-20.1460	<b>OK</b>
B (X= 9.50m.)	Min	2.598	-18.678	44.1546	I	-3754.2165	-12.9746	<b>NO CUMPLE</b>
C (X= 19.00m.)	Min	2.488	-18.678	42.2850	I	-4054.3017	-14.0117	<b>NO CUMPLE</b>
C (X= 9.50m.)	Min	2.744	-18.678	46.6359	I	-3397.0304	-11.7401	<b>NO CUMPLE</b>
D (X= 19.00m.)	Min	2.490	-18.678	42.3190	I	-4048.5868	-13.9919	<b>NO CUMPLE</b>
D (X= 9.50m.)	Min	2.050	-18.678	34.8410	I	-5585.8780	-19.3048	<b>OK</b>
E (X= 19.00m.)	Min	1.477	-18.678	25.1025	I	-8780.4311	-30.3452	<b>OK</b>
E (X= 9.50m.)	Min	1.824	-18.678	31.0000	I	-6650.0736	-22.9827	<b>OK</b>

<b>ELEMENTO</b>	<b>ESTDO DE CARGA</b>	<b>LONGITUD</b>	<b>Pdato</b>	<b>K x L / r</b>	<b>CASO</b>	<b>Fa</b>	<b>Pa</b>	<b>Pdato &lt; Pa</b>
A01	Min	1.850	-18.678	23.3474	I	-9552.0749	-44.4745	<b>OK</b>
A02	Min	2.050	-17.678	25.8714	I	-8463.5156	-39.4061	<b>OK</b>
B (X= 19.00m.)	Min	1.994	-18.678	25.1647	I	-8754.3318	-40.7602	<b>OK</b>
B (X= 9.50m.)	Min	2.598	-18.678	32.7873	I	-6127.2289	-28.5284	<b>OK</b>
C (X= 19.00m.)	Min	2.488	-18.678	31.3991	I	-6528.8839	-30.3985	<b>OK</b>
C (X= 9.50m.)	Min	2.744	-18.678	34.6298	I	-5638.8001	-26.2543	<b>OK</b>
D (X= 19.00m.)	Min	2.490	-18.678	31.4243	I	-6521.3073	-30.3632	<b>OK</b>
D (X= 9.50m.)	Min	2.050	-18.678	25.8714	I	-8463.5156	-39.4061	<b>OK</b>
E (X= 19.00m.)	Min	1.477	-18.678	18.6400	I	-11965.1825	-55.7099	<b>OK</b>
E (X= 9.50m.)	Min	1.824	-18.678	23.0192	I	-9703.9620	-45.1816	<b>OK</b>

**DISEÑO LOCALIZADO DEL ELEMENTO EN LA DIRECCIÓN b y h**

	<b>Diseño b - b</b>	<b>Diseño h - h</b>	<b>UND</b>
K1	6.970	6.970	-----
W	0.2	0.2	m.
T	0.006	0.006	m.
Ø	0.9	0.9	
b-efectivo	0.168	0.168	m.
Fcr	-29333.391	-29333.391	Tn / m2.

<b>ELEMENTO</b>	<b>ESTDO DE CARGA</b>	<b>LONGITUD</b>	<b>Pdato</b>	<b>Fdato</b>	<b>Fdato &lt; Fcr b - b</b>	<b>Fdato &lt; Fcr h - h</b>
A01	Min	1.850	-18.678	-4011.598	<b>OK</b>	<b>OK</b>
A02	Min	2.050	-18.678	-4011.598	<b>OK</b>	<b>OK</b>
B (X= 19.00m.)	Min	1.994	-18.678	-4011.598	<b>OK</b>	<b>OK</b>
B (X= 9.50m.)	Min	2.598	-18.678	-4011.598	<b>OK</b>	<b>OK</b>
C (X= 19.00m.)	Min	2.488	-18.678	-4011.598	<b>OK</b>	<b>OK</b>
C (X= 9.50m.)	Min	2.744	-18.678	-4011.598	<b>OK</b>	<b>OK</b>
D (X= 19.00m.)	Min	2.490	-18.678	-4011.598	<b>OK</b>	<b>OK</b>
D (X= 9.50m.)	Min	2.050	-18.678	-4011.598	<b>OK</b>	<b>OK</b>
E (X= 19.00m.)	Min	1.477	-18.678	-4011.598	<b>OK</b>	<b>OK</b>
E (X= 9.50m.)	Min	1.824	-18.678	-4011.598	<b>OK</b>	<b>OK</b>

### LÁMINAS TIPO RÍGIDO

	<b>Diseño</b>	<b>Ajuste</b>	<b>UND</b>
K1	4.000	4.000	-----
W	0.5	0.6	m.
T	0.0006	0.012	m.
Fcr	-104.1189036	-28921.91766	Tn / m2.

<b>DIRECCIÓN DEL ESFUERZO</b>	<b>ESTDO DE CARGA</b>	<b>ESFUERZO Fdato</b>	<b>COMPRESION Fdato&lt;Fcr</b>	<b>COMPRESION Fdato&lt;Fcr</b>
S11Top	Min	-22693.09	<b>NO PASA</b>	<b>OK!</b>
S11Bot	Min	-26411.73	<b>NO PASA</b>	<b>OK!</b>

	<b>Diseño</b>	<b>Ajuste</b>	<b>UND</b>
K1	4.000	4.000	-----
W	0.5	0.7	m.
T	0.006	0.012	m.
Fcr	-10411.89036	-21248.75583	Tn / m2.

<b>DIRECCIÓN DEL ESFUERZO</b>	<b>ESTDO DE CARGA</b>	<b>ESFUERZO Fdato</b>	<b>COMPRESION Fdato&lt;Fcr</b>	<b>COMPRESION Fdato&lt;Fcr</b>
S22Top	Min	-18323.06	<b>NO PASA</b>	<b>OK!</b>
S22Bot	Min	-18903.82	<b>NO PASA</b>	<b>OK!</b>

### LÁMINAS TIPO VIGACENT

	<b>Diseño</b>	<b>Ajuste</b>	<b>UND</b>
K1	4.000	4.000	-----
W	0.5	0.5	m.
T	0.008	0.012	m.
Fcr	-18510.0273	-41647.56143	Tn / m2.

<b>DIRECCIÓN DEL ESFUERZO</b>	<b>ESTDO DE CARGA</b>	<b>ESFUERZO Fdato</b>	<b>COMPRESION Fdato&lt;Fcr</b>	<b>COMPRESION Fdato&lt;Fcr</b>
S11Top	Min	-32974.31	<b>NO PASA</b>	<b>OK!</b>
S11Bot	Min	-32997.01	<b>NO PASA</b>	<b>OK!</b>

	<b>Diseño</b>	<b>Ajuste</b>	<b>UND</b>
K1	4.000	4.000	-----
W	0.5	0.95	m.
T	0.008	0.012	m.
Fcr	-18510.0273	-11536.72062	Tn / m2.

<b>DIRECCIÓN DEL ESFUERZO</b>	<b>ESTDO DE CARGA</b>	<b>ESFUERZO Fdato</b>	<b>COMPRESION Fdato&lt;Fcr</b>	<b>COMPRESION Fdato&lt;Fcr</b>
S22Top	Min	-10386.43	<b>OK!</b>	<b>OK!</b>
S22Bot	Min	-10650.15	<b>OK!</b>	<b>OK!</b>

### LÁMINAS TIPO VIGAFOND

	<b>Diseño</b>	<b>Ajuste</b>	<b>UND</b>
K1	4.000	4.000	-----
w	0.5	0.5	m.
t	0.008	0.012	m.
Fcr	-18510.0273	-41647.56143	Tn / m2.

<b>DIRECCIÓN DEL ESFUERZO</b>	<b>ESTDO DE CARGA</b>	<b>ESFUERZO Fdato</b>	<b>COMPRESION Fdato&lt;Fcr</b>	<b>COMPRESION Fdato&lt;Fcr</b>
S11Top	Min	-37273.21	<b>NO PASA</b>	<b>OK!</b>
S11Bot	Min	-39595.32	<b>NO PASA</b>	<b>OK!</b>

	<b>Diseño</b>	<b>Ajuste</b>	<b>UND</b>
K1	4.000	4.000	-----
w	0.5	0.5	m.
t	0.008	0.012	m.
Fcr	-18510.0273	-41647.56143	Tn / m2.

<b>DIRECCIÓN DEL ESFUERZO</b>	<b>ESTDO DE CARGA</b>	<b>ESFUERZO Fdato</b>	<b>COMPRESION Fdato&lt;Fcr</b>	<b>COMPRESION Fdato&lt;Fcr</b>
S22Top	Min	-21501.78	<b>NO PASA</b>	<b>OK!</b>
S22Bot	Min	-28963.74	<b>NO PASA</b>	<b>OK!</b>

### LÁMINAS TIPO VIGALADO

	<b>Diseño</b>	<b>Ajuste</b>	<b>UND</b>
K1	4.000	4.000	-----
w	0.5	0.67	m.
t	0.008	0.008	m.
Fcr	-18510.0273	-10308.54717	Tn / m2.

<b>DIRECCIÓN DEL ESFUERZO</b>	<b>ESTDO DE CARGA</b>	<b>ESFUERZO Fdato</b>	<b>COMPRESION Fdato&lt;Fcr</b>	<b>COMPRESION Fdato&lt;Fcr</b>
S11Top	Min	-9289.14	<b>OK!</b>	<b>OK!</b>
S11Bot	Min	-10103.13	<b>OK!</b>	<b>OK!</b>

	<b>Diseño</b>	<b>Ajuste</b>	<b>UND</b>
K1	4.000	4.000	-----
w	0.5	0.75	m.
t	0.008	0.008	m.
Fcr	-18510.0273	-8226.678801	Tn / m2.

<b>DIRECCIÓN DEL ESFUERZO</b>	<b>ESTDO DE CARGA</b>	<b>ESFUERZO Fdato</b>	<b>COMPRESION Fdato&lt;Fcr</b>	<b>COMPRESION Fdato&lt;Fcr</b>
S22Top	Min	-6400.55	<b>OK!</b>	<b>OK!</b>
S22Bot	Min	-6416.63	<b>OK!</b>	<b>OK!</b>

### 3.7.1.2.-Análisis por Corte

La fuerza del cortante en cualquier sección no excederá el corte aceptable,  $V_a$ , calculado como sigue:

**Caso I:**

$$\text{Para : } \frac{h}{t} \leq 1.38 \times \sqrt{E \times K_v / f_y}$$

$$V_a = 0.38 \times t^2 \times \sqrt{K_v \times f_y \times E} \leq 0.4 \times f_y \times h \times t$$

$$A = 1.38 \times \sqrt{E \times K_v / f_y}$$

**Caso II:**

$$\text{Para: } \frac{h}{t} > 1.38 \times \sqrt{E \times K_v / f_y}$$

$$V_a = 0.53 \times E \times K_v \times t^3 / h$$

Donde:

t: espesor de la sección.

h: altura de la sección en estudio ( h = w )

$K_v$  : coeficiente de corte de los elementos ( $K_v = K = 5.34$ )

a : longitud de los elementos.

$$F_{va} = V_a / A_n$$

$F_{va}$ : esfuerzo de corte.

$A_n$ : área de la sección en estudio.

**RIGIDIZADORES DE LOS BORDES DE LA LAMINA CENTRAL Y COSTADOS  
DE LA VIGA CAJON (CORONAS)**

	<b>Diseño</b>	<b>Ajuste</b>	<b>UND</b>		<b>Diseño</b>	<b>Ajuste</b>	<b>UND</b>
K	5.340	5.340	-----	K	5.340	5.340	-----
w	0.2	0.2	m.	w	0.006	0.006	m.
t	0.006	0.006	m.	t	0.2	0.2	m.
A	37.17	37.17		A	37.17	37.17	
w/t	0.03	0.03		w/t	33.33	33.33	
CASO	I	I		CASO	I	I	
Va	16.896	16.896	Tn.	Va	16.896	16.896	Tn.

<b>Elemento</b>	<b>a</b>	<b>V2</b>	<b>V2 &lt; Va</b>	<b>Elemento</b>	<b>a</b>	<b>V3</b>	<b>V3 &lt; Va</b>
6846	0.13696	0.021	OK	6619	0.51003	6.393	OK
6639	0.13906	0.0186	OK	6472	0.51003	6.3872	OK
6553	0.13696	0.0159	OK	6620	0.51003	6.3313	OK
501	0.25078	0.0121	OK	6471	0.51003	6.3195	OK
6523	0.25444	0.0118	OK	6613	0.51293	6.2783	OK
506	0.13696	0.0117	OK	6478	0.51281	6.276	OK
6845	0.13696	0.0115	OK	6559	0.50789	6.2043	OK
611	0.13906	0.0112	OK	6614	0.51293	6.2037	OK
6538	0.13907	0.0109	OK	6532	0.50787	6.1998	OK
505	0.13696	0.0108	OK	6634	0.50787	6.1947	OK
610	0.13907	0.0104	OK	6477	0.51281	6.191	OK
6518	0.51003	0.0097	OK	6458	0.50789	6.1865	OK
563	0.25444	0.0096	OK	6459	0.50789	6.1616	OK
6614	0.51293	0.0096	OK	6558	0.50789	6.1601	OK
6620	0.51003	0.0096	OK	6633	0.50787	6.1567	OK
6511	0.51293	0.0095	OK	6533	0.50787	6.1497	OK
6519	0.51003	0.0095	OK	6607	0.51436	6.1312	OK
6522	0.25444	0.0095	OK	6484	0.51443	6.1065	OK

**RIGIDIZADORES DE LA LAMINA CENTRAL DE LA VIGA CAJON (COSTICEN)**

	<b>Diseño</b>	<b>Ajuste</b>	<b>UND</b>		<b>Diseño</b>	<b>Ajuste</b>	<b>UND</b>
K	5.340	5.340	-----	K	5.340	5.340	-----
w	0.2	0.2	m.	w	0.006	0.006	m.
t	0.006	0.006	m.	t	0.2	0.2	m.
A	37.17	37.17		A	37.17	37.17	
w/t	0.03	0.03		w/t	33.33	33.33	
CASO	I	I		CASO	I	I	
Va	16.896	16.896	Tn.	Va	16.896	16.896	Tn.

<b>ELEMENTO</b>	<b>a</b>	<b>V2</b>	<b>V2 &lt; Va</b>	<b>ELEMENTO</b>	<b>a</b>	<b>V3</b>	<b>V3 &lt; Va</b>
3563	1.03253	0.0148	OK	306	0.1387	1.7705	OK
4080	0.25426	0.0116	OK	307	0.1387	1.7702	OK
4090	0.25405	0.0113	OK	304	0.13876	1.6608	OK
4085	0.25413	0.0112	OK	303	0.13876	1.6608	OK
552	0.13657	0.0103	OK	2437	0.35495	1.3528	OK
307	0.1387	0.01	OK	549	0.25005	1.1581	OK
297	0.25005	0.0099	OK	2438	0.35496	1.0747	OK
551	0.13657	0.0099	OK	300	0.13889	1.0559	OK
4084	0.25413	0.0098	OK	301	0.13888	1.0558	OK
4075	0.62121	0.0093	OK	297	0.25005	0.9972	OK
306	0.1387	0.0092	OK	550	0.25005	0.9925	OK
2437	0.35495	0.0091	OK	3426	0.49645	0.924	OK
2438	0.35496	0.0091	OK	3873	0.4968	0.9151	OK
4089	0.25405	0.0091	OK	2436	0.35495	0.8208	OK
298	0.25006	0.009	OK	298	0.25006	0.7642	OK
4026	0.62153	0.009	OK	2439	0.35496	0.6806	OK
4074	0.6212	0.009	OK	3459	0.41453	0.6599	OK
3528	0.62366	0.0089	OK	3834	0.41504	0.6463	OK

**RIGIDIZADORES DE LA LAMINA INFERIOR DE LA VIGA CAJON (COSTIFON)**

	<b>Diseño</b>	<b>Ajuste</b>	<b>UND</b>		<b>Diseño</b>	<b>Ajuste</b>	<b>UND</b>
K	5.340	5.340	-----	K	1.277	1.277	-----
w	0.008	0.008	m.	w	0.2	0.2	m.
t	0.2	0.2	m.	t	0.008	0.008	m.
A	37.17	37.17		A	37.17	37.17	
w/t	0.04	0.04		w/t	25.00	25.00	
CASO	I	I		CASO	I	I	
Va	22.528	22.528	Tn.	Va	22.528	22.528	Tn.

<b>ELEMENTO</b>	<b>LONGITUD</b>	<b>V2</b>	<b>V2 &lt; Va</b>	<b>ELEMENTO</b>	<b>LONGITUD</b>	<b>V3</b>	<b>V3 &lt; Va</b>
634	0.25242	8.9738	OK	5813	0.13561	0.0082	OK
1760	0.25223	8.8468	OK	2230	0.14089	0.0067	OK
1752	0.24865	8.5407	OK	654	0.24845	0.0066	OK
654	0.24845	8.4897	OK	5812	0.13561	0.0062	OK
1761	0.25224	6.9721	OK	5811	0.13587	0.0061	OK
1752	0.24865	6.9562	OK	5809	0.13619	0.0055	OK
632	0.25242	6.9358	OK	2223	0.13702	0.0053	OK
654	0.24845	6.9171	OK	5810	0.13587	0.0049	OK
652	0.24845	6.8218	OK	5807	0.13701	0.0047	OK
1753	0.24866	6.7906	OK	1761	0.25224	0.0046	OK
634	0.25242	6.7741	OK	5808	0.13619	0.0046	OK
1760	0.25223	6.7527	OK	3187	0.1394	0.0045	OK
1753	0.24866	5.4069	OK	1752	0.24865	0.0044	OK
1761	0.25224	5.3553	OK	634	0.25242	0.0044	OK
652	0.24845	5.3219	OK	1760	0.25223	0.0041	OK
632	0.25242	5.3132	OK	2225	0.13808	0.0041	OK
1566	0.25215	4.5579	OK	2229	0.14088	0.0041	OK
3125	0.25618	4.5236	OK	2228	0.13937	0.004	OK

**RIGIDIZADORES DE LAS LAMINAS LATERALES DE LA VIGA CAJON  
(COSTILAD)**

	<b>Diseño</b>	<b>Ajuste</b>	<b>UND</b>		<b>Diseño</b>	<b>Ajuste</b>	<b>UND</b>
K	5.340	5.340	-----	K	5.340	5.340	-----
w	0.006	0.006	m.	w	0.2	0.2	m.
t	0.2	0.2	m.	t	0.006	0.006	m.
A	37.17	37.17		A	37.17	37.17	
w/t	0.03	0.03		w/t	33.33	33.33	
CASO	I	I		CASO	I	I	
Va	16.896	16.896	Tn.	Va	16.896	16.896	Tn.

<b>ELEMENTO</b>	<b>LONGITUD</b>	<b>V2</b>	<b>V2 &lt; Va</b>	<b>ELEMENTO</b>	<b>LONGITUD</b>	<b>V3</b>	<b>V3 &lt; Va</b>
5707	0.25621	0.8	OK	5658	0.13827	0.0085	OK
5698	0.13703	0.5974	OK	5233	0.13721	0.0085	OK
5684	0.25235	0.5968	OK	5657	0.13827	0.0084	OK
5697	0.13702	0.5968	OK	5234	0.13721	0.008	OK
5418	0.68716	0.588	OK	5764	0.13956	0.0074	OK
4650	0.24833	0.5771	OK	5677	0.13759	0.0073	OK
5706	0.25621	0.5598	OK	5763	0.13955	0.0065	OK
4614	0.25218	0.5436	OK	5243	0.13638	0.0064	OK
5685	0.25235	0.5374	OK	5244	0.13639	0.006	OK
4649	0.24839	0.523	OK	5678	0.13759	0.0059	OK
5678	0.13759	0.5215	OK	5236	0.13758	0.0056	OK
5677	0.13759	0.5163	OK	5240	0.13561	0.0053	OK
4613	0.25207	0.516	OK	5698	0.13703	0.005	OK
5719	0.14088	0.5109	OK	5697	0.13702	0.0048	OK
5720	0.14089	0.5074	OK	5719	0.14088	0.0045	OK
5741	0.14016	0.4143	OK	5720	0.14089	0.004	OK
5742	0.14016	0.4054	OK	5239	0.13561	0.0038	OK
5657	0.13827	0.3777	OK	5235	0.13758	0.0038	OK

**RIGIDIZADORES DE LAS LAMINAS TRANSVERSALES DE LA VIGA CAJON  
(COSTIRIG)**

	<b>Diseño</b>	<b>Ajuste</b>	<b>UND</b>		<b>Diseño</b>	<b>Ajuste</b>	<b>UND</b>
K	5.340	5.340	-----	K	5.340	5.340	-----
w	0.2	0.2	m.	w	0.006	0.006	m.
t	0.006	0.006	m.	t	0.2	0.2	m.
A	37.17	37.17		A	37.17	37.17	
w/t	33.33	33.33		w/t	0.03	0.03	
CASO	I	I		CASO	I	I	
Va	16.896	16.896	Tn.	Va	16.896	16.896	Tn.

<b>ELEMENTO</b>	<b>LONGITUD</b>	<b>V2</b>	<b>V2 &lt; Va</b>	<b>ELEMENTO</b>	<b>LONGITUD</b>	<b>V3</b>	<b>V3 &lt; Va</b>
1209	0.15	0.0331	OK	1300	0.48621	1.765	OK
751	0.15002	0.0288	OK	321	0.48677	1.7632	OK
6665	1.84999	0.0262	OK	302	0.48677	1.6328	OK
6683	1.85001	0.0262	OK	1307	0.48621	1.6293	OK
6746	1.85001	0.0262	OK	1249	0.48955	1.2513	OK
6762	1.85001	0.0262	OK	735	0.48985	1.2442	OK
6774	1.84999	0.0262	OK	29	0.4325	1.1288	OK
6786	1.85001	0.0262	OK	1382	0.43201	1.1272	OK
6798	1.85001	0.0262	OK	162	0.48698	1.1086	OK
6803	1.85001	0.0262	OK	1265	0.48637	1.1083	OK
6826	1.85001	0.0262	OK	460	0.48955	1.1002	OK
6841	1.84999	0.0262	OK	402	0.48924	1.0932	OK
659	1.85001	0.0261	OK	379	0.48698	1.088	OK
660	1.84999	0.0261	OK	1271	0.48637	1.0843	OK
994	1.84999	0.0261	OK	377	0.48698	1.0783	OK
995	1.85001	0.0261	OK	1269	0.48637	1.0768	OK
1855	1.84998	0.0261	OK	924	0.47446	1.0598	OK
1857	1.85002	0.0261	OK	1387	0.43201	1.0598	OK

**ELEMENTOS LONGITUDINALES QUE SE UBICAN ENTRE LAMINA  
INFERIOR CON LAMINAS LATERALES DENTRO DE LA VIGA CAJON  
(VIGASLON)**

	<b>Diseño</b>	<b>Ajuste</b>	<b>UND</b>		<b>Diseño</b>	<b>Ajuste</b>	<b>UND</b>
K	5.340	5.340	-----	K	5.340	5.340	-----
w	0.2	0.2	m.	w	0.5	0.5	m.
t	0.016	0.016	m.	t	0.016	0.016	m.
A	37.17	37.17		A	37.17	37.17	
w/t	12.50	12.50		w/t	31.25	31.25	
CASO	I	I		CASO	I	I	
Va	45.056	45.056	Tn.	Va	112.640	112.640	Tn.

<b>ELEMENTO</b>	<b>LONGITUD</b>	<b>V2</b>	<b>V2 &lt; Va</b>	<b>ELEMENTO</b>	<b>LONGITUD</b>	<b>V3</b>	<b>V3 &lt; Va</b>
6928	0.24785	19.3046	OK	7031	0.25185	4.3955	OK
7030	0.25185	19.1948	OK	6929	0.24792	4.3188	OK
478	0.257	19.1482	OK	7057	0.25317	3.8571	OK
6866	0.25296	18.8322	OK	6865	0.25282	3.553	OK
6927	0.24785	15.3195	OK	478	0.257	3.5364	OK
7029	0.25185	15.2372	OK	6866	0.25296	3.529	OK
6867	0.25297	13.6109	OK	7030	0.25185	3.4379	OK
7046	0.257	13.5254	OK	6928	0.24785	3.3392	OK
6929	0.24792	13.2584	OK	6849	0.25341	3.2016	OK
7031	0.25185	13.2255	OK	6987	0.61697	2.633	OK
6865	0.25282	12.6964	OK	6943	0.61771	2.5094	OK
479	0.51399	10.1763	OK	7051	0.14173	2.4829	OK
6930	0.24792	8.8097	OK	6930	0.24792	2.2344	OK
7032	0.25185	8.7194	OK	7053	0.24839	2.1808	OK
6864	0.25282	8.0522	OK	6986	0.61696	2.161	OK
6931	0.25558	4.9518	OK	7050	0.14172	2.0263	OK
7033	0.25158	4.6791	OK	7046	0.257	1.9726	OK
6870	0.5075	4.1772	OK	479	0.51399	1.9513	OK

**ELEMENTOS LONGITUDINALES QUE SE UBICAN DEBAJO DE LOSA  
(CARRIL)**

	<b>Diseño</b>	<b>Ajuste</b>	<b>UND</b>		<b>Diseño</b>	<b>Ajuste</b>	<b>UND</b>
K	5.340	5.340	-----	K	5.340	5.340	-----
w	0.2	0.2	m.	w	0.2	0.2	m.
t	0.012	0.012	m.	t	0.012	0.012	m.
A	37.17	37.17		A	37.17	37.17	
w/t	12.50	12.50		w/t	16.67	16.67	
CASO	I	I		CASO	I	I	
Va	25.344	25.344	Tn.	Va	33.792	33.792	Tn.

<b>ELEMENTO</b>	<b>LONGITUD</b>	<b>V2</b>	<b>V2 &lt; Va</b>	<b>ELEMENTO</b>	<b>LONGITUD</b>	<b>V3</b>	<b>V3 &lt; Va</b>
45	0.51003	3.4796	OK	169	0.51003	2.5232	OK
169	0.51003	3.4757	OK	45	0.51003	2.52	OK
87	0.51281	3.3174	OK	172	0.51003	2.4804	OK
167	0.51293	3.3046	OK	44	0.51003	2.4749	OK
172	0.51003	3.2299	OK	3	0.50789	2.4734	OK
44	0.51003	3.2236	OK	430	0.50787	2.468	OK
165	0.51436	3.1872	OK	128	0.51443	2.4121	OK
86	0.51281	3.1845	OK	429	0.50787	2.4086	OK
174	0.51293	3.122	OK	428	0.50787	2.4025	OK
176	0.51436	3.0549	OK	166	0.51436	2.402	OK
127	0.51443	3.0381	OK	167	0.51293	2.3992	OK
3	0.50789	3.0348	OK	2	0.50789	2.3935	OK
430	0.50787	3.0263	OK	4	0.50789	2.3925	OK
126	0.51443	2.9825	OK	87	0.51281	2.3924	OK
1	0.50789	2.9455	OK	168	0.51293	2.386	OK
429	0.50787	2.8732	OK	1	0.50789	2.3838	OK
46	0.51003	2.6375	OK	431	0.50787	2.3822	OK
170	0.51003	2.6345	OK	88	0.51281	2.3762	OK

**ELEMENTOS QUE FORMAN PÓRTICOS EN EL INTERIOR DE LA VIGA  
CAJÓN (REFUERZO)**

	<b>Diseño</b>	<b>Ajuste</b>	<b>UND</b>		<b>Diseño</b>	<b>Ajuste</b>	<b>UND</b>
K	5.340	5.340	-----	K	5.340	5.340	-----
w	0.2	0.2	m.	w	0.2	0.2	m.
t	0.012	0.012	m.	t	0.012	0.012	m.
A	37.17	37.17		A	37.17	37.17	
w/t	16.67	16.67		w/t	16.67	16.67	
CASO	I	I		CASO	I	I	
Va	33.792	33.792	Tn.	Va	33.792	33.792	Tn.

<b>ELEMENTO</b>	<b>LONGITUD</b>	<b>V2</b>	<b>V2 &lt; Va</b>	<b>ELEMENTO</b>	<b>LONGITUD</b>	<b>V2</b>	<b>V3 &lt; Va</b>
5915	0.62244	0.4321	OK	4933	0.58154	0.0547	OK
5848	0.62262	0.4141	OK	6241	0.58162	0.0962	OK
5849	0.62262	0.4073	OK	4341	0.57619	0.176	OK
5919	0.62244	0.389	OK	5103	0.57813	0.1933	OK
5916	0.62244	0.3885	OK	5055	0.53028	0.1646	OK
2018	0.51908	0.3811	OK	4365	0.52843	0.1659	OK
2822	0.51853	0.3667	OK	4444	0.64477	0.0053	OK
5845	0.62262	0.3641	OK	5150	0.64555	0.0048	OK
5852	0.62262	0.353	OK	4343	0.57618	0.0726	OK
5912	0.62244	0.327	OK	5105	0.57813	0.0668	OK
2823	0.51853	0.3076	OK	4420	0.57618	0.0257	OK
4368	0.52843	0.299	OK	5102	0.57813	0.0253	OK
2017	0.51908	0.2965	OK	4441	0.64477	0.1258	OK
5058	0.53028	0.2881	OK	4417	0.57618	0.1387	OK
4344	0.57618	0.2615	OK	5147	0.64555	0.1263	OK
5375	0.62962	0.2605	OK	4317	0.64477	0.1554	OK
2014	0.51908	0.2599	OK	5151	0.64555	0.1552	OK
2683	0.60003	0.2557	OK	5099	0.57813	0.1357	OK

### LÁMINAS TIPO RÍGIDO

	<b>Diseño</b>	<b>Ajuste</b>	<b>UND</b>
K	5.340	5.340	-----
w	0.6	0.6	m.
t	0.012	0.012	m.
A	89.66	89.66	
w/t	50.00	50.00	
CASO	I ( max. 25.806)	I ( max. 25.806)	
Va	25.806	25.806	Tn.
Fva	3584.17	3584.17	Tn/m2.

<b>DIRECCIÓN DEL ESFUERZO</b>	<b>ESTDO DE CARGA</b>	<b>ESFUERZO Fdato</b>	<b>CORTE Fdato&lt;Fva</b>	<b>CORTE Fdato&lt;Fva</b>
S13Avg	--	110.09	<b>OK!</b>	<b>OK!</b>

	<b>Diseño</b>	<b>Ajuste</b>	<b>UND</b>
K	5.340	5.340	-----
w	0.7	0.7	m.
t	0.012	0.012	m.
A	89.66	89.66	
w/t	58.33	58.33	
CASO	I ( max. 25.806)	I ( max. 25.806)	
Va	25.806	25.806	Tn.
Fva	3072.14	3072.14	Tn/m2.

<b>DIRECCIÓN DEL ESFUERZO</b>	<b>ESTDO DE CARGA</b>	<b>ESFUERZO Fdato</b>	<b>CORTE Fdato&lt;Fva</b>	<b>CORTE Fdato&lt;Fva</b>
S23Avg	--	823.2	<b>OK!</b>	<b>OK!</b>

### LÁMINAS TIPO VIGACENT

	<b>Diseño</b>	<b>Ajuste</b>	<b>UND</b>
K	5.340	5.340	-----
W	0.5	0.5	m.
T	0.012	0.012	m.
A	89.66	89.66	
w/t	41.67	41.67	
CASO	I ( max. 25.806)	I ( max. 25.806)	
Va	25.806	25.806	Tn.
Fva	4301.00	4301.00	Tn/m2.

<b>DIRECCIÓN DEL ESFUERZO</b>	<b>ESTDO DE CARGA</b>	<b>ESFUERZO Fdato</b>	<b>CORTE Fdato&lt;Fva</b>	<b>CORTE Fdato&lt;Fva</b>
S13Avg	--	12.22	<b>OK!</b>	<b>OK!</b>

	<b>Diseño</b>	<b>Ajuste</b>	<b>UND</b>
K	5.340	5.340	-----
W	0.5	0.95	m.
T	0.012	0.012	m.
A	89.66	89.66	
w/t	41.67	79.17	
CASO	I ( max. 25.806)	I ( max. 25.806)	
Va	25.806	25.806	Tn.
Fva	4301.00	2263.68	Tn/m2.

<b>DIRECCIÓN DEL ESFUERZO</b>	<b>ESTDO DE CARGA</b>	<b>ESFUERZO Fdato</b>	<b>CORTE Fdato&lt;Fva</b>	<b>CORTE Fdato&lt;Fva</b>
S23Avg	--	2.89	<b>OK!</b>	<b>OK!</b>

### LÁMINAS TIPO VIGAFOND

	<b>Diseño</b>	<b>Ajuste</b>	<b>UND</b>
K	5.340	5.340	-----
W	0.5	0.5	m.
T	0.012	0.012	m.
A	89.66	89.66	
w/t	41.67	41.67	
CASO	I ( max. 25.806)	I ( max. 25.806)	
Va	25.806	25.806	Tn.
Fva	4301.00	4301.00	Tn/m2.

<b>DIRECCIÓN DEL ESFUERZO</b>	<b>ESTDO DE CARGA</b>	<b>ESFUERZO Fdato</b>	<b>CORTE Fdato&lt;Fva</b>	<b>CORTE Fdato&lt;Fva</b>
S13Avg	--	192.42	<b>OK!</b>	<b>OK!</b>

	<b>Diseño</b>	<b>Ajuste</b>	<b>UND</b>
K	5.340	5.340	-----
W	0.5	0.5	m.
T	0.012	0.012	m.
A	89.66	89.66	
w/t	41.67	41.67	
CASO	I ( max. 25.806)	I ( max. 25.806)	
Va	25.806	25.806	Tn.
Fva	4301.00	4301.00	Tn/m2.

<b>DIRECCIÓN DEL ESFUERZO</b>	<b>ESTDO DE CARGA</b>	<b>ESFUERZO Fdato</b>	<b>CORTE Fdato&lt;Fva</b>	<b>CORTE Fdato&lt;Fva</b>
S23Avg	--	243.9	<b>OK!</b>	<b>OK!</b>

### LÁMINAS TIPO VIGALADO

	<b>Diseño</b>	<b>Ajuste</b>	<b>UND</b>
K	5.340	5.340	-----
w	0.5	0.67	m.
t	0.008	0.012	m.
A	89.66	89.66	
w/t	62.50	55.83	
CASO	I ( max. 25.806)	I ( max. 25.806)	
Va	25.806	25.806	Tn.
Fva	6451.50	3209.70	Tn/m2.

<b>DIRECCIÓN DEL ESFUERZO</b>	<b>ESTDO DE CARGA</b>	<b>ESFUERZO Fdato</b>	<b>CORTE Fdato&lt;Fva</b>	<b>CORTE Fdato&lt;Fva</b>
S13Avg	--	21.43	<b>OK!</b>	<b>OK!</b>

	<b>Diseño</b>	<b>Ajuste</b>	<b>UND</b>
K	5.340	5.340	-----
w	0.5	0.75	m.
t	0.008	0.006	m.
A	89.66	89.66	
w/t	62.50	125.00	
CASO	I ( max. 25.806)	II	
Va	25.806	25.806	Tn.
Fva	6451.50	5734.67	Tn/m2.

<b>DIRECCIÓN DEL ESFUERZO</b>	<b>ESTDO DE CARGA</b>	<b>ESFUERZO Fdato</b>	<b>CORTE Fdato&lt;Fva</b>	<b>CORTE Fdato&lt;Fva</b>
S23Avg	--	4.94	<b>OK!</b>	<b>OK!</b>

### 3.7.1.3.-Análisis por Tracción

Para miembros axialmente cargados a tensión, la fuerza tensora aplicada no deberá exceder  $T_a$ , determinada como sigue:

$$T_a = \emptyset \times T_n \text{ ó } F_{tr} = \emptyset \times f_y$$

Donde:

$T_n$ : fuerza del miembro cuando está cargado a tensión.

$$T_n = A_n \times f_y$$

$\emptyset$ : factor de seguridad por tracción ( $\emptyset = 0.95$ )

$A_n$ : área neta de la sección.

$T_a$ : fuerza máxima a tracción.

$F_{tr}$ : esfuerzo máximo a tracción.

**RIGIDIZADORES DE LOS BORDES DE LA LAMINA CENTRAL Y  
COSTADOS DE LA VIGA CAJON (CORONAS)**

Ftr	33440.000	Tn/m <sup>2</sup>	<b>Esfuerzo Crítico de Tracción</b>
-----	-----------	-------------------	-------------------------------------

<b>ELEMENTO</b>	<b>ESTDO DE CARGA</b>	<b>LONGITUD</b>	<b>CARGA AXIAL</b>	<b>Ftdato</b>	<b>Ftdato&lt;Ftr</b>
570	Max	0.51003	6.1522	2563.42	<b>OK!</b>
523	Max	0.51003	6.1495	2562.29	<b>OK!</b>
6469	Max	0.51003	5.2454	2185.58	<b>OK!</b>
521	Max	0.25846	4.9298	2054.08	<b>OK!</b>
568	Max	0.25444	4.8785	2032.71	<b>OK!</b>
6471	Max	0.51003	4.8654	2027.25	<b>OK!</b>
6473	Max	0.51134	4.4067	1836.13	<b>OK!</b>
6622	Max	0.51003	4.3304	1804.33	<b>OK!</b>
525	Max	0.51003	4.2785	1782.71	<b>OK!</b>
572	Max	0.51003	4.2687	1778.63	<b>OK!</b>
6521	Max	0.51003	4.1676	1736.50	<b>OK!</b>
6475	Max	0.51134	3.9294	1637.25	<b>OK!</b>
6620	Max	0.51003	3.8657	1610.71	<b>OK!</b>
6461	Max	0.50789	3.8478	1603.25	<b>OK!</b>
566	Max	0.25444	3.807	1586.25	<b>OK!</b>
519	Max	0.25042	3.7952	1581.33	<b>OK!</b>
6467	Max	0.25846	3.6078	1503.25	<b>OK!</b>
6519	Max	0.51003	3.4788	1449.50	<b>OK!</b>
6477	Max	0.51281	3.4703	1445.96	<b>OK!</b>
6459	Max	0.50789	3.3657	1402.38	<b>OK!</b>
6618	Max	0.51134	3.3499	1395.79	<b>OK!</b>
527	Max	0.51134	3.3136	1380.67	<b>OK!</b>
574	Max	0.51134	3.2952	1373.00	<b>OK!</b>
514	Max	0.50789	3.2678	1361.58	<b>OK!</b>
561	Max	0.50787	3.2575	1357.29	<b>OK!</b>
6570	Max	0.51003	3.1042	1293.42	<b>OK!</b>
6463	Max	0.25846	3.0341	1264.21	<b>OK!</b>
516	Max	0.25846	2.8899	1204.13	<b>OK!</b>

**RIGIDIZADORES DE LA LAMINA CENTRAL DE LA VIGA CAJON  
(COSTICEN)**

Ftr	33440.000	Tn/m2	<b>Esfuerzo Crítico de Tracción</b>
-----	-----------	-------	-------------------------------------

<b>ELEMENTO</b>	<b>ESTDO DE CARGA</b>	<b>LONGITUD</b>	<b>CARGA AXIAL</b>	<b>Ftdato</b>	<b>Ftdato&lt;Ftr</b>
4036	Max	0.51975	5.1553	2148.04	<b>OK!</b>
4035	Max	0.51975	5.155	2147.92	<b>OK!</b>
4037	Max	0.51975	5.1097	2129.04	<b>OK!</b>
4034	Max	0.51975	5.1085	2128.54	<b>OK!</b>
3650	Max	0.5182	5.0299	2095.79	<b>OK!</b>
4038	Max	0.5182	5.0293	2095.54	<b>OK!</b>
3649	Max	0.5182	4.7703	1987.63	<b>OK!</b>
4039	Max	0.5182	4.7662	1985.92	<b>OK!</b>
3648	Max	0.51827	4.6606	1941.92	<b>OK!</b>
4040	Max	0.51827	4.652	1938.33	<b>OK!</b>
3647	Max	0.51827	4.4815	1867.29	<b>OK!</b>
4041	Max	0.51827	4.4737	1864.04	<b>OK!</b>
3646	Max	0.5164	4.2298	1762.42	<b>OK!</b>
4042	Max	0.5164	4.2236	1759.83	<b>OK!</b>
3645	Max	0.5164	3.8855	1618.96	<b>OK!</b>
4043	Max	0.5164	3.8799	1616.63	<b>OK!</b>
3644	Max	0.51654	3.5493	1478.88	<b>OK!</b>
4044	Max	0.51653	3.5472	1478.00	<b>OK!</b>
3643	Max	0.51654	3.1224	1301.00	<b>OK!</b>
4045	Max	0.51653	3.1224	1301.00	<b>OK!</b>
3642	Max	0.51488	2.7513	1146.38	<b>OK!</b>
4046	Max	0.51484	2.746	1144.17	<b>OK!</b>
3902	Max	0.44521	2.7049	1127.04	<b>OK!</b>
3925	Max	0.39338	2.6946	1122.75	<b>OK!</b>
3391	Max	0.44496	2.6608	1108.67	<b>OK!</b>
3374	Max	0.39346	2.4568	1023.67	<b>OK!</b>
3933	Max	0.37377	2.0945	872.71	<b>OK!</b>
3870	Max	0.4968	2.0716	863.17	<b>OK!</b>

**RIGIDIZADORES DE LA LAMINA INFERIOR DE LA VIGA CAJON  
(COSTIFON)**

Ftr	33440.000	Tn/m2	<b>Esfuerzo Crítico de Tracción</b>
-----	-----------	-------	-------------------------------------

<b>ELEMENTO</b>	<b>ESTDO DE CARGA</b>	<b>LONGITUD</b>	<b>CARGA AXIAL</b>	<b>Ftdato</b>	<b>Ftdato&lt;Ftr</b>
632	Max	0.25242	5.0248	4187.33	<b>OK!</b>
1761	Max	0.25224	4.65	3875.00	<b>OK!</b>
1753	Max	0.24866	4.2024	3502.00	<b>OK!</b>
2172	Max	0.51965	4.1035	3419.58	<b>OK!</b>
2260	Max	0.51965	4.1026	3418.83	<b>OK!</b>
2173	Max	0.51985	4.0682	3390.17	<b>OK!</b>
2259	Max	0.51985	4.0675	3389.58	<b>OK!</b>
2174	Max	0.51985	4.0601	3383.42	<b>OK!</b>
2258	Max	0.51985	4.0593	3382.75	<b>OK!</b>
2171	Max	0.51965	4.0349	3362.42	<b>OK!</b>
2261	Max	0.51965	4.034	3361.67	<b>OK!</b>
2087	Max	0.52004	4.0083	3340.25	<b>OK!</b>
2345	Max	0.52005	4.0051	3337.58	<b>OK!</b>
2086	Max	0.52004	4.0047	3337.25	<b>OK!</b>
2346	Max	0.52005	4.002	3335.00	<b>OK!</b>
2257	Max	0.51843	3.9966	3330.50	<b>OK!</b>
2175	Max	0.51846	3.9965	3330.42	<b>OK!</b>
2088	Max	0.51895	3.9798	3316.50	<b>OK!</b>
2170	Max	0.518	3.9797	3316.42	<b>OK!</b>
2262	Max	0.51797	3.9783	3315.25	<b>OK!</b>
2344	Max	0.51887	3.9779	3314.92	<b>OK!</b>
2085	Max	0.51946	3.9617	3301.42	<b>OK!</b>
2347	Max	0.51946	3.9596	3299.67	<b>OK!</b>
2127	Max	0.51956	3.9586	3298.83	<b>OK!</b>
2084	Max	0.51946	3.9575	3297.92	<b>OK!</b>
2300	Max	0.51956	3.9571	3297.58	<b>OK!</b>
2348	Max	0.51946	3.9559	3296.58	<b>OK!</b>
2125	Max	0.51994	3.9548	3295.67	<b>OK!</b>

**RIGIDIZADORES DE LA LAMINAS LATERALES DE LA VIGA  
CAJON (COSTILAD)**

Ftr	33440.000	Tn/m2	<b>Esfuerzo Crítico de Tracción</b>
-----	-----------	-------	-------------------------------------

<b>ELEMENTO</b>	<b>ESTDO DE CARGA</b>	<b>LONGITUD</b>	<b>CARGA AXIAL</b>	<b>Ftdato</b>	<b>Ftdato&lt;Ftr</b>
5516	Max	0.52004	2.7388	2282.33	<b>OK!</b>
5517	Max	0.51893	2.7209	2267.42	<b>OK!</b>
5514	Max	0.51946	2.7111	2259.25	<b>OK!</b>
5515	Max	0.52004	2.7074	2256.17	<b>OK!</b>
5513	Max	0.51946	2.6683	2223.58	<b>OK!</b>
5518	Max	0.51893	2.6448	2204.00	<b>OK!</b>
5512	Max	0.51755	2.608	2173.33	<b>OK!</b>
5519	Max	0.52008	2.5585	2132.08	<b>OK!</b>
5520	Max	0.52008	2.4941	2078.42	<b>OK!</b>
5547	Max	0.52004	2.4924	2077.00	<b>OK!</b>
5511	Max	0.51755	2.4875	2072.92	<b>OK!</b>
5546	Max	0.51886	2.4743	2061.92	<b>OK!</b>
5549	Max	0.51946	2.4573	2047.75	<b>OK!</b>
5548	Max	0.52004	2.4559	2046.58	<b>OK!</b>
5510	Max	0.51661	2.4282	2023.50	<b>OK!</b>
5521	Max	0.51835	2.4154	2012.83	<b>OK!</b>
5550	Max	0.51946	2.4109	2009.08	<b>OK!</b>
5545	Max	0.51886	2.3952	1996.00	<b>OK!</b>
5551	Max	0.51748	2.3464	1955.33	<b>OK!</b>
5509	Max	0.51661	2.3162	1930.17	<b>OK!</b>
5544	Max	0.52	2.3052	1921.00	<b>OK!</b>
5522	Max	0.51835	2.2503	1875.25	<b>OK!</b>
5543	Max	0.52	2.2374	1864.50	<b>OK!</b>
5552	Max	0.51748	2.2198	1849.83	<b>OK!</b>
5508	Max	0.51456	2.1733	1811.08	<b>OK!</b>
5553	Max	0.51654	2.1544	1795.33	<b>OK!</b>
5542	Max	0.51834	2.1515	1792.92	<b>OK!</b>
5523	Max	0.51954	2.047	1705.83	<b>OK!</b>

**RIGIDIZADORES DE LA LAMINAS TRANSVERSALES DE LA VIGA  
CAJON ( COSTIRIG)**

Ftr	33440.000	Tn/m2	<b>Esfuerzo Crítico de Tracción</b>		
<b>ELEMENTO</b>	<b>ESTDO DE CARGA</b>	<b>LONGITUD</b>	<b>CARGA AXIAL</b>	<b>Ftdato</b>	<b>Ftdato&lt;Ftr</b>
153	Max	0.25404	14.2061	5919.21	<b>OK!</b>
116	Max	0.25393	14.1853	5910.54	<b>OK!</b>
1059	Max	0.48995	13.9066	5794.42	<b>OK!</b>
156	Max	0.25404	13.7853	5743.88	<b>OK!</b>
115	Max	0.25393	13.7764	5740.17	<b>OK!</b>
432	Max	0.49027	13.5599	5649.96	<b>OK!</b>
459	Max	0.49027	13.5231	5634.63	<b>OK!</b>
1058	Max	0.48995	13.377	5573.75	<b>OK!</b>
188	Max	0.25404	13.0177	5424.04	<b>OK!</b>
113	Max	0.25393	12.7934	5330.58	<b>OK!</b>
114	Max	0.25393	11.548	4811.67	<b>OK!</b>
158	Max	0.25404	11.0784	4616.00	<b>OK!</b>
1068	Max	0.48995	5.7894	2412.25	<b>OK!</b>
2428	Max	0.38123	5.6002	2333.42	<b>OK!</b>
458	Max	0.49027	5.5485	2311.88	<b>OK!</b>
433	Max	0.49027	5.4508	2271.17	<b>OK!</b>
1057	Max	0.48995	5.4305	2262.71	<b>OK!</b>
1041	Max	0.45	3.964	1651.67	<b>OK!</b>
442	Max	0.45001	3.958	1649.17	<b>OK!</b>
747	Max	0.3	3.8847	1618.63	<b>OK!</b>
1027	Max	0.3	3.668	1528.33	<b>OK!</b>
1166	Max	0.3	3.527	1469.58	<b>OK!</b>
2423	Max	0.45001	3.4555	1439.79	<b>OK!</b>
1106	Max	0.3	3.4475	1436.46	<b>OK!</b>
1860	Max	0.39643	3.4444	1435.17	<b>OK!</b>
618	Max	0.3	3.416	1423.33	<b>OK!</b>
1269	Max	0.48637	3.3802	1408.42	<b>OK!</b>
445	Max	0.45	3.3367	1390.29	<b>OK!</b>

**ELEMENTOS LONGITUDINALES QUE SE UBICAN ENTRE  
LAMINA INFERIOR CON LAMINAS LATERALES DENTRO  
DE LA VIGA CAJON (VIGASLON)**

Ftr	33440.000	Tn/m2	<b>Esfuerzo Crítico de Tracción</b>
-----	-----------	-------	-------------------------------------

<b>ELEMENTO</b>	<b>ESTDO DE CARGA</b>	<b>CARGA AXIAL</b>	<b>Ftdato</b>	<b>Ftdato&lt;Ftr</b>
6896	Max	38.6595	3532.483553	<b>OK!</b>
6950	Max	38.5509	3522.560307	<b>OK!</b>
6899	Max	38.3112	3500.657895	<b>OK!</b>
6895	Max	38.2994	3499.579678	<b>OK!</b>
6951	Max	38.2906	3498.775585	<b>OK!</b>
6900	Max	38.2113	3491.529605	<b>OK!</b>
6901	Max	37.9479	3467.461623	<b>OK!</b>
6898	Max	37.8824	3461.476608	<b>OK!</b>
6952	Max	37.7781	3451.946272	<b>OK!</b>
6894	Max	37.6683	3441.913377	<b>OK!</b>
6902	Max	37.4135	3418.631213	<b>OK!</b>
7028	Max	37.1862	3397.861842	<b>OK!</b>
6893	Max	36.9089	3372.523757	<b>OK!</b>
6953	Max	36.7415	3357.227705	<b>OK!</b>
7027	Max	36.3514	3321.582602	<b>OK!</b>
6903	Max	36.3364	3320.211988	<b>OK!</b>
6892	Max	35.9953	3289.044225	<b>OK!</b>
6954	Max	35.4986	3243.658626	<b>OK!</b>
7026	Max	35.3673	3231.661184	<b>OK!</b>
6904	Max	35.0089	3198.912646	<b>OK!</b>
6891	Max	34.3456	3138.304094	<b>OK!</b>
6955	Max	34.0017	3106.880482	<b>OK!</b>
7025	Max	33.5811	3068.448465	<b>OK!</b>
6905	Max	33.4113	3052.933114	<b>OK!</b>
6890	Max	32.7449	2992.041301	<b>OK!</b>
6956	Max	32.3659	2957.410453	<b>OK!</b>
7024	Max	31.8639	2911.54057	<b>OK!</b>
6906	Max	31.6938	2895.997807	<b>OK!</b>

**ELEMENTOS LONGITUDINALES QUE SE UBICAN  
DEBAJO DE LOSA (CARRIL)**

Ftr	33440.000	Tn/m2	<b>Esfuerzo Crítico de Tracción</b>
-----	-----------	-------	-------------------------------------

ELEMENTO	ESTDO DE CARGA	CARGA AXIAL	Ftdato	Ftdato<Ftr
4	Max	2.0142	432.6030928	<b>OK!</b>
43	Max	1.7641	378.887457	<b>OK!</b>
3	Max	1.7155	368.4493127	<b>OK!</b>
431	Max	1.7155	368.4493127	<b>OK!</b>
6314	Max	1.6491	354.1881443	<b>OK!</b>
428	Max	1.6193	347.7878007	<b>OK!</b>
6312	Max	1.5034	322.895189	<b>OK!</b>
6318	Max	1.4903	320.0816151	<b>OK!</b>
6319	Max	1.4498	311.3831615	<b>OK!</b>
429	Max	1.4391	309.0850515	<b>OK!</b>
6315	Max	1.4345	308.097079	<b>OK!</b>
430	Max	1.3964	299.9140893	<b>OK!</b>
6357	Max	1.2902	277.104811	<b>OK!</b>
6321	Max	1.2889	276.8256014	<b>OK!</b>
44	Max	1.2373	265.7431271	<b>OK!</b>
6370	Max	1.1407	244.9957045	<b>OK!</b>
2	Max	1.1199	240.5283505	<b>OK!</b>
6368	Max	1.1009	236.4475945	<b>OK!</b>
6359	Max	1.0303	221.2843643	<b>OK!</b>
1	Max	0.9797	210.4166667	<b>OK!</b>
171	Max	0.8218	176.5034364	<b>OK!</b>
6371	Max	0.8172	175.5154639	<b>OK!</b>
6310	Max	0.8133	174.6778351	<b>OK!</b>
6405	Max	0.752	161.5120275	<b>OK!</b>
6365	Max	0.7387	158.6554983	<b>OK!</b>
6353	Max	0.7365	158.1829897	<b>OK!</b>
6362	Max	0.677	145.4037801	<b>OK!</b>
6337	Max	0.645	138.5309278	<b>OK!</b>
6361	Max	0.6349	136.3616838	<b>OK!</b>

**ELEMENTOS QUE FORMAN PORTICO EN EL INTERIOR  
DE LA VIGA CAJÓN (REFUERZO)**

Ftr	33440.000	Tn/m2	<b>Esfuerzo Crítico de Tracción</b>
-----	-----------	-------	-------------------------------------

<b>ELEMENTO</b>	<b>ESTDO DE CARGA</b>	<b>CARGA AXIAL</b>	<b>Ftdato</b>	<b>Ftdato&lt;Ftr</b>
6242	Max	3.7739	810.5455326	<b>OK!</b>
6243	Max	3.6133	776.0524055	<b>OK!</b>
6246	Max	3.2668	701.6323024	<b>OK!</b>
6245	Max	3.2662	701.5034364	<b>OK!</b>
6247	Max	3.2635	700.9235395	<b>OK!</b>
6244	Max	3.0738	660.1804124	<b>OK!</b>
6241	Max	3.0475	654.5317869	<b>OK!</b>
2920	Max	3.0091	646.2843643	<b>OK!</b>
4919	Max	2.9913	642.4613402	<b>OK!</b>
2919	Max	2.9652	636.8556701	<b>OK!</b>
4931	Max	2.9561	634.9012027	<b>OK!</b>
4932	Max	2.9117	625.3651203	<b>OK!</b>
4920	Max	2.8806	618.685567	<b>OK!</b>
2921	Max	2.8323	608.3118557	<b>OK!</b>
6248	Max	2.7845	598.0455326	<b>OK!</b>
4921	Max	2.6468	568.4707904	<b>OK!</b>
4918	Max	2.6156	561.7697595	<b>OK!</b>
4922	Max	2.5841	555.0042955	<b>OK!</b>
2916	Max	2.4123	518.1056701	<b>OK!</b>
1920	Max	2.3969	514.79811	<b>OK!</b>
2922	Max	2.347	504.080756	<b>OK!</b>
2917	Max	2.3283	500.064433	<b>OK!</b>
1921	Max	2.2968	493.2989691	<b>OK!</b>
1919	Max	2.2965	493.2345361	<b>OK!</b>
2915	Max	2.278	489.2611684	<b>OK!</b>
2918	Max	2.1388	459.3642612	<b>OK!</b>
2018	Max	2.0249	434.9012027	<b>OK!</b>
2822	Max	2.0242	434.7508591	<b>OK!</b>
5058	Max	2.02	433.8487973	<b>OK!</b>

**LÁMINA TIPO RÍGIDO**

Ftr	33440.000	Tn/m <sup>2</sup>	<b>Esfuerzo Crítico de Tracción</b>
-----	-----------	-------------------	-------------------------------------

	<b>Fdato (max.)</b>	<b>Fdato &lt; Ftr</b>
S11Top	17864.23	<b>OK</b>
S11Bot	19934.83	<b>OK</b>
S22Top	15979	<b>OK</b>
S22Bot	16033.29	<b>OK</b>

**LÁMINA TIPO VIGACENT**

Ftr	33440.000	Tn/m <sup>2</sup>	<b>Esfuerzo Crítico de Tracción</b>
-----	-----------	-------------------	-------------------------------------

	<b>Fdato (max.)</b>	<b>Fdato &lt; Ftr</b>
S11Top	7950.79	<b>OK</b>
S11Bot	8018.51	<b>OK</b>
S22Top	5737.56	<b>OK</b>
S22Bot	5804.39	<b>OK</b>

**LÁMINA TIPO VIGAFOND**

Ftr	33440.000	Tn/m2	<b>Esfuerzo Crítico de Tracción</b>
-----	-----------	-------	-------------------------------------

	<b>Fdato (max.)</b>	<b>Fdato &lt; Ftr</b>
S11Top	19120.06	<b>OK</b>
S11Bot	18576.06	<b>OK</b>
S22Top	15433.94	<b>OK</b>
S22Bot	18294.72	<b>OK</b>

**LÁMINA TIPO VIGALADO**

Ftr	33440.000	Tn/m2	<b>Esfuerzo Crítico de Tracción</b>
-----	-----------	-------	-------------------------------------

	<b>Fdato (max.)</b>	<b>Fdato &lt; Ftr</b>
S11Top	8058.69	<b>OK</b>
S11Bot	7787.89	<b>OK</b>
S22Top	15440.67	<b>OK</b>
S22Bot	14738.99	<b>OK</b>

### 3.7.1.4.-Análisis por Flexión

En miembros a flexión, el par del momento aplicado por cargas axiales, corte, y fuerza concentrada local o reacciones no excederán el  $M_a$  aceptable calculado como sigue:

$$M_a = \phi \times M_n$$

Donde:

$\phi$ : factor de resistencia ( $\phi = 1.00$ )

$M_n$ : momento nominal. El momento del rendimiento eficaz basado en la fluencia de la sección, se determinará como sigue.

$$M_n = S_e \times f_y$$

$S_e$ : módulo de la sección elástica de la sección efectiva calculada a las fibras extremas a compresión o tensión al  $f_y$ .

$$S_e = I / C$$

I: inercia de la sección en la dirección del análisis.

C: distancia del eje neutro a la fibra en tracción o compresión.

**RIGIDIZADORES DE LOS BORDES DE LA LAMINA CENTRAL Y COSTADOS  
DE LA VIGA CAJON (CORONAS)**

Ø	1			Ø	1		
fy	35200	Tn/m2		fy	35200	Tn/m2	
w	0.4	m		w	0.4	m	
t	0.006	m		t	0.006	m	
C	0.2	m		C	0.003	m	
I3	0.000032	m4		I2	7.2E-09	m4	
Se-2	0.00016	m3		Se-3	0.0000024	m3	
Mn	5.632	Tn-m		Mn	0.08448	Tn-m	
Ma (+/-)	5.632	Tn-m		Ma (+/-)	0.08448	Tn-m	
<b>Elemento</b>	<b>Station</b>	<b>M2 (+/-)</b>	<b>M2 &lt; Ma</b>	<b>Elemento</b>	<b>Station</b>	<b>M3 (+/-)</b>	<b>M3 &lt; Ma</b>
6619	0.51003	0.904495	<b>OK!</b>	6519	0.51003	0.000855	<b>OK!</b>
6471	0.51003	0.89157	<b>OK!</b>	6614	0.51293	0.000835	<b>OK!</b>
6458	0.50789	0.88779	<b>OK!</b>	6620	0.51003	0.000835	<b>OK!</b>
6532	0.50787	0.88447	<b>OK!</b>	6512	0.51293	0.00082	<b>OK!</b>
6558	0.50789	0.87987	<b>OK!</b>	6608	0.51436	0.000785	<b>OK!</b>
6633	0.50787	0.878375	<b>OK!</b>	6506	0.51436	0.00076	<b>OK!</b>
6607	0.51436	0.87492	<b>OK!</b>	6459	0.50789	0.00075	<b>OK!</b>
6613	0.51293	0.874745	<b>OK!</b>	615	0.2508	0.00072	<b>OK!</b>
6477	0.51281	0.86807	<b>OK!</b>	6846	0.13696	0.00071	<b>OK!</b>
6483	0.51443	0.86485	<b>OK!</b>	6559	0.50789	0.00069	<b>OK!</b>
6518	0.51003	0.85613	<b>OK!</b>	6639	0.13906	0.000655	<b>OK!</b>
6572	0.51003	0.850855	<b>OK!</b>	6523	0.25444	0.000605	<b>OK!</b>
6505	0.51436	0.844485	<b>OK!</b>	609	0.51443	0.00059	<b>OK!</b>
6511	0.51293	0.842775	<b>OK!</b>	6518	0.51003	0.00059	<b>OK!</b>
6584	0.51443	0.836675	<b>OK!</b>	607	0.51443	0.00116	<b>OK!</b>

**RIGIDIZADORES DE LA LAMINA CENTRAL DE LA VIGA CAJON (COSTICEN)**

Ø	1			Ø	1		
fy	35200	Tn/m2		fy	35200	Tn/m2	
w	0.4	m		w	0.4	m	
t	0.006	m		t	0.006	m	
C	0.2	m		C	0.003	m	
I3	0.000032	m4		I2	7.2E-09	m4	
Se-2	0.00016	m3		Se-3	0.0000024	m3	
Mn	5.632	Tn-m		Mn	0.08448	Tn-m	
Ma (+/-)	5.632	Tn-m		Ma (+/-)	0.08448	Tn-m	
<b>Elemento</b>	<b>Station</b>	<b>M2 (+/-)</b>	<b>M2 &lt; Ma</b>	<b>Elemento</b>	<b>Station</b>	<b>M3 (+/-)</b>	<b>M3 &lt; Ma</b>
3426	0.49645	0.4869	<b>OK!</b>	3563	1.03253	0.00261	<b>OK!</b>
3873	0.4968	0.4830	<b>OK!</b>	2438	0.35496	0.00178	<b>OK!</b>
2436	0.35495	0.4790	<b>OK!</b>	2437	0.35495	0.00146	<b>OK!</b>
2438	0.35496	0.3808	<b>OK!</b>	4085	0.25413	0.0014	<b>OK!</b>
3623	0.25002	0.3065	<b>OK!</b>	4080	0.25426	0.00127	<b>OK!</b>
549	0.25005	0.2898	<b>OK!</b>	3965	0.51177	0.00126	<b>OK!</b>
297	0.25005	0.215	<b>OK!</b>	4090	0.25405	0.00124	<b>OK!</b>
3582	0.2501	0.2084	<b>OK!</b>	3967	0.51056	0.00122	<b>OK!</b>
3889	0.48226	0.2027	<b>OK!</b>	3963	0.5117	0.00121	<b>OK!</b>
4027	0.62154	0.1972	<b>OK!</b>	4009	0.51235	0.00119	<b>OK!</b>
3410	0.4823	0.1916	<b>OK!</b>	3969	0.51065	0.00118	<b>OK!</b>
3889	0.48226	0.1900	<b>OK!</b>	4011	0.51124	0.00117	<b>OK!</b>
3541	0.25022	0.1876	<b>OK!</b>	3961	0.51322	0.00115	<b>OK!</b>
2435	0.35495	0.1874	<b>OK!</b>	4056	0.51308	0.00115	<b>OK!</b>
4072	0.50567	0.1847	<b>OK!</b>	4007	0.51216	0.00114	<b>OK!</b>

**RIGIDIZADORES DE LA LAMINA INFERIOR DE LA VIGA CAJON (COSTIFON)**

Ø	1			Ø	1		
fy	35200	Tn/m2		fy	35200	Tn/m2	
w	0.2	m		w	0.2	m	
t	0.008	m		t	0.012	m	
C	0.004	m		C	0.1	m	
I3	8.53333E-09	m4		I2	0.000008	m4	
Se-2	2.13333E-06	m3		Se-3	0.00008	m3	
Mn	0.075093333	Tn-m		Mn	2.816	Tn-m	
Ma (+/-)	0.075093333	Tn-m		Ma (+/-)	2.816	Tn-m	
<b>Elemento</b>	<b>Station</b>	<b>M2 (+/-)</b>	<b>M2 &lt; Ma</b>	<b>Elemento</b>	<b>Station</b>	<b>M3 (+/-)</b>	<b>M3 &lt; Ma</b>
654	0.24845	0.0009	OK!	1760	0.25223	1.75566	OK!
652	0.24845	0.0009	OK!	632	0.25242	1.7538	OK!
2230	0.14089	0.0007	OK!	652	0.24845	1.70155	OK!
5813	0.13561	0.0007	OK!	1752	0.24865	1.69493	OK!
1760	0.25223	0.0006	OK!	1760	0.25223	1.35467	OK!
1757	0.25066	0.0006	OK!	632	0.25242	1.34558	OK!
1580	0.25138	0.0005	OK!	1752	0.24865	1.34155	OK!
3093	0.25541	0.0005	OK!	652	0.24845	1.32494	OK!
632	0.25242	0.0005	OK!	1612	0.24882	1.31933	OK!
634	0.25242	0.0005	OK!	3019	0.25284	1.31165	OK!
1755	0.24901	0.0005	OK!	1643	0.24837	1.01576	OK!
1643	0.24837	0.0005	OK!	2995	0.25232	0.96855	OK!
1752	0.24865	0.0005	OK!	1580	0.25138	0.70792	OK!
5772	0.24886	0.0005	OK!	3093	0.25541	0.70205	OK!
1759	0.2514	0.0005	OK!	2882	0.4891	0.5704	OK!

**RIGIDIZADORES DE LA LAMINAS LATERALES DE LA VIGA CAJON  
(COSTILAD)**

Ø	1			Ø	1		
fy	35200	Tn/m2		fy	35200	Tn/m2	
w	0.2	m		w	0.2	m	
t	0.006	m		t	0.006	m	
C	0.003	m		C	0.1	m	
I3	3.6E-09	m4		I2	0.000004	m4	
Se-2	0.0000012	m3		Se-3	0.00004	m3	
Mn	0.04224	Tn-m		Mn	1.408	Tn-m	
Ma (+/-)	0.04224	Tn-m		Ma (+/-)	1.408	Tn-m	
<b>Elemento</b>	<b>Station</b>	<b>M2 (+/-)</b>	<b>M2 &lt; Ma</b>	<b>Elemento</b>	<b>Station</b>	<b>M3 (+/-)</b>	<b>M3 &lt; Ma</b>
5658	0.13827	0.0007	<b>OK!</b>	5418	0.68716	0.34992	<b>OK!</b>
5234	0.13721	0.0006	<b>OK!</b>	5706	0.25621	0.19789	<b>OK!</b>
5764	0.13956	0.0006	<b>OK!</b>	5684	0.25235	0.19284	<b>OK!</b>
5233	0.13721	0.0005	<b>OK!</b>	4649	0.24839	0.18412	<b>OK!</b>
5657	0.13827	0.0005	<b>OK!</b>	4613	0.25207	0.17187	<b>OK!</b>
5244	0.13639	0.0005	<b>OK!</b>	6040	0.58695	0.16564	<b>OK!</b>
4723	0.24962	0.0004	<b>OK!</b>	4292	0.68697	0.16337	<b>OK!</b>
5236	0.13758	0.0004	<b>OK!</b>	5973	0.52314	0.15258	<b>OK!</b>
5677	0.13759	0.0004	<b>OK!</b>	4300	0.69698	0.14988	<b>OK!</b>
5678	0.13759	0.0004	<b>OK!</b>	5262	0.65759	0.1497	<b>OK!</b>
5698	0.13703	0.0004	<b>OK!</b>	5404	0.5343	0.14888	<b>OK!</b>
4686	0.24893	0.0004	<b>OK!</b>	5145	0.70209	0.14705	<b>OK!</b>
5240	0.13561	0.0004	<b>OK!</b>	6074	0.63272	0.14084	<b>OK!</b>
5763	0.13955	0.0004	<b>OK!</b>	5079	0.68208	0.13795	<b>OK!</b>
5232	0.25981	0.0004	<b>OK!</b>	5434	0.69744	0.13699	<b>OK!</b>

**RIGIDIZADORES DE LA LAMINAS TRANSVERSALES DE LA VIGA CAJON  
(COSTIRIG)**

Ø	1			Ø	1		
fy	35200	Tn/m2		fy	35200	Tn/m2	
w	0.4	m		w	0.4	m	
t	0.006	m		t	0.006	m	
C	0.2	m		C	0.003	m	
I3	0.000032	m4		I2	7.2E-09	m4	
Se-2	0.00016	m3		Se-3	0.0000024	m3	
Mn	5.632	Tn-m		Mn	0.08448	Tn-m	
Ma (+/-)	5.632	Tn-m		Ma (+/-)	0.08448	Tn-m	
<b>Elemento</b>	<b>Station</b>	<b>M2 (+/-)</b>	<b>M2 &lt; Ma</b>	<b>Elemento</b>	<b>Station</b>	<b>M3 (+/-)</b>	<b>M3 &lt; Ma</b>
1307	0.48621	1.1821	OK!	6803	1.85001	0.0081	OK!
163	0.48698	1.0284	OK!	6683	1.85001	0.0081	OK!
1272	0.48637	1.0072	OK!	6762	1.85001	0.0081	OK!
379	0.48698	0.9811	OK!	6774	1.84999	0.0081	OK!
1267	0.48637	0.9085	OK!	6786	1.85001	0.0081	OK!
1249	0.48955	0.8941	OK!	6665	1.84999	0.0081	OK!
735	0.48985	0.8877	OK!	6798	1.85001	0.0081	OK!
936	0.47446	0.8275	OK!	995	1.85001	0.0081	OK!
460	0.48955	0.8149	OK!	6746	1.85001	0.0081	OK!
402	0.48924	0.8091	OK!	6826	1.85001	0.0081	OK!
924	0.47446	0.7997	OK!	6841	1.84999	0.0081	OK!
1349	0.43063	0.7791	OK!	660	1.84999	0.0081	OK!
24	0.43111	0.7719	OK!	6811	1.84999	0.0081	OK!
1382	0.43201	0.7520	OK!	6814	1.84999	0.0081	OK!
12	0.43111	0.7489	OK!	6648	1.85001	0.0081	OK!

**ELEMENTOS LONGITUDINALES QUE SE UBICAN ENTRE LAMINA  
INFERIOR CON LAMINAS LATERALES DENTRO DE LA VIGA CAJON  
(VIGASLON)**

Ø	1			Ø	1		
fy	35200	Tn/m2		fy	35200	Tn/m2	
h	0.5	m		h	0.5	m	
w	0.2	m		w	0.2	m	
t	0.008	m		t	0.008	m	
C	0.1	m		C	0.25	m	
I3	8.20767E-05	m4		I2	0.000344841	m4	
Se-2	0.000821	m3		Se-3	0.001379366	m3	
Mn	28.89099	Tn-m		Mn	48.55367926	Tn-m	
Ma (+/-)	28.89098854	Tn-m		Ma (+/-)	48.55367926	Tn-m	
<b>Elemento</b>	<b>Station</b>	<b>M2(+/-)</b>	<b>M2 &lt; Ma</b>	<b>Elemento</b>	<b>Station</b>	<b>M3 (+/-)</b>	<b>M3 &lt; Ma</b>
6987	0.61697	1.7930	<b>OK!</b>	7030	0.25185	1.0151	<b>OK!</b>
6943	0.61771	1.7443	<b>OK!</b>	6928	0.24785	0.9822	<b>OK!</b>
7053	0.24839	1.3721	<b>OK!</b>	478	0.257	0.03074	<b>OK!</b>
6944	0.24812	1.1720	<b>OK!</b>	6865	0.25282	0.8226	<b>OK!</b>
7030	0.25185	1.0151	<b>OK!</b>	6929	0.24792	0.5220	<b>OK!</b>
6928	0.24785	0.9822	<b>OK!</b>	7031	0.25185	0.3202	<b>OK!</b>
478	0.257	0.86261	<b>OK!</b>	6864	0.25282	0.2478	<b>OK!</b>
6942	0.61771	0.8601	<b>OK!</b>	6927	0.24785	0.4780	<b>OK!</b>
7056	0.25317	0.8562	<b>OK!</b>	7029	0.25185	0.3626	<b>OK!</b>
6986	0.61696	0.8246	<b>OK!</b>	6866	0.25296	0.2252	<b>OK!</b>
6865	0.25282	0.8226	<b>OK!</b>	7046	0.257	0.3900	<b>OK!</b>
6984	0.50111	0.7345	<b>OK!</b>	6930	0.24792	0.1755	<b>OK!</b>
6849	0.25341	0.7181	<b>OK!</b>	7032	0.25185	0.0373	<b>OK!</b>
6848	0.25341	0.6987	<b>OK!</b>	6891	0.51613	0.1182	<b>OK!</b>
7057	0.25317	0.6863	<b>OK!</b>	7025	0.51604	0.1185	<b>OK!</b>

**ELEMENTOS LONGITUDINALES QUE SE UBICAN DEBAJO DE LOSA  
(CARRIL)**

Ø	1			Ø	1		
fy	35200	Tn/m2		fy	35200	Tn/m2	
h	0.2	m		h	0.2	m	
w	0.15	m		w	0.15	m	
t	0.006	m		t	0.006	m	
C	0.075	m		C	0.1	m	
I3	1.50769E-05	m4		I2	2.35863E-05	m4	
Se-2	0.000201	m3		Se-3	0.000235863	m3	
Mn	7.076079	Tn-m		Mn	8.302367744	Tn-m	
Ma (+/-)	7.076078592	Tn-m		Ma (+/-)	8.302367744	Tn-m	
<b>Elemento</b>	<b>Station</b>	<b>M2 (+/-)</b>	<b>M2 &lt; Ma</b>	<b>Elemento</b>	<b>Station</b>	<b>M3 (+/-)</b>	<b>M3 &lt; Ma</b>
169	0.51003	0.6761	<b>OK!</b>	45	0.51003	1.0781	<b>OK!</b>
45	0.51003	0.6757	<b>OK!</b>	169	0.51003	1.0779	<b>OK!</b>
3	0.50789	0.6597	<b>OK!</b>	87	0.51281	0.9873	<b>OK!</b>
430	0.50787	0.6581	<b>OK!</b>	167	0.51293	0.9808	<b>OK!</b>
167	0.51293	0.6468	<b>OK!</b>	3	0.50789	0.9114	<b>OK!</b>
87	0.51281	0.6443	<b>OK!</b>	430	0.50787	0.9077	<b>OK!</b>
127	0.51443	0.6360	<b>OK!</b>	165	0.51436	0.8903	<b>OK!</b>
165	0.51436	0.6346	<b>OK!</b>	1	0.50789	0.8778	<b>OK!</b>
1	0.50789	0.6329	<b>OK!</b>	127	0.51443	0.8598	<b>OK!</b>
428	0.50787	0.6221	<b>OK!</b>	6402	0.50084	0.8450	<b>OK!</b>
168	0.51293	0.6139	<b>OK!</b>	6354	0.50888	0.8449	<b>OK!</b>
128	0.51443	0.6129	<b>OK!</b>	6372	0.50888	0.7110	<b>OK!</b>
88	0.51281	0.6115	<b>OK!</b>	6316	0.50077	0.7029	<b>OK!</b>
166	0.51436	0.6103	<b>OK!</b>	428	0.50787	0.6999	<b>OK!</b>
170	0.51003	0.6075	<b>OK!</b>	176	0.51436	0.6924	<b>OK!</b>

**ELEMENTOS QUE FORMAN PORTICO EN EL INTERIOR DE LA VIGA CAJÓN  
(REFUERZO)**

Ø	1			Ø	1		
fy	35200	Tn/m2		fy	35200	Tn/m2	
h	0.2	m		h	0.2	m	
w	0.2	m		w	0.2	m	
t	0.006	m		t	0.006	m	
C	0.1	m		C	0.1	m	
I3	2.92335E-05	m4		I2	2.92335E-05	m4	
Se-2	0.00029	m3		Se-3	0.000292335	m3	
Mn	10.29018	Tn-m		Mn	10.29018214	Tn-m	
Ma (+/-)	10.29018214	Tn-m		Ma (+/-)	10.29018214	Tn-m	
<b>Elemento</b>	<b>Station</b>	<b>M2 (+/-)</b>	<b>M2 &lt; Ma</b>	<b>Elemento</b>	<b>Station</b>	<b>M3 (+/-)</b>	<b>M3 &lt; Ma</b>
62	0.91194	0.36701	<b>OK!</b>	5915	0.62244	0.23403	<b>OK!</b>
405	0.91302	0.36608	<b>OK!</b>	5848	0.62262	0.2232	<b>OK!</b>
108	0.82226	0.35946	<b>OK!</b>	5919	0.62244	0.18009	<b>OK!</b>
391	0.82462	0.3527	<b>OK!</b>	911	0.73836	0.16481	<b>OK!</b>
68	0.91194	0.34414	<b>OK!</b>	2822	0.51853	0.1648	<b>OK!</b>
411	0.91302	0.34338	<b>OK!</b>	6830	1.85001	0.15802	<b>OK!</b>
102	0.82226	0.33784	<b>OK!</b>	6657	1.85001	0.15491	<b>OK!</b>
4933	0.58154	0.33634	<b>OK!</b>	6751	1.85001	0.15488	<b>OK!</b>
385	0.82462	0.32462	<b>OK!</b>	6661	1.85001	0.15318	<b>OK!</b>
299	0.77009	0.28616	<b>OK!</b>	943	0.7386	0.14989	<b>OK!</b>
148	0.76815	0.27953	<b>OK!</b>	5852	0.62262	0.14781	<b>OK!</b>
191	0.77009	0.27284	<b>OK!</b>	2683	0.60003	0.14503	<b>OK!</b>
4444	0.64477	0.26657	<b>OK!</b>	5375	0.62962	0.14459	<b>OK!</b>
5150	0.64555	0.26592	<b>OK!</b>	4489	0.62927	0.14277	<b>OK!</b>
142	0.76815	0.25956	<b>OK!</b>	6735	1.84999	0.14225	<b>OK!</b>

### LAMINA TIPO RIGIDO

Ø	1	
fy	35200	Tn/m2
w	0.5	m
t	0.012	m
C	0.006	m
I2	0.000000072	m4
Se-3	0.000012	m3
Mn	0.4224	Tn-m
Ma (+/-)	0.4224	Tn-m

<b>(+/-)M12</b>	<b>M12 &lt; Ma</b>
0.01355	<b>OK!</b>
0.01298	<b>OK!</b>
0.01286	<b>OK!</b>
0.01262	<b>OK!</b>
0.01187	<b>OK!</b>
0.01155	<b>OK!</b>
0.01149	<b>OK!</b>
0.01129	<b>OK!</b>
0.01121	<b>OK!</b>
0.01108	<b>OK!</b>
0.01105	<b>OK!</b>
0.01086	<b>OK!</b>
0.01085	<b>OK!</b>
0.01083	<b>OK!</b>
0.01068	<b>OK!</b>

### LAMINA TIPO VIGACENT

Ø	1	
fy	35200	Tn/m2
w	0.5	m
t	0.012	m
C	0.006	m
I2	0.000000072	m4
Se-3	0.000012	m3
Mn	0.4224	Tn-m
Ma (+/-)	0.4224	Tn-m

<b>(+/-)M12</b>	<b>M12 &lt; Ma</b>
0.0017	<b>OK!</b>
0.00167	<b>OK!</b>
0.00165	<b>OK!</b>
0.00165	<b>OK!</b>
0.00163	<b>OK!</b>
0.00146	<b>OK!</b>
0.00144	<b>OK!</b>
0.00139	<b>OK!</b>
0.00138	<b>OK!</b>
0.00137	<b>OK!</b>
0.00136	<b>OK!</b>
0.00136	<b>OK!</b>
0.00135	<b>OK!</b>
0.00134	<b>OK!</b>
0.00133	<b>OK!</b>

**LAMINA TIPO VIGAFOND**

Ø	1	
fy	35200	Tn/m2
w	0.5	m
t	0.012	m
C	0.006	m
I2	0.000000072	m4
Se-3	0.000012	m3
Mn	0.4224	Tn-m
Ma (+/-)	0.4224	Tn-m

<b>(+/-)M12</b>	<b>M12 &lt; Ma</b>
0.04229	<b>OK!</b>
0.04226	<b>OK!</b>
0.04208	<b>OK!</b>
0.04197	<b>OK!</b>
0.03926	<b>OK!</b>
0.03916	<b>OK!</b>
0.03832	<b>OK!</b>
0.03832	<b>OK!</b>
0.03782	<b>OK!</b>
0.03735	<b>OK!</b>
0.03728	<b>OK!</b>
0.03677	<b>OK!</b>
0.03656	<b>OK!</b>
0.03638	<b>OK!</b>
0.03619	<b>OK!</b>

**LAMINA TIPO VIGAFOND**

Ø	1	
fy	35200	Tn/m <sup>2</sup>
w	0.5	m
t	0.012	m
C	0.006	m
I <sub>2</sub>	0.000000072	m <sup>4</sup>
Se-3	0.000012	m <sup>3</sup>
Mn	0.4224	Tn-m
Ma (+/-)	0.4224	Tn-m

<b>(+/-)M12</b>	<b>M12 &lt; Ma</b>
0.00228	<b>OK!</b>
0.00221	<b>OK!</b>
0.00173	<b>OK!</b>
0.00155	<b>OK!</b>
0.00151	<b>OK!</b>
0.00151	<b>OK!</b>
0.00151	<b>OK!</b>
0.00149	<b>OK!</b>
0.00141	<b>OK!</b>
0.00138	<b>OK!</b>
0.00138	<b>OK!</b>
0.00138	<b>OK!</b>

### 3.7.1.5.-Combinación de Cargas Axiales y Flexión

La fuerza axial y los momentos flectores satisfarán las ecuaciones de la interacción.

$$\frac{P}{P_{ao}} + \frac{M_x}{M_{axo}} + \frac{M_y}{M_{ayo}} \leq 1.0$$

Donde:

P: carga axial aplicada.

M<sub>x</sub> y M<sub>y</sub>: los momentos aplicados con respecto a los ejes centroidales de la sección eficaz determinadas exclusivamente para la carga axial. Para las secciones del ángulo, M<sub>y</sub> se tomará como el momento aplicado más PL/100, quienquiera produce un más bajo valor de P<sub>a</sub>.

P<sub>ao</sub>: Carga máxima axial.

M<sub>axo</sub> y M<sub>ayo</sub>: Momentos máximos admisibles.

M<sub>x</sub> = M<sub>3</sub>.

M<sub>y</sub> = M<sub>2</sub>

$$PMM = \frac{P}{P_{ao}} + \frac{M_x}{M_{axo}} + \frac{M_y}{M_{ayo}}$$

**RIGIDIZADORES DE LOS BORDES DE LA LAMINA CENTRAL Y COSTADOS DE LA VIGA CAJON (CORONAS)**

	<b>Diseño</b>	<b>UND</b>		<b>Diseño</b>	<b>UND</b>		<b>Diseño</b>	<b>UND</b>
K	1.277	-----	Ø	1		Ø	1	
w	0.2	m.	fy	35200	Tn/m2	fy	35200	Tn/m2
t	0.006	m.	w	0.4	m	w	0.4	m
Fcr	-20774.97	Tn / m2.	t	0.006	m	t	0.006	m
Pao	-24.93	Tn	C	0.2	m	C	0.003	m
			I3	0.000032	m4	I2	7.2E-09	m4
			Se-2	0.00016	m3	Se-3	0.0000024	m3
			Mn	4.048	Tn-m	Mn	0.06072	Tn-m
			Mayo (+/-)	4.048	Tn-m	Maxo (+/-)	0.06072	Tn-m

<b>Elem.</b>	<b>Station</b>	<b>P</b>	<b>M2 (+/-)</b>	<b>M3 (+/-)</b>	<b>PxL/1000</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>	<b>PMM&lt;1</b>
6505	0.51436	-10.4358	0.0272	0.0010	0.0107	0.0117	0.0272	<b>OK!</b>
6579	0.51281	-10.4298	0.0205	0.0009	0.0107	0.0115	0.0205	<b>OK!</b>
6585	0.51443	-10.4190	0.0280	0.0009	0.0107	0.0117	0.0280	<b>OK!</b>
6511	0.51293	-10.4101	0.0192	0.0011	0.0107	0.0118	0.0192	<b>OK!</b>
6507	0.51436	-10.0229	0.0924	0.0009	0.0103	0.0112	0.0924	<b>OK!</b>
6583	0.51443	-10.0218	0.0041	0.0002	0.0103	0.0105	0.0041	<b>OK!</b>
585	0.51436	-9.8889	0.0688	0.0002	0.0102	0.0103	0.0688	<b>OK!</b>
606	0.51443	-9.8669	0.0708	0.0007	0.0102	0.0108	0.0708	<b>OK!</b>
534	0.51281	-9.8519	0.0163	0.0000	0.0101	0.0101	0.0163	<b>OK!</b>
591	0.51817	-9.8231	0.0378	0.0004	0.0102	0.0106	0.0378	<b>OK!</b>
600	0.51817	-9.8183	0.0098	0.0006	0.0102	0.0108	0.0098	<b>OK!</b>

**RIGIDIZADORES DE LA LAMINA CENTRAL DE LA VIGA CAJON ( COSTICEN)**

	<b>Diseño</b>	<b>UND</b>		<b>Diseño</b>	<b>UND</b>		<b>Diseño</b>	<b>UND</b>
K	1.277	-----	Ø	1		Ø	1	
w	0.2	m.	fy	35200	Tn/m2	fy	35200	Tn/m2
t	0.006	m.	w	0.4	m	w	0.4	m
Fcr	-20774.97	Tn / m2.	t	0.006	m	t	0.006	m
Pao	-24.93	Tn	C	0.2	m	C	0.003	m
			I3	0.000032	m4	I2	7.2E-09	m4
			Se-2	0.00016	m3	Se-3	0.0000024	m3
			Mn	4.048	Tn-m	Mn	0.06072	Tn-m
			Mayo (+/-)	4.048	Tn-m	Maxo (+/-)	0.06072	Tn-m

<b>Elem.</b>	<b>Station</b>	<b>P</b>	<b>M2 (+/-)</b>	<b>M3 (+/-)</b>	<b>PxL/1000</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>	<b>PMM&lt;1</b>
3625	0.2500	-11.2214	0.0013	0.0000	0.0056	0.0056	0.0013	<b>OK!</b>
4089	0.2541	-11.1956	0.0337	0.0011	0.0057	0.0068	0.0337	<b>OK!</b>
3622	0.2500	-11.0847	0.0006	0.0006	0.0055	0.0061	0.0006	<b>OK!</b>
4092	0.2541	-11.0707	0.0253	0.0000	0.0056	0.0056	0.0253	<b>OK!</b>
552	0.1366	-10.9815	0.0002	0.0000	0.0030	0.0030	0.0002	<b>OK!</b>
307	0.1387	-10.9779	0.1832	0.0000	0.0030	0.0031	0.1832	<b>OK!</b>
330	0.2599	-10.9677	0.0083	0.0001	0.0057	0.0058	0.0083	<b>OK!</b>
322	0.2558	-10.9458	0.0084	0.0001	0.0056	0.0057	0.0084	<b>OK!</b>
4074	0.6212	-10.9082	0.0347	0.0010	0.0136	0.0145	0.0347	<b>OK!</b>
3611	0.6227	-10.8838	0.0006	0.0009	0.0136	0.0144	0.0006	<b>OK!</b>
4072	0.5057	-10.7670	0.0038	0.0006	0.0109	0.0115	0.0038	<b>OK!</b>

**RIGIDIZADORES DE LA LAMINA INFERIOR DE LA VIGA CAJON (COSTIFON)**

	<b>Diseño</b>	<b>UND</b>		<b>Diseño</b>	<b>UND</b>		<b>Diseño</b>	<b>UND</b>
K	1.277	-----	Ø	1		Ø	1	
w	0.2	m.	fy	35200	Tn/m2	fy	35200	Tn/m2
t	0.012	m.	w	0.2	m	w	0.2	m
Fcr	-83099.90	Tn / m2.	t	0.012	m	t	0.012	m
Pao	-199.44	Tn	C	0.006	m	C	0.1	m
			I3	2.88E-08	m4	I2	0.000008	m4
			Se-2	0.0000048	m3	Se-3	0.00008	m3
			Mn	0.12144	Tn-m	Mn	2.024	Tn-m
			Mayo (+/-)	0.12144	Tn-m	Maxo (+/-)	2.024	Tn-m

<b>Elemento</b>	<b>Station</b>	<b>P</b>	<b>M2 (+/-)</b>	<b>M3 (+/-)</b>	<b>PxL/1000</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>	<b>PMM&lt;1</b>
634	0.2524	-32.4090	0.0000	0.5131	0.0082	0.5213	0.0000	<b>OK!</b>
1760	0.2522	-32.1432	0.0001	1.3547	0.0081	1.3628	0.0001	<b>OK!</b>
1752	0.2487	-30.4672	0.0001	1.6949	0.0076	1.7025	0.0001	<b>OK!</b>
654	0.2485	-30.4381	0.0000	0.3951	0.0076	0.4027	0.0000	<b>OK!</b>
3111	0.6276	-21.9823	0.0000	0.0355	0.0138	0.0492	0.0000	<b>OK!</b>
1514	0.6296	-21.6530	0.0000	0.0107	0.0136	0.0244	0.0000	<b>OK!</b>
3009	0.6176	-20.9667	0.0000	0.3962	0.0129	0.4091	0.0000	<b>OK!</b>
1630	0.6185	-20.9577	0.0000	0.0125	0.0130	0.0255	0.0000	<b>OK!</b>
1515	0.6296	-13.9584	0.0001	0.0160	0.0088	0.0248	0.0001	<b>OK!</b>
3112	0.6275	-13.8867	0.0001	0.0224	0.0087	0.0312	0.0001	<b>OK!</b>
1631	0.6185	-13.8528	0.0000	0.0109	0.0086	0.0194	0.0000	<b>OK!</b>

**RIGIDIZADORES DE LA LAMINAS LATERALES DE LA VIGA CAJON  
(COSTILAD)**

	<b>Diseño</b>	<b>UND</b>		<b>Diseño</b>	<b>UND</b>		<b>Diseño</b>	<b>UND</b>
K	1.277	-----	Ø	1		Ø	1	
w	0.2	m.	fy	35200	Tn/m2	fy	35200	Tn/m2
t	0.006	m.	w	0.2	m	w	0.2	m
Fcr	-20774.97	Tn / m2.	t	0.006	m	t	0.006	m
Pao	-24.93	Tn	C	0.003	m	C	0.1	m
			I3	3.6E-09	m4	I2	0.000004	m4
			Se-2	0.0000012	m3	Se-3	0.00004	m3
			Mn	0.03036	Tn-m	Mn	1.012	Tn-m
			Mayo (+/-)	0.03036	Tn-m	Maxo (+/-)	1.012	Tn-m

<b>Elem.</b>	<b>Station</b>	<b>P</b>	<b>M2 (+/-)</b>	<b>M3 (+/-)</b>	<b>PxL/1000</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>	<b>PMM&lt;1</b>
5195	0.2590	-10.4405	0.0000	0.0135	0.0027	0.0162	0.0000	<b>OK!</b>
5227	0.2631	-10.4291	0.0000	0.0131	0.0027	0.0159	0.0000	<b>OK!</b>
5196	0.2590	-10.3670	0.0000	0.0445	0.0027	0.0471	0.0000	<b>OK!</b>
5228	0.2631	-10.3596	0.0000	0.0411	0.0027	0.0438	0.0000	<b>OK!</b>
5540	0.5194	-10.2520	0.0000	0.0527	0.0053	0.0580	0.0000	<b>OK!</b>
4653	0.5194	-10.2473	0.0000	0.0002	0.0053	0.0055	0.0000	<b>OK!</b>
4610	0.5123	-10.0802	0.0000	0.0573	0.0052	0.0624	0.0000	<b>OK!</b>
5214	0.2575	-10.0544	0.0003	0.0429	0.0026	0.0454	0.0003	<b>OK!</b>
5711	0.5122	-10.0535	0.0000	0.0026	0.0051	0.0077	0.0000	<b>OK!</b>
5213	0.2575	-10.0354	0.0003	0.0176	0.0026	0.0201	0.0003	<b>OK!</b>
5703	0.2535	-10.0342	0.0003	0.0212	0.0025	0.0238	0.0003	<b>OK!</b>

**RIGIDIZADORES DE LA LAMINAS TRANSVERSALES DE LA VIGA CAJON  
(COSTIRIG)**

	<b>Diseño</b>	<b>UND</b>		<b>Diseño</b>	<b>UND</b>		<b>Diseño</b>	<b>UND</b>
K	1.277	-----	Ø	1		Ø	1	
w	0.2	m.	fy	35200	Tn/m2	fy	35200	Tn/m2
t	0.006	m.	w	0.4	m	w	0.4	m
Fcr	-20774.97	Tn / m2.	t	0.006	m	t	0.006	m
Pao	-24.93	Tn	C	0.2	m	C	0.003	m
			I3	0.000032	m4	I2	7.2E-09	m4
			Se-2	0.00016	m3	Se-3	0.0000024	m3
			Mn	4.048	Tn-m	Mn	0.06072	Tn-m
			Mayo (+/-)	4.048	Tn-m	Maxo (+/-)	0.06072	Tn-m

<b>Elem.</b>	<b>Station</b>	<b>P (Pdato/2)</b>	<b>M2 (+/-)</b>	<b>M3 (+/-)</b>	<b>PxL/1000</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>	<b>PMM&lt;1</b>
1248	0.4896	-16.9063	0.0095	0.0008	0.0083	0.0090	0.0095	<b>OK!</b>
734	0.4899	-16.8936	0.0093	0.0008	0.0083	0.0090	0.0093	<b>OK!</b>
352	0.4892	-15.8989	0.1343	0.0000	0.0078	0.0078	0.1343	<b>OK!</b>
629	0.4896	-15.8923	0.1334	0.0000	0.0078	0.0078	0.1334	<b>OK!</b>
1252	0.4896	-14.1612	0.1142	0.0006	0.0069	0.0076	0.1142	<b>OK!</b>
741	0.4899	-14.1607	0.1145	0.0006	0.0069	0.0076	0.1145	<b>OK!</b>
446	0.4896	-14.0518	0.0042	0.0000	0.0069	0.0069	0.0042	<b>OK!</b>
401	0.4892	-14.0292	0.0044	0.0000	0.0069	0.0069	0.0044	<b>OK!</b>
1247	0.4896	-11.7815	0.0024	0.0000	0.0058	0.0058	0.0024	<b>OK!</b>
733	0.4899	-11.7678	0.0011	0.0000	0.0058	0.0058	0.0011	<b>OK!</b>
1246	0.4896	-10.5869	0.1181	0.0000	0.0052	0.0052	0.1181	<b>OK!</b>

**ELEMENTOS LONGITUDINALES QUE SE UBICAN ENTRE LAMINA  
INFERIOR CON LAMINAS LATERALES DENTRO DE LA VIGA CAJON  
(VIGASLON)**

**DISEÑO GENERAL DEL ELEMENTO TIPO CAJON**

	<b>Diseño</b>	<b>UND</b>		<b>Diseño</b>	<b>UND</b>		<b>Diseño</b>	<b>UND</b>
b	0.200	m.	Ø	1		Ø	1	
h	0.500	m.	fy	35200	Tn/m2	fy	35200	Tn/m2
t	0.008	m.	h	0.5	m	h	0.5	m
A	0.01094	m2	w	0.2	m	w	0.2	m
I	0.00034	m4	t	0.008	m	t	0.008	m
K2	1.000		C	0.1	m	C	0.25	m
r	0.178	m	I3	8.20767E-05	m4	I2	0.0003448	m4
fy	25300	Ton/m2	Se-2	0.000821	m3	Se-3	0.0013793	m3
E	20000000	Ton/m2	Mn	20.76540	Tn-m	Mn	34.897956	Tn-m
Cc	124.9164		Mayo (+/-)	525364.5698	Tn-m	Maxo (+/-)	882918.31	Tn-m

<b>ELEM.</b>	<b>LON.</b>	<b>Pdato</b>	<b>Pao</b>	<b>M2 (+/-)</b>	<b>M3 (+/-)</b>	<b>PxL/1000</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>	<b>PMM&lt;1</b>
A	2	-111.4314	-134.66893	1.7930	1.0151	0.2228628	1.2380	1.7930	OK!
B	1.5	-111.4314	-146.86386	1.7930	1.0151	0.1671471	1.1822671	1.79297	OK!
C	1	-111.4314	-156.98806	1.7930	1.0151	0.1114314	1.1265514	1.79297	OK!

**ELEMENTOS LONGITUDINALES QUE SE UBICAN DEBAJO DE LOSA  
(CARRIL)**

**DISEÑO GENERAL DEL ELEMENTO TIPO CAJON**

	<b>Diseño</b>	<b>UND</b>		<b>Diseño</b>	<b>UND</b>		<b>Diseño</b>	<b>UND</b>
b	0.200	m.	Ø	1		Ø	1	
h	0.200	m.	fy	35200	Tn/m2	fy	35200	Tn/m2
t	0.006	m.	h	0.2	m	h	0.2	m
A	0.004656	m2	w	0.2	m	w	0.2	m
I	0.000029	m4	t	0.006	m	t	0.006	m
K2	1.000		C	0.1	m	C	0.1	m
r	0.079	m	I3	0.000029	m4	I2	0.000029	m4
fy	35200	Ton/m2	Se-2	0.000292	m3	Se-3	0.000292	m3
E	20000000	Ton/m2	Mn	7.396	Tn-m	Mn	7.396	Tn-m
Cc	124.916		Ma (+/-)	7.396	Tn-m	Ma (+/-)	7.396	Tn-m

<b>ELEM.</b>	<b>LON.</b>	<b>Pdato</b>	<b>Pao</b>	<b>M2 (+/-)</b>	<b>M3 (+/-)</b>	<b>PxL/1000</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>	<b>PMM&lt;1</b>
A	2.0	-31.545	-32.249	0.676	1.078	0.063	1.141	0.676	NO PASA
B	1.5	-31.545	-42.467	0.676	1.078	0.047	1.125	0.676	OK!
C	1.0	-31.545	-54.645	0.676	1.078	0.032	1.110	0.676	OK!

	<b>Diseño</b>	<b>UND</b>		<b>Diseño</b>	<b>UND</b>		<b>Diseño</b>	<b>UND</b>
b	0.200	m.	Ø	1		Ø	1	
h	0.200	m.	fy	35200	Tn/m2	fy	35200	Tn/m2
t	0.008	m.	h	0.2	m	h	0.2	m
A	0.006144	m2	w	0.2	m	w	0.2	m
I	0.000038	m4	t	0.008	m	t	0.008	m
K2	1.000		C	0.1	m	C	0.1	m
r	0.078	m	I3	0.000038	m4	I2	0.000038	m4
fy	35200	Ton/m2	Se-2	0.000378	m3	Se-3	0.000378	m3
E	20000000	Ton/m2	Mn	9.567	Tn-m	Mn	9.567	Tn-m
Cc	124.916		Ma (+/-)	9.567	Tn-m	Ma (+/-)	9.567	Tn-m

<b>ELEM.</b>	<b>LON.</b>	<b>Pdato</b>	<b>Pao</b>	<b>M2 (+/-)</b>	<b>M3 (+/-)</b>	<b>PxL/1000</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>	<b>PMM&lt;1</b>
A	2.0	-31.545	-42.085	0.676	1.078	0.063	1.141	0.676	OK!
B	1.5	-31.545	-55.586	0.676	1.078	0.047	1.125	0.676	OK!
C	1.0	-31.545	-71.779	0.676	1.078	0.032	1.110	0.676	OK!

**ELEMENTOS QUE FORMAN PORTICO EN EL INTERIOR DE LA VIGA CAJÓN  
(REFUERZO)**

**DISEÑO GENERAL DEL ELEMENTO TIPO CAJON**

	<b>Diseño</b>	<b>UND</b>		<b>Diseño</b>	<b>UND</b>		<b>Diseño</b>	<b>UND</b>
b	0.200	m.	Ø	1		Ø	1	
h	0.200	m.	fy	35200	Tn/m2	fy	35200	Tn/m2
t	0.006	m.	h	0.2	m	h	0.2	m
A	0.004656	m2	w	0.2	m	w	0.2	m
I	0.000029	m4	t	0.006	m	t	0.006	m
K2	1.000		C	0.1	m	C	0.1	m
r	0.079	m	I3	0.000029	m4	I2	0.000029	m4
fy	35200	Ton/m2	Se-2	0.000292	m3	Se-3	0.000292	m3
E	20000000	Ton/m2	Mn	7.396	Tn-m	Mn	7.396	Tn-m
Cc	124.9164		Ma (+/-)	7.396	Tn-m	Ma (+/-)	7.396	Tn-m

<b>ELEM.</b>	<b>LON.</b>	<b>Pdato</b>	<b>Pao</b>	<b>M2 (+/-)</b>	<b>M3 (+/-)</b>	<b>PxL/1000</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>	<b>PMM&lt;1</b>
A01	1.85	-18.678	-35.049	0.367	0.234	0.035	0.269	0.367	<b>OK!</b>
A02	2.05	-17.678	-31.367	0.367	0.234	0.036	0.270	0.367	<b>OK!</b>
B (X=19m)	1.994	-18.678	-32.357	0.367	0.234	0.037	0.271	0.367	<b>OK!</b>
B (X=9.50m)	2.598	-18.678	-23.252	0.367	0.234	0.049	0.283	0.367	<b>OK!</b>
C (X=19m)	2.488	-18.678	-24.668	0.367	0.234	0.046	0.281	0.367	<b>OK!</b>
C (X=9.5m)	2.744	-18.678	-21.518	0.367	0.234	0.051	0.285	0.367	<b>OK!</b>
D (X=19m)	2.49	-18.678	-24.642	0.367	0.234	0.047	0.281	0.367	<b>OK!</b>
D (X=9.5m)	2.05	-18.678	-31.367	0.367	0.234	0.038	0.272	0.367	<b>OK!</b>
E (X=19m)	1.477	-18.678	-42.995	0.367	0.234	0.028	0.262	0.367	<b>OK!</b>
E (X=9.5m)	1.824	-18.678	-35.557	0.367	0.234	0.034	0.268	0.367	<b>OK!</b>

### 3.7.1.6.-Resumen Final de Secciones y Elementos de Acero Analizadas

Section Name	Material	Shape	t3	t2	tf	tw
CARRILES	STEEL	Box/Tube	0.20	0.20	0.008	0.008
CORONAS	STEEL	Rectangular	0.006	0.40		
COSTICEN	STEEL	Rectangular	0.006	0.40		
COSTIFON	STEEL	Rectangular	0.20	0.012		
COSTILAD	STEEL	Rectangular	0.20	0.006		
COSTIRIG	STEEL	Rectangular	0.006	0.40		
REFUERZO	STEEL	Box/Tube	0.20	0.20	0.006	0.006
VIGASLON	STEEL	Box/Tube	0.50	0.20	0.008	0.008

Section	Material	AreaType	Thickness	BendThick
RIGIDO	STEEL	Shell	0.012	0.012
VIGACENT	STEEL	Shell	0.012	0.012
VIGAFOND	STEEL	Shell	0.012	0.012
VIGALADO	STEEL	Shell	0.012	0.012

### 3.7.2.-Optimización de Secciones y Elementos de Concreto (Ver Anexo I y II)

#### 3.7.2.1.-Vigas

El diseño de estas columnas se realizará usando los requisitos de diseño de la Norma ACI 318-02. En su Capítulos de Vigas, los elementos cubiertos por este Capítulo contarán con barras de refuerzo longitudinal y estribos como refuerzo transversal, para secciones rectangulares.

La resistencia de diseño de los elementos sometidos a flexión se debe realizar para comprobar si la fuerza axial máxima esperada sobre el elemento,  $P_u$ , es una fuerza a compresión que excede ( $0.10x f'_{cx} A_g$ ) ó produce tensión axial en el elemento.

El tipo de refuerzo longitudinal empleado en esta viga cumplirá con los requisitos establecidos en el Capítulo 8.4 - Requisitos Esenciales para Edificaciones de Concreto Reforzado.

El área total de refuerzo longitudinal para columnas  $A_{st}$ , no debe ser menor de 0.0033 ni más de 0.02128 veces el área bruta de la sección,  $A_g$ . Para elementos con estribos  $\emptyset = 0.65$ .

La resistencia nominal de diseño a flexión de la sección,  $\emptyset M_n$ , evaluando los valores supuestos de las dimensiones, resistencia de los materiales y refuerzo, debe ser mayor o igual a la resistencia requerida a flexión,  $M_u$ .

$$\Phi M_n \geq M_u$$

Resistencia de diseño a flexión:

$$\Phi M_n = \Phi \times A_s \times f_y \times \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b}$$

Obtención del área de refuerzo a tensión por flexión:

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \alpha - \sqrt{\alpha^2 - \left( \frac{M_u}{\Phi \times b \times d^2} \times \frac{2 \times \alpha}{f_y} \right)}$$

$$\alpha = \frac{f'_c}{1.18 \times f_y}$$

### 1. Viga Cabezal

LONG.	Mh-h	Mb-b
1.640	44.201	48.200
1.640	-14.378	-14.571

Diseño del Refuerzo Longitudinal en la Dirección h-h					
Acero Inferior y Superior			Acero Superior e Inferior		
Mu	14.3782	Tn-m	Mu	44.201	Tn-m
Base (b)	0.9	m	Base (b)	0.9	m
Altura (h)	0.5	m	Altura (h)	0.5	m
Área	0.45	m <sup>2</sup>	Área	0.45	m <sup>2</sup>
d'	0.06	m	d'	0.06	m
$\alpha$	0.0938		$\alpha$	0.0938	
$\rho$ (cálculo)	0.0037		$\rho$ (cálculo)	0.0119	
$\rho$ -necesario	0.0037		$\rho$ -necesario	0.0119	
As	0.0017	m <sup>2</sup>	As	0.0054	m <sup>2</sup>
As	20.4	cm <sup>2</sup>	As	56.1	cm <sup>2</sup>
<b>Revisión</b>			<b>Revisión</b>		
a	0.0241	m	a	0.0663	m
$\Phi M_n$	19.8787	Tn-m	$\Phi M_n$	51.9733	Tn-m
$\Phi M_n > M_h-h$	<b>SÍ</b>		$\Phi M_n > M_h-h$	<b>SÍ</b>	
$\emptyset$ 1"	4	barras	$\emptyset$ 1"	11	barras

<b>Diseño del Refuerzo Longitudinal en la Dirección b-b</b>					
<b>Acero Inferior y Superior</b>			<b>Acero Superior e Inferior</b>		
Mu	14.57058	Tn-m	Mu	48.2	Tn-m
Base (b)	0.9	m	Base (b)	0.9	m
Altura (h)	0.5	m	Altura (h)	0.5	m
Área	0.45	m <sup>2</sup>	Área	0.45	m <sup>2</sup>
d'	0.06	m	d'	0.06	m
$\alpha$	0.0938		$\alpha$	0.0938	
$\rho$ (cálculo)	0.0018		$\rho$ (cálculo)	0.0062	
P-necesario	0.0033		$\rho$ -necesario	0.0062	
As	0.0015	m <sup>2</sup>	As	0.0028	m <sup>2</sup>
As	15.3	cm <sup>2</sup>	As	30.6	cm <sup>2</sup>
<b>Revisión</b>			<b>Revisión</b>		
a	0.0325	m	a	0.0651	m
$\varnothing$ Mn	28.6974	Tn-m	$\varnothing$ Mn	56.2615	Tn-m
$\varnothing$ Mn>Mh-h	<b>SÍ</b>		$\varnothing$ Mn>Mh-h	<b>SÍ</b>	
$\varnothing$ 1"	3	barras	$\varnothing$ 1"	6	barras

## 2. Viga Suelo

<b>LONG.</b>	<b>Mh-h</b>	<b>Mb-b</b>
1.640	24.720	0.840
1.640	-24.720	-0.270

<b>Diseño del Refuerzo Longitudinal en la Dirección h-h</b>					
<b>Acero Inferior y Superior</b>			<b>Acero Superior e Inferior</b>		
Mu	24.72	Tn-m	Mu	24.72	Tn-m
Base (b)	0.6	m	Base (b)	0.6	m
Altura (h)	0.8	m	Altura (h)	0.8	m
Área	0.48	M2	Área	0.48	m <sup>2</sup>
D'	0.06	m	d'	0.06	m
A	0.0938		$\alpha$	0.0938	
P(cálculo)	0.0034		$\rho$ (cálculo)	0.0034	
$\rho$ -necesario	0.0034		$\rho$ -necesario	0.0034	
As	0.0016	M2	As	0.0016	m <sup>2</sup>
As	20.4	cm <sup>2</sup>	As	20.4	cm <sup>2</sup>
<b>Revisión</b>			<b>Revisión</b>		
A	0.0241	m	a	0.0241	m
$\varnothing$ Mn	33.8140	Tn-m	$\varnothing$ Mn	33.8140	Tn-m
$\varnothing$ Mn>Mh-h	<b>SÍ</b>		$\varnothing$ Mn>Mh-h	<b>SÍ</b>	
$\varnothing$ 1"	4	barras	$\varnothing$ 1"	4	barras

<b>Diseño del Refuerzo Longitudinal en la Dirección b-b</b>					
<b>Acero Inferior y Superior</b>			<b>Acero Superior e Inferior</b>		
Mu	0.27	Tn-m	Mu	0.84	Tn-m
Base (b)	0.6	m	Base (b)	0.6	m
Altura (h)	0.8	m	Altura (h)	0.8	m
Área	0.48	m <sup>2</sup>	Área	0.48	m <sup>2</sup>
d'	0.06	m	d'	0.06	m
α	0.0938		α	0.0938	
ρ(cálculo)	0.0001		ρ(cálculo)	0.0002	
ρ-necesario	0.0033		ρ-necesario	0.0033	
As	0.0016	m <sup>2</sup>	As	0.0016	m <sup>2</sup>
As	20.4	cm <sup>2</sup>	As	20.4	cm <sup>2</sup>
<b>Revisión</b>			<b>Revisión</b>		
a	0.0241	m	a	0.0241	m
ØMn	24.5238	Tn-m	ØMn	24.5238	Tn-m
ØMn>Mh-h	<b>SÍ</b>		ØMn>Mh-h	<b>SÍ</b>	
Ø 1"	4	barras	Ø 1"	4	barras

Todas las vigas deben tener refuerzo transversal en forma de estribos (nuestro caso). Estas columnas deberán contar con el refuerzo transversal de confinamiento en zonas sísmicas (Capítulo 08 y 11-Requisitos Esenciales para Edificaciones de Concreto Reforzado).

La resistencia de diseño por cortante en la sección del elemento, ( $\Phi V_n$ ), debe ser mayor o igual a la resistencia requerida,  $V_u$ .

$$\Phi V_n \geq V_u$$

Cuando se permita el uso de refuerzo a cortante, la resistencia a cortante,  $\Phi V_n$ , será:

$$\Phi V_n = \Phi(V_c + V_s)$$

Donde

$\Phi = 0.75$ ,  $\Phi V_c$  es la contribución del concreto a la resistencia de diseño a cortante, y  $\Phi V_s$  es la contribución del refuerzo a cortante a la resistencia de diseño a cortante.

$$\Phi V_c = \Phi \times \left[ \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right] \times 0.8 \times h^2 \qquad \Phi V_s = \Phi \times \left[ \frac{A_v \times f_{ys} \times d}{s} \right]$$

$A_v$  corresponde al área de las ramas de estribo paralelas al cortante, y  $s$  a la mayor separación vertical de estribos dentro de la altura libre de la columna,  $f_{ys}$  es el esfuerzo de fluencia del acero del refuerzo a cortante, y  $\Phi = 0.75$ ,  $A_v$  corresponde a dos veces el área de la barra del estribo.

### 3. Viga Cabezal

#### Refuerzo Transversal

	LONG.	Vu	Mn	Vn	Vu
<b>Caso1</b>	1.640	40.630	56.262	68.612	96.892
<b>Caso 2</b>	1.640	20.820	51.973	63.382	72.793

#### Caso 2 Dirección h-h

Área	0.9000	m2
Ø	0.85	
F'c	2800	Tn/m2
D'	0.06	M
barras de Ø 1"	11	Und.
Ast-final	0.00561	m2

$$V_c = 79.82 \text{ Tn}$$

$$V_s = 5.82 \text{ Tn}$$

Estribos de Ø 1/2"  
Espaciamiento S = 157.091 cm

**Por Norma el espaciamiento Mínimo será:**

**2 @ 5 cm.**

**5 @ 10 cm.**

**R @ 15 cm.**

#### Caso 1 Dirección b -b

Área	0.9000	m2
Ø	0.85	
f'c	2800	Tn/m2
d'	0.06	M
barras de Ø 1"	6	Und.
Ast-final	0.00306	m2

$$V_c = 79.82 \text{ Tn}$$

$$V_s = 34.17 \text{ Tn}$$

Estribos de Ø 1/2"  
Espaciamiento S = 14.019 cm

**Por Norma el espaciamiento Mínimo será:**

**2 @ 5 cm.**

**R @ 10 cm.**

### 4. Viga Suelo

#### Refuerzo Transversal

	LONG.	Vu	Mn	Vn	Vu
<b>Caso1</b>	1.640	21.410	24.524	29.907	45.934
<b>Caso 2</b>	1.640	0.020	33.814	41.237	33.834

**Caso 2 Dirección h-h**

Área	0.4800	m <sup>2</sup>
Ø	0.85	
f'c	2800	Tn/m <sup>2</sup>
D'	0.06	m
barras de Ø 1"	4	Und.
Ast-final	0.00204	m <sup>2</sup>

$$V_c = 42.57 \text{ Tn}$$

$$V_s = -2.76 \text{ Tn}$$

Estribos de Ø 1/2"  
Espaciamiento S = -330.811 cm

**Por Norma el espaciamiento Mínimo será:**

**2 @ 5 cm.**

**5 @ 10 cm.**

**R @ 15 cm.**

**Caso 1 Dirección b -b**

Área	0.4800	m <sup>2</sup>
Ø	0.85	
f'c	2800	Tn/m <sup>2</sup>
D'	0.06	m
barras de Ø 1"	4	Und.
Ast-final	0.00204	m <sup>2</sup>

$$V_c = 42.57 \text{ Tn}$$

$$V_s = 11.47 \text{ Tn}$$

Estribos de Ø 1/2"  
Espaciamiento S = 41.764 cm

**Por Norma el espaciamiento Mínimo será:**

**2 @ 5 cm.**

**5 @ 10 cm.**

**R @ 15 cm.**

**3.7.2.2.-Losa de Tablero y Volado de Vereda**

El diseño de las losas de tableros de concreto apoyados en componentes longitudinales. Las losas macizas en dos direcciones deberán cumplir con los requisitos establecidos en el Capítulo 7.0 - Requisitos Esenciales para Edificaciones de Concreto Reforzado. El panel de la losa se debe dividir, en las dos direcciones.

La resistencia requerida por momento positivo y negativo,  $M_u$ , deberá ser menor al momento obtenido,  $\phi M_n$ , evaluando los valores supuestos de las dimensiones. Tomando como referencia lo descrito en el Capítulo 8.0 - Requisitos Esenciales para Edificaciones de Concreto Reforzado. El área total de refuerzo longitudinal para losas Ast, no debe ser menor de 0.002 ni más de 0.015 veces el área bruta de la sección,  $A_g$ .

Similar forma se aplicará al diseño del volado de vereda.

Losa del Tablero		
LONG.	M-trans	M-long
3.900	6.300	5.010
2.000	-12.330	-2.880

Diseño del Refuerzo Transversal					
Acero Inferior y Superior			Acero Superior e Inferior		
Mu	12.33	Tn-m	Mu	6.3	Tn-m
Base (b)	2	m	Base (b)	2	m
Altura (h)	0.2	m	Altura (h)	0.2	m
Área	0.4	m <sup>2</sup>	Área	0.4	m <sup>2</sup>
d'	0.06	m	d'	0.06	m
$\rho$ (cálculo)	0.0150		$\rho$ (cálculo)	0.0073	
$\rho$ -necesario	0.0150		$\rho$ -necesario	0.0073	
As	0.0060	m <sup>2</sup>	As	0.0029	m <sup>2</sup>
As	61.2	cm <sup>2</sup>	As	30.6	cm <sup>2</sup>
<b>Revisión</b>			<b>Revisión</b>		
$\emptyset$ Mn	14.4727	Tn-m	$\emptyset$ Mn	8.4955	Tn-m
$\emptyset$ Mn>Mh-h	SÍ		$\emptyset$ Mn>Mh-h	SÍ	
$\emptyset$ 1"	12	barras	$\emptyset$ 1"	6	barras

Diseño del Refuerzo Longitudinal					
Acero Inferior y Superior			Acero Superior e Inferior		
Mu	2.88	Tn-m	Mu	5.01	Tn-m
Base (b)	1	m	Base (b)	1	m
Altura (h)	0.2	m	Altura (h)	0.2	m
Área	0.2	m <sup>2</sup>	Área	0.2	m <sup>2</sup>
d'	0.06	m	d'	0.06	m
$\rho$ (cálculo)	0.0067		$\rho$ (cálculo)	0.0120	
$\rho$ -necesario	0.0067		$\rho$ -necesario	0.0120	
As	0.0013	m <sup>2</sup>	As	0.0024	m <sup>2</sup>
As	15.3	cm <sup>2</sup>	As	25.5	cm <sup>2</sup>
<b>Revisión</b>			<b>Revisión</b>		
$\emptyset$ Mn	4.5625	Tn-m	$\emptyset$ Mn	7.2545	Tn-m
$\emptyset$ Mn>Mh-h	SÍ		$\emptyset$ Mn>Mh-h	SÍ	
$\emptyset$ 1"	3	barras	$\emptyset$ 1"	5	barras

<b>Volado de Vereda</b>		
<b>LONG.</b>	<b>M-trans</b>	<b>M-long</b>
2.00 / 1.60	-2.202	-1.270

**Diseño del Refuerzo Transversal en la Dirección  
Acero Inferior y Superior**

Mu	2.202	Tn-m
Base (b)	2	m
Altura (h)	0.2	m
Área	0.4	m <sup>2</sup>
d'	0.06	m
P(cálculo)	0.0025	
ρ-necesario	0.0025	
As	0.0010	m <sup>2</sup>
As	10.32	cm <sup>2</sup>

**Revisión**

ØMn	3.1466	Tn-m
ØMn>Mh-h	<b>SÍ</b>	
Ø 1/2"	8	barras

**Diseño del Refuerzo Longitudinal en la Dirección  
Acero Inferior y Superior**

Mu	1.27	Tn-m
Base (b)	1.6	m
Altura (h)	0.2	m
Area	0.32	m <sup>2</sup>
d'	0.06	m
ρ(cálculo)	0.0018	
ρ-necesario	0.0020	
As	0.0006	m <sup>2</sup>
As	6.45	cm <sup>2</sup>

**Revisión**

ØMn	2.0002	Tn-m
ØMn>Mh-h	<b>SÍ</b>	
Ø 1/2"	5	barras

### 3.7.2.3.-Pilares (Columnas Circulares)

El diseño de estas columnas se realizará usando los requisitos de diseño de la Norma ACI 318-02. En su Capítulos de Columnas, los elementos cubiertos por este Capítulo contarán con barras de refuerzo longitudinal y estribos como refuerzo transversal. Es una sección circular.

El refuerzo longitudinal debe colocarse en la periferia de la sección de la columna, tan cerca de la cara lateral de la columna como lo permitan los requisitos de recubrimiento (para nuestro caso  $d' = 0.06$  m.) La cantidad de refuerzo longitudinal debe ser la requerida para resistir la acción simultánea de una combinación de carga axial máxima y momentos máximos actuando en las dos direcciones principales.

El área total de refuerzo longitudinal para columnas  $A_{st}$ , no debe ser menor de 0.01 ni más de 0.06 veces el área bruta de la sección,  $A_g$ . Para elementos con estribos  $\emptyset = 0.65$ .

El cálculo de la resistencia de diseño de las secciones de columnas de concreto reforzado sometido a cargas axiales con flexión:

1. Resistencia máxima de diseño para compresión axial sin flexión,  $\emptyset P_{on}$ .

$$\Phi P_{on} = \Phi \times [0.85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + A_{st} \times f_y]$$

2. Resistencia máxima de diseño por carga axial,  $\emptyset P_{n(max)}$ .

$$\Phi P_{n(max)} \leq 0.80 \times \Phi \times P_{on}$$

3. Carga axial de diseño balanceada,  $\emptyset P_{bn}$ .

$$\Phi P_{bn} = \Phi \times 0.5 \times f'_c \times A_c$$

4. Momento de diseño balanceada,  $\emptyset M_{bn}$ .

$$\Phi M_{bn} = \Phi P_{bn} \times 0.20 \times h + \Phi \times 0.60 \times A_{st} \times f_y \times \left( \frac{h}{2} - d' \right), \text{ siendo } h \text{ el diámetro.}$$

5. Resistencia de diseño para tensión axial sin flexión,  $\emptyset P_{tn}$ .

$$\Phi P_{tn} = \Phi \times A_{st} \times f_y \text{ Donde } \emptyset = 0.90.$$

6. Resistencia para carga axial y flexión combinadas: la resistencia por flexión en la sección del elemento, ( $\emptyset M_n$ ), al nivel de la carga axial máxima esperada,  $P_u$ , debe ser mayor o igual que el máximo momento esperado,  $M_u$ , que pueda acompañar la carga axial máxima esperada,  $P_u$ .

$$\Phi M_n \geq M_u$$

El cumplimiento de esta ecuación debe realizarse verificando que las coordenadas de  $(M_u, P_u)$  en un diagrama de interacción de momento vs. carga axial que relacione  $\Phi M_n$  y  $\Phi P_n$ , están dentro de la superficie de interacción resultante.

Toda pareja de  $P_u$  y  $M_u$  que actúe sobre la sección de la columna debe cumplir con las siguientes condiciones:

$$P_u \leq \Phi P_n(\max) \quad P_u \geq -(\Phi P_{tn})$$

Para valores de  $P_u \geq \Phi P_{bn}$

$$M_u \leq \Phi M_n = \frac{(\Phi P_{on}) - P_u}{(\Phi P_{on}) - (\Phi P_{tn})} \times (\Phi M_{bn})$$

Para valores de  $P_u < \Phi P_{bn}$

$$M_u \leq \Phi M_n = \frac{P_u + (\Phi P_{tn})}{(\Phi P_{bn}) + (\Phi P_{tn})} \times (\Phi M_{bn})$$

Las columnas sometidas simultáneamente a momentos en las dos direcciones principales deben cumplir con el análisis biaxial:

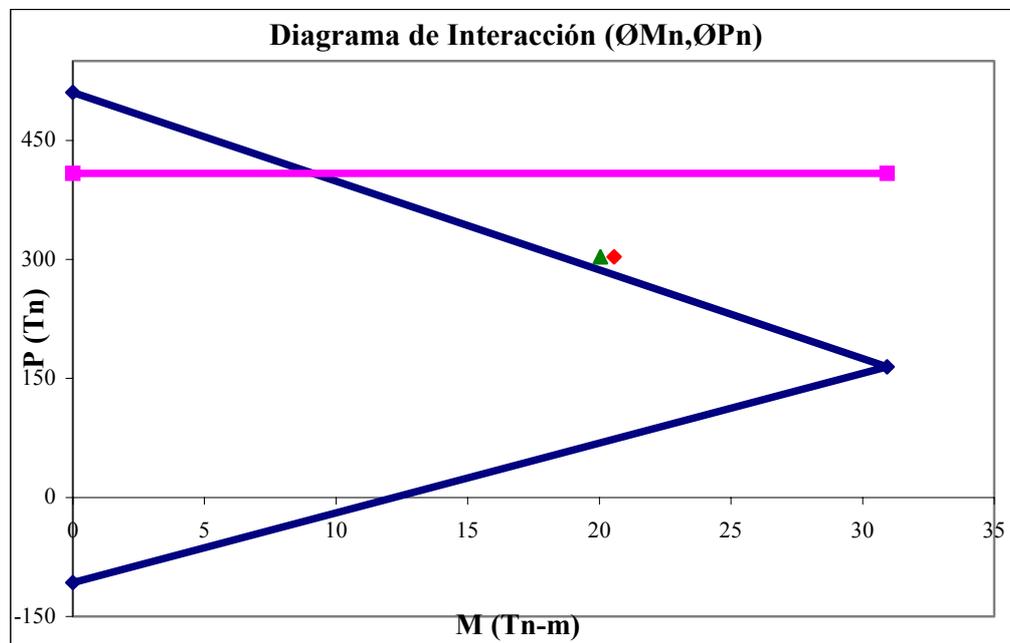
$$\frac{(M_u)_x}{(\Phi M_n)_x} + \frac{(M_u)_y}{(\Phi M_n)_y} \leq 1.00$$

LONGITUD	CARGA AXIAL	(+/-) M2	(+/-) M3
1.86 ó 1.95	-303.24	20.041	20.565

**Primer Análisis**

Diámetro	0.6	m
Área Bruta	0.2827	m <sup>2</sup>
Ø	0.65	
f'c	2800	Tn/m <sup>2</sup>
Ac	0.1810	m <sup>2</sup>
d'	0.06	m
Cuantía inicial	0.01	
Asti	0.002827	m <sup>2</sup>
Asti	28.27	cm <sup>2</sup>

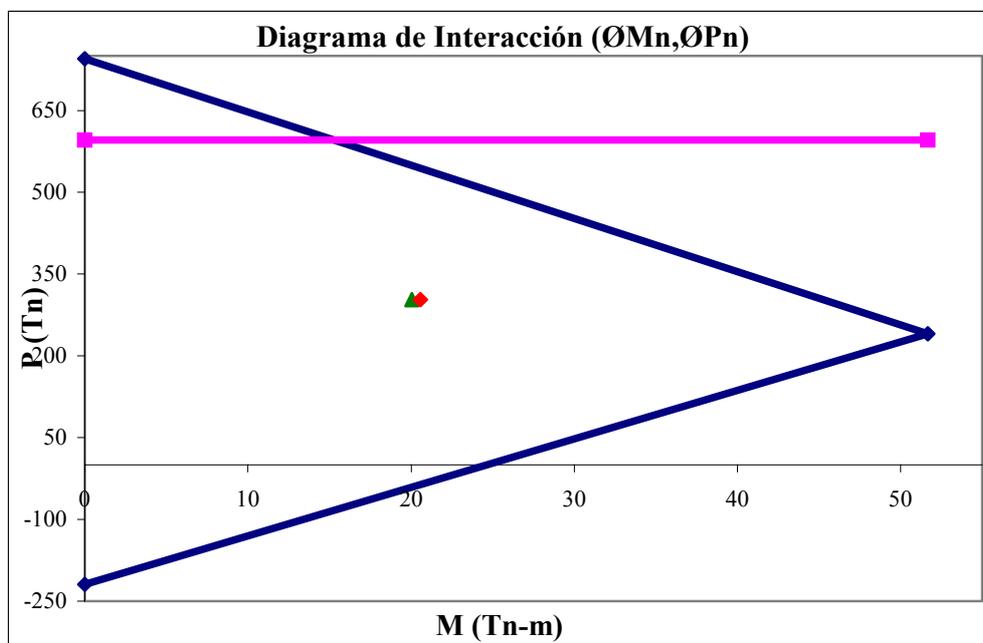
ØPbn	164.670	Tn
ØPon	510.586	Tn
ØPn(máx)	408.469	Tn
ØPtn	107.386	Tn
ØMbn	30.929	Tn-m
ØPbn < Pu < ØPbn	<b>Caso</b>	<b>I</b>
ØMn	18.539	Tn-m
Mu < ØMn	<b>SÍ</b>	
Análisis Biaxial-M	<b>2.19</b>	<b>NO CUMPLE</b>



**Análisis Final**

Diámetro	0.7	m
Área Bruta	0.3848	m <sup>2</sup>
Ø	0.65	
f'c	2800	Tn/m <sup>2</sup>
Ac	0.2642	m <sup>2</sup>
d'	0.06	m
Cuantía inicial	0.015	
Asti	0.005773	m <sup>2</sup>
Asti	57.73	cm <sup>2</sup>

ØPbn	240.429	Tn
ØPon	744.770	Tn
ØPn(máx.)	595.816	Tn
ØPtn	219.246	Tn
ØMbn	51.653	Tn-m
ØPbn < Pu < ØPbn	<b>Caso</b>	<b>I</b>
ØMn	45.220	Tn-m
Mu < ØMn	<b>SÍ</b>	
Análisis Biaxial-M	<b>0.90</b>	<b>OK &lt; 1.00</b>



Del análisis anterior se desprende que el refuerzo longitudinal será de 12 barras de Ø1", repartidas en su sección de 0.60 m de diámetro.

Todas las columnas deben tener refuerzo transversal en forma de estribos (nuestro caso). Estas columnas deberán contar con el refuerzo transversal de confinamiento en zonas sísmicas (Capítulo 10 y 11-Requisitos Esenciales para Edificaciones de Concreto Reforzado).

La resistencia de diseño por cortante en la sección del elemento, ( $\Phi V_n$ ), debe ser mayor o igual a la resistencia requerida,  $V_u$ .

$$\Phi V_n \geq V_u$$

Cuando se permita el uso de refuerzo a cortante, la resistencia a cortante,  $\Phi V_n$ , será:

$$\Phi V_n = \Phi(V_c + V_s)$$

Donde

$\Phi = 0.75$ ,  $\Phi V_c$  es la contribución del concreto a la resistencia de diseño a cortante, y  $\Phi V_s$  es la contribución del refuerzo a cortante a la resistencia de diseño a cortante.

$$\Phi V_c = \Phi \times \left[ \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right] \times 0.8 \times h^2 \qquad \Phi V_s = \Phi \times \left[ \frac{A_v \times f_{ys} \times d}{s} \right]$$

$A_v$  corresponde al área de las ramas de estribo paralelas al cortante, y  $s$  a la mayor separación vertical de estribos dentro de la altura libre de la columna,  $f_{ys}$  es el esfuerzo de fluencia del acero del refuerzo a cortante, y  $\Phi = 0.75$ ,  $A_v$  corresponde a dos veces el área de la barra del estribo.

LONGITUD	(+/-) V	(+/-) Mn	(+/-) Vn	(+/-) Vu
1.86 ó 1.95	14.474	45.220	48.624	59.694

Diámetro	0.7	m
Área	0.2827	m <sup>2</sup>
Ø	0.85	
f'c	2800	Tn/m <sup>2</sup>
Ac	0.1810	m <sup>2</sup>
D'	0.06	m
barras de Ø 1"	6	Und.
Ast-final	0.0031	m <sup>2</sup>

$$V_c = 25.08 \text{ Tn}$$

$$V_s = 45.15 \text{ Tn}$$

Estribos de Ø 1/2"

Espaciamiento S = 16.137 cm

**Por Norma el espaciamiento Mínimo será:**

**2 @ 5 cm.**

**5 @ 10 cm.**

**R @ 15 cm.**

### 3.7.2.4.-Resumen Final de Secciones y Elementos de Concreto Analizadas

Clase	Tipo de Sección	Medidas (m.)	Ref. Longitudinal		Estribos
			h - h	b - b	
Viga Cabezal	Variable	1.00x0.90 0.50x0.90	11 barras de Ø 1"	06 barras de Ø 1"	□ Ø ½"
					2 @ 5 cm. R @ 10 cm.
Viga Suelo	Rectangular	0.80x0.70	04 barras de Ø 1"	04 barras de Ø 1"	□ Ø ½"
					2 @ 5 cm. 5 @ 10 cm. R @ 15 cm
Pilar	Circular	0.70	12 barras de Ø 1"		□ Ø ½"
					2 @ 5 cm. 5 @ 10 cm. R @ 15 cm.
<b>Refuerzo Superior e Inferior – Tipo Malla</b>			<b>Trans.</b>	<b>Long.</b>	
Losa de Transito	----	----	Ø 1" C/15 cm.	Ø 1" C/20 cm.	Ganchos de Ø ½" como separadores de la malla, entre acero superior e inferior.
Volado de Vereda	----	----	Ø 1" C/30 cm.	Ø 1" C/30 cm.	
<b>Nota :</b> todo recubrimiento es de 0.06 m.					

## 3.8.-Diseño de Apoyos, Anclajes, Conexiones, Juntas

### 3.8.1.-Apoyos

Los aparatos de apoyo son elementos que se colocan entre la viga y la superficie de apoyo de la caja del estribo o de las pilas. Sirven para distribuir las reacciones de la viga en áreas que den esfuerzos admisibles en la superficie de contacto y para absorber los movimientos de la estructura debido a fuerzas longitudinales.

El puente estará apoyado sobre cojinetes o placas de hule para apoyos de puentes las tienen tres ventajas importantes, son económicos, efectivos y no requieren de mantenimiento mayor. Estos 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 viga y la corona de la pila o estribo (cuatro capas de neopreno). 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 de hule, absorbe las irregularidades de la superficie y de esa manera las imperfecciones salientes como las hundidas que tienen 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 viga. El diseño de estos elementos se desarrollo en el Capitulo 3.4.

### 3.8.2.-Anclajes

La estructura contará con cuatro elementos especiales de anclajes ubicados en los estribos. Los cuales tendrán la particularidad de impedir desplazamientos mayores a 1 cm. Estos elementos se diseñarán para soportar cargas únicamente de tracción. Como se especifican en planos de detalles. Estos elementos tendrán la capacidad de soportar cargas de corte que se generarán en su extremo superior (cabeza del perno). Las cargas por aplastamiento se despreciarán debido a que estos elementos no estarán en contacto con las láminas de acero de la viga cajón.

El desarrollo de los hilos del perno será de 10 cm. El acero a utilizar será de E42.

El diseño del perno se basará en:  $\Delta l = \frac{P \times L}{E \times A}$

Donde:

$\Delta L$  : variación longitudinal..

P : carga de diseño.

L : longitud.

E : módulo elástico del acero.

A : área de la sección de diseño.

#### Acero E42

#### Análisis por Tracción

Ø	0.9	
Ø del Pin	0.05	m
A <sub>pin</sub>	0.001963	m <sup>2</sup>
Long.	0.1	m
P	47.70	Tn
F <sub>y</sub>	42200	Tn/m <sup>2</sup>
D <sub>max</sub>	0.01	m
Ø <sub>pmax</sub>	3534.29	Tn
Ø <sub>pmax</sub> > P	OK	

### Corte en la Cabeza

$\emptyset$	0.75	
$\emptyset$ del Pin	0.05	m
Perímetro-pin	0.1571	m
P	47.70	Tn
Fcorte	12732.8	Tn/m <sup>2</sup>
espesor	0.02	m

### 3.8.3.-Conexiones de Corte

Los elementos de concreto y acero mantendrán conexión entre sí, por medio de elemento que permitan transmitir momentos y cortantes y que posean la rigidez suficiente para proporcionar la continuidad total que se considera en el análisis. Esto significa que no habrá puntos de cedencia locales con cargas permisibles, producidos por una fluencia local prematura.

### 3.8.4.-Juntas de Acceso

Para la junta de dilatación, se debe colocar tanto en el borde del estribo como en la placa del puente, con el objetivo de proteger los bordes, un ángulo metálico de 5"x5"x3/16", suficientemente anclado en el concreto.

## Capítulo IV – Cimentación

### 4.1.-Esfuerzos sobre el Terreno

Cada tipo de terreno tiene sus características propias y reacciones ante cargas externas de distintos modos. Algunos de los factores que influyen en la distribución de la reacción del terreno son: flexibilidad del cimiento respecto al suelo.

En un terreno granular se aprecia que la presión en los bordes de la cimentación y el tipo de terreno es menor que en la zona central debido a la presión ejercida por las cargas aplicadas tiende a desplazar el suelo en los extremos lo cual disminuye la reacción. Este desplazamiento depende de la profundidad de la cimentación. Si ésta es elevada, la fuerza ejercida por el peso propio del terreno impedirá que el suelo se desplace.

En el diseño, no es práctico considerar la distribución real de la reacción del suelo, por lo que se asumen dos hipótesis básicas:

- 1.- La cimentación es rígida.
- 2.- El suelo es homogéneo, elástico y aislado del suelo circundante.

Estas posiciones conllevan a que la distribución de la reacción del suelo, frente a las cargas transmitidas por la columna sea lineal, consideración que ha demostrado dar resultados conservadores.

Lo dispuesto en esta sección se aplicará al diseño de zapatas aisladas. Además será aplicable en zapatas combinadas y plateas de cimentación, en donde sea posible.

Las zapatas serán diseñadas para mantener las presiones máximas del suelo dentro de los valores admisibles. Para prevenir asentamientos diferenciales, la cimentación será diseñada con el fin de mantener la presión de contacto lo más uniformemente posible.

Las zapatas que soportan columnas o pilares no rectangulares serán diseñadas con la hipótesis que las columnas o pilares actúan como elementos cuadrados con un área equivalente para la ubicación de las secciones críticas de momento, corte y anclajes de refuerzo en las zapatas.

Las zapatas estarán empotradas a una profundidad suficiente para proporcionar la seguridad adecuada al tipo suelo y la protección contra la socavación.

Las cimentaciones serán diseñadas considerando el nivel freático mayor esperado, evaluándose su influencia sobre la capacidad de los suelos y los asentamientos. Para el caso de cimentaciones sometidas a fuerzas de levantamiento, será evaluadas la resistencia estructural y su resistencia al levantamiento.

Se considerará a las zapatas bajo la acción de fuerzas actuantes en dirección vertical hacia abajo debidas a las cargas impuestas, equilibradas por una distribución de presiones hacia arriba, ejercidas por los materiales de cimentación y distribuidas sobre el área de la zapata considerando la excentricidad de la resultante de las fuerzas actuantes.

Todas las fuerzas y momentos aplicados en la base de la columna o el pilar serán transferidos a la parte superior de la zapata mediante la acción conjunta del concreto y el refuerzo.

Las fuerzas laterales serán transferidas a la zapata de acuerdo a los mecanismos de corte y por tanto estará diseñada para una adecuada transferencia del cortante de la columna.

Las presiones sobre el concreto en la superficie de contacto no excederán la resistencia a la compresión especificada del concreto.

El refuerzo en la interfase entre la zapata y el elemento cimentado será proporcionado extendiendo el refuerzo longitudinal principal dentro la zapata o mediante elementos de refuerzo adicional, dimensionado y detallado de tal forma que satisfaga los siguientes requisitos:

- 1.- Transferir todas las fuerzas que exceden la resistencia correspondiente del concreto en el elemento cimentado o la cimentación.
- 2.- El área total del refuerzo del refuerzo no será menor que 0.5% del área neta del elemento cimentado, dado con un mínimo de 04 barras.
- 3.- Si se consideran condiciones de carga con levantamiento del elemento, la fuerza total de tracción será resistida por el refuerzo.

Se tomarán las provisiones necesarias de longitud de anclaje y de empalmes para las barras de refuerzo.

## 4.2.- Diseño de Cimentación

### 4.2.1.- Diseño de Zapatas

En nuestro caso tenemos dos tipos de zapatas para un mismo diseño: zapata aislada y zapata combinada, nombrándolas Caso I y Caso II, respectivamente.

El diseño de este tipo de cimentación involucra una serie de etapas las cuales se enumeran a continuación:

- 1.- Determinación de la presión neta del suelo y dimensionamiento de la zapata.
- 2.- Determinación de reacción amplificada del suelo.
- 3.- Verificación del corte por flexión y por punzonamiento.
- 4.- Cálculo del refuerzo por flexión o refuerzo longitudinal.
- 5.- Verificación de la conexión columna zapata.

Para el cálculo de la capacidad portante, se considerará al suelo formado por una grava areno arcillosa (GC-SP) por ser el tipo de suelo predominante. Los resultados de los ensayos de Peso Unitario realizados arrojan valores  $> 2.18 \text{ gr/cm}^3$ , determinándose así la alta compacidad que presenta el subsuelo.

Elemento	671	675	Und
P	-283.91	-295.21	Tn
V2	2.75	6.76	Tn
M3	10.34	10.36	Tn-m
V3	11.92	11.84	Tn
M2	14.69	1.38	Tn-m

#### CASO I

TOTAL		Und
P	-579.12	Tn
V2	9.51	Tn
M3	20.70	Tn-m

<b>eB</b>	<b>0.036</b>	<b>m</b>
-----------	--------------	----------

#### CASO II

Elemento	671	675	Und
P	-283.91	-295.21	Tn
V3	11.92	11.84	Tn
M2	14.69	1.38	Tn-m
<b>TOTAL</b>			<b>Und</b>
P	-579.12		Tn
V3	23.76		Tn
M2	29.74		Tn-m

<b>eL</b>	<b>0.051</b>	<b>m</b>
-----------	--------------	----------

#### 4.2.1.1.- Análisis de la Capacidad Portante por Asentamiento

$$\text{Para } B > 1.20 \text{ m.} \quad q_a = 0.064 \times N \times \left( \frac{B + 0.3}{B} \right)^2 \times F$$

$$F = f_{df} \times f_{nf} \times f_e \times F_d$$

Donde:

N : promedio de los SPT dentro de la profundidad activa de la cimentación, en el sondeo más desfavorable.

B : Ancho de la zapata, en metros.

$q_a$  : presión admisible por asentamiento (Kg/cm<sup>2</sup>)

$f_{df}$  : corrección por asentamiento.

$f_{nf}$  : corrección por profundidad de la napa freática.

$f_e$  : corrección por espesor del estrato.

$F_d$  : corrección por asentamiento tolerable.

##### Factor $f_{df}$

$$\text{Para } D_f/B < 0.5 \quad f_{df} = 1.0$$

$$\text{Para } 0.5 < D_f/B < 1 \quad f_{df} = 0.67 + 0.66 \times \frac{D_f}{B}$$

$$\text{Para } 1 < D_f/B < 5 \quad f_{df} = 1.1625 + 0.1675 \times \frac{D_f}{B}$$

$$\text{Para } D_f/B > 5 \quad f_{df} = 2$$

##### Factor $f_{nf}$

$$\text{Para } 0 < Z/B < 2 \quad f_{nf} = 0.5 + 0.25 \times \frac{Z}{B}$$

$$\text{Para } Z/B > 2 \quad f_{nf} = 1$$

**Factor fe**

No hay información suficiente. Se recomiendan los siguientes valores conservadores:

<b>E/B</b>	<b>fe para zapata</b>	
	<b>Continua</b>	<b>Cuadrada</b>
0.5	2.0	1.6
1.0	1.4	1.2
1.5	1.2	1.1
2.0	1.1	1.05
2.5	1.05	1.0
3	1.0	1.0

**Factor Fd**

$$F_d = D_h / 2.5$$

Donde :  $D_h$  = asentamiento tolerable, en cm. ( $D_h = 2.5$  cm.)

**Df** 3.35 m  
**E** 10 m  
**N60** 22

<b>B (m)</b>	<b>fdf</b>	<b>fnf</b>	<b>fe</b>	<b>Fd</b>	<b>F</b>	<b>qa (Kg/cm2)</b>	<b>qa (Tn/m2)</b>	<b>q'a (Tn/m2)</b>	
5	1.12	0.5	1.1	1	0.616	0.97453	<b>9.7453</b>	<b>25.5861</b>	<b><u>NO</u></b>
6	1.04	0.5	1.2	1	0.624	0.968648	<b>9.68648</b>	<b>17.4879</b>	<b><u>NO</u></b>
7	1.00	0.5	1.29	1	0.645	0.98767	<b>9.8767</b>	<b>12.7012</b>	<b><u>NO</u></b>
8	1.00	0.5	1.3	1	0.65	0.985127	<b>9.85127</b>	<b>9.63988</b>	<b><u>OK</u></b>

La zapata cumple con la dimensión de  $B = 8.0$  m.

#### 4.2.1.2.-Análisis de la Capacidad Portante por Corte

En este caso se tomara en cuenta la teoría de Brinch Hansen. Estas formulas proporcionan valores más exactos y se aplican a un rango mucho más amplio de condiciones de carga y geometría.

Hansen mantuvo el formato básico de Terzaghi y adicionó los siguientes factores:

$s_c, s_q, s_\gamma$  : factores de forma.

$d_c, d_q, d_\gamma$  : factores de profundidad.

$i_c, i_q, i_\gamma$  : factores de inclinación de carga.

$b_c, b_q, b_\gamma$  : factores de inclinación de la base.

$g_c, g_q, g_\gamma$  : factores de inclinación del terreno.

Para suelos con  $\emptyset > 0$ , tenemos:

$$q'u = C \cdot N'c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + \sigma' d \cdot (N'q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q - 1) + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N'\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

Para nuestro caso utilizaremos un factor de seguridad de  $FS = 3$ .  $q'c = q'u/3$

Donde :

$q'c$  : capacidad de carga por corte admisible.

$q'u$  : capacidad de carga por corte.

#### Diseño por Corte - Brinch Hansen

$q'a$	9.64	Tn/m <sup>2</sup>
$\gamma$ -terreno	2.18	Tn/m <sup>3</sup>
$\gamma'$ -terreno	1.18	Tn/m <sup>3</sup>
C(1)	1.00	Tn/m <sup>2</sup>
$\emptyset$ (2)	34.00	ángulo de fricción interna
$N'c$	42.20	
$N'q$	29.40	
$N'\gamma$	28.80	

(1) "VII CONGRESO NACIONAL DE MECÁNICA DE SUELOS E INGENIERÍA DE CIMENTACIONES". Comité Peruano de Mecánica de Suelos, Fundaciones y Mecánica de Rocas, del 6 al 10 de diciembre de 1993. Página 31.

(2) "Correlations of soil properties". M. Carter y S.P. Bentley. Editorial Pentech Press. U.S.A. 1991. Página 91.

Factores	c	q	$\gamma$
s	1.20	1.56	0.60
d	1.17	1.11	1.00
i - casoI	0.92	0.97	0.95
i - casoII	0.79	0.91	0.88
b	1.00	1.00	1.00
g	1.00	1.00	1.00

$$q'c = 107.52 \text{ Tn/m}^2 \gggg q'a \quad \underline{\underline{OK}}$$

$$q'c = 99.71 \text{ Tn/m}^2 \gggg q'a \quad \underline{\underline{OK}}$$

Por lo tanto las dimensiones de la zapata dadas para que cumplan por corte es aceptable. Entonces la zapata tendrá un área de 8 m x 8 m.

#### 4.2.1.3.-Diseño del Refuerzo de la Zapata

##### Reacción del suelo ante las cargas aplicadas

$$Q_{snu} = 9.64 \text{ Tn/m}^2$$

B	8.00	m
L	8.00	m
h	1.20	m
d	1.10	m
Ø-Columna	0.70	m
f'c	2800	Tn/m <sup>2</sup>
Ø- corte	0.85	
Ø- flexión	0.90	

##### Verificación de Corte por Flexión

La resistencia del concreto al corte por flexión es:

$$\phi V_c = \phi \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times B \times d$$

Donde:

B : ancho de la sección analizada.

D : peralte efectivo de la cimentación, generalmente h-0.10 m.

F'c : esfuerzo de compresión del concreto a los 28 días.

$\phi V_c$  : resistencia factorada del concreto al corte.

Vu : carga transmitida por la columna.

<b>Caso 1</b>		
Vu	630.48	Tn
ØVc	663.37	Tn
ØVc > Vu	<b>OK</b>	

<b>Caso 2</b>		
Vu	321.91	Tn
ØVc	663.37	Tn
ØVc > Vu	<b>OK</b>	

### Verificación de Corte por Punzonamiento

La resistencia del concreto al punzonamiento es igual a la menor determinada a través de las siguientes expresiones:

$$V_c \leq 0.27 \times \left( 2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d \quad (1)$$

$$V_c \leq 0.27 \times \left( 2 + \frac{\alpha_c \times d}{b_o} \right) \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d \quad (2)$$

$$V_c \leq 1.1 \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d \quad (3)$$

Donde:

Vc : resistencia del concreto al corte.

$\beta_c$  : cociente de la dimensión mayor entre la dimensión menor.

b<sub>o</sub> : perímetro de la sección crítica.

$\alpha_c$  : parámetro igual a 40 para columnas interiores, 30 para laterales y 20 para las esquinas.

b <sub>o</sub>	7.20	m
V <sub>c1</sub>	2146.94	Tn
V <sub>c2</sub>	2902.34	Tn
V <sub>c3</sub>	1457.80	Tn

<b>Caso I</b>		
Vu	630.48	Tn
ØVc	1239.13	Tn
ØVc > Vu	<b>OK</b>	

<b>Caso II</b>		
Vu	321.91	Tn
ØVc	1239.13	Tn
ØVc > Vu	<b>OK</b>	

### Refuerzo Longitudinal por Flexión

Tomando los momentos que llegan de la columna:

M - Caso I	M - Caso II
630.480	307.800

<u>Refuerzo en la Dirección L-L</u>			<u>Refuerzo en la Dirección B-B</u>		
<b>Acero Inferior</b>			<b>Acero Inferior</b>		
Mu	630.48	Tn-m	Mu	307.8	Tn-m
Base (b)	8	m	Base (b)	8	m
Altura (h)	1.2	m	Altura (h)	1.2	m
Área	9.6	m <sup>2</sup>	Área	9.6	m <sup>2</sup>
d'	0.1	m	d'	0.1	m
ρ(cálculo)	0.0034		ρ(cálculo)	0.0016	
ρ-necesario	0.0034		ρ-necesario	0.0018	
As	0.0323	m <sup>2</sup>	As	0.0173	m <sup>2</sup>
As	326.4	cm <sup>2</sup>	As	173.4	cm <sup>2</sup>
<b>Revisión</b>			<b>Revisión</b>		
ØMn	694.9040	Tn-m	ØMn	369.1677	Tn-m
ØMn>Ml-l	<b>SÍ</b>		ØMn>Mb-b	<b>SÍ</b>	
<b>Ø 1" 64 barras cada 12.5 cm.</b>			<b>Ø 1" 36 barras cada 22.5 cm.</b>		

### Verificación de la Conexión Columna-Zapata

Las cargas que se transmiten a través de las columnas deben ser adecuadamente transferidas a la cimentación. Esta transferencia se efectúa a través del concreto y en caso de ser necesario haciendo uso de refuerzo. Para la transferencia de fuerzas, el concreto trabaja a compresión pura. El aplastamiento en la superficie de contacto entre columna y cimiento no deberá exceder la resistencia dada por:

$$\phi P_n = \phi \times 0.85 \times f'_c \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \times A_1$$

Donde:

A<sub>2</sub> : área de la cimentación.

A<sub>1</sub> : área de contacto de la columna.

Sí:  $\sqrt{A2/A1} \leq 2.00$ , entonces no necesita refuerzo.

A2	64.00	m2
A1	0.38	m2
ØPn	8268.14	Tn
ØPn > Pu	OK	

#### 4.2.2.- Diseño del Estribo

Los estribos son muros de sostenimiento que además de las cargas propias de éste, resisten las cargas provenientes de la superestructura del puente.

Los estribos generalmente están sometidos al empuje activo y pasivo del suelo, a su peso propio y del relleno, a la reacción vertical del terreno, a la fricción en la base y, eventualmente a sobrecarga en el relleno y subpresión. Además, de la fuerza sísmica. Por lo cual se debe comprobar la estabilidad, en los siguientes aspectos:

- Presión sobre el terreno de fundación.
- Estabilidad al volcamiento.
- Estabilidad al deslizamiento.

Cuando se comprueba la presión sobre el terreno, debe tratarse de que la resultante de las fuerzas pase por el tercio medio de la base, con el objeto de evitar una gran concentración de esfuerzos de la base que podría originar asentamientos diferenciales.

$$\sigma 1 = \left( \frac{P}{L \times B} \right) \times \left( 1 + \frac{6 \times e}{B} \right), Tn / m2 \quad \sigma 2 = \left( \frac{P}{L \times B} \right) \times \left( 1 - \frac{6 \times e}{B} \right), Tn / m2$$

Donde:

P : resultante vertical en Tn.

e : excentricidad con relación al centro de gravedad del cimiento en m.

L : ancho de la base en m.

B : longitud de la base en m.

Para que el muro de sostenimiento sea estable, deben garantizarse que: el muro no se voltee, el muro no se deslice, la reacción del suelo generada por las cargas aplicadas sobre el muro no exceda el esfuerzo admisible del mismo.

La estabilidad al volcamiento, se comprueba calculando el factor de seguridad al volcamiento:

$$FSV = \frac{\text{MomentoEstabilizador}}{\text{MomentodeVolcamiento}} \geq 2.00$$

La estabilidad al deslizamiento, se comprueba calculando el factor de seguridad al deslizamiento:

$$FSV = \frac{\text{Fuerza.que.se.opone.al.deslizamiento}}{\text{Fuerza.que.produce.el.deslizamiento}} \geq 1.50$$

$$E = Kh \times \gamma_s \times g \times Z$$

Donde:

E : empuje básico de tierras (Tn/m<sup>2</sup>)

Kh : coeficiente de presión lateral de tierras.

$\gamma_s$  : densidad del suelo (Tn/m<sup>3</sup>)

Z : profundidad bajo la superficie del suelo (m)

g : aceleración de la gravedad (m/seg<sup>2</sup>)

$$K_a = \frac{\cos^2(\Phi - \beta)}{\cos^2 \beta \times \cos(\beta - \delta) \times \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\Phi - \delta) \times \text{sen}(\Phi - i)}{\cos(\beta - \delta) \times \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\Phi - \beta - \emptyset)}{\cos \emptyset \times \cos^2 \beta \times \cos(\beta + \delta + \emptyset) \times \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\Phi + \delta) \times \text{sen}(\Phi - i - \emptyset)}{\cos(\beta + \delta + \emptyset) \times \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

K<sub>a</sub> : coeficiente de empuje activo.

$\Phi$  : ángulo de fricción interna.

$\delta$  : ángulo de fricción entre el relleno y el muro.

$i$  : ángulo de inclinación del relleno respecto a un eje horizontal.

$\beta$  : ángulo de inclinación del respaldo interno del muro respecto a un eje vertical.

#### 4.2.2.1.- Diseño del Estribo por Esfuerzo del Terreno

<b>Esfuerzo del Terreno (promedio) = 22.00 Tn/m<sup>2</sup></b>	
$\Phi^\circ = 34.000$	$\delta^\circ = 19.000$
$\gamma_{\text{rell}} = 1.7 \text{ Tn/m}^3$	$\gamma_{\text{conc}} = 2.55 \text{ Tn/m}^3$
$k_v = \beta = i = 0$	$\emptyset^\circ = 11.310$
$A = 0.400$	$k_h = A / 2 = 0.200$
<b><math>K_a = 0.255</math></b>	<b><math>K_{ae} = 0.394</math></b>
$H = 8.01 \text{ m}$	$P_{\text{E-activo}} = 3.74 \text{ Tn/m}^2$
$B = 10.40 \text{ m}$	$P_{\text{E-sísmico}} = 5.77 \text{ Tn/m}^2$

Elementos	W <sub>vi</sub> (Tn/m <sup>2</sup> )	W <sub>hi</sub> (Tn/m <sup>2</sup> )	x – giro (m)	y – giro (m)	M x-giro (Tn-m)	M y-giro (Tn-m)
Zapata	161.000	32.200	2.800	-	450.8	-
Pantalla	35.800	7.160	1.300	-	46.54	-
Muro lateral	31.660	6.332	3.760	-	119.0416	-
Viga	24.230	4.846	1.635	-	39.61605	-
Alas - Viga	5.100	1.020	1.400	-	7.14	-
Terreno	363.850	-	3.760	-	1368.076	-
F-normal	95.400	-	1.800	-	171.72	-
F-frenado	-	31.480	-	7.260	-	228.5448
E-activo	-	122.280	-	3.744	-	457.814758
E-sísmico	-	66.437	-	5.386	-	357.832197
<b>Suma</b>	<b>717.040</b>	<b>271.755</b>			<b>2202.934</b>	<b>1044.192</b>

<b>Total de M. de Volteo = 1044.191755 Tn-m</b>
<b>Total de M. Resistente Volteo = 2202.93365 Tn-m</b>
<b>FSV = 2.11 &gt; 2.00 OK</b>

<b>Fuerza deslizamiento = 271.755 Tn</b>
<b>Normal Fuerza Vertical = 778.4802616 Tn</b>
<b>Fuerza Anti deslizamiento(fricción) = 525.0915667 Tn</b>
<b>FSD = 1.93 &gt; 1.50 OK</b>

<b>Mr = 579.37 Tn-m</b>	<b><math>\sigma_1 = 20.51 \text{ Tn/m}^2 \text{ OK}</math></b> <b><math>\sigma_2 = 5.09 \text{ Tn/m}^2 \text{ OK}</math></b>
<b>Fr = 824.55 Tn</b>	
<b>e = 0.70 m</b>	

#### 4.2.2.1.- Diseño del Refuerzo del Estribo

<b>Refuerzo Vertical</b>			
Mu	69.35	Tn-m	<b>Refuerzo Horizontal Interior y Exterior</b>
Base (b)	8.4	m	As horizontal abajo = $0.0025 \cdot b \cdot h = 12.5 \text{ cm}^2$
Altura (h)	0.5	m	Altura a distribuir (h/3) = 2.67 m
Área	0.5	m <sup>2</sup>	<b>Ø 1/2" cada 25 cm</b>
d'	0.06	m	
$\alpha$	0.0562		As horizontal arriba = $0.0025 \cdot b \cdot h' = 7.5 \text{ cm}^2$
$\rho$ (cálculo)	0.0011		Altura a distribuir ( $2xh/3$ ) = 5.34 m
$\rho$ -necesario	0.0025		<b>Ø 1/2" cada 45 cm</b>
As	0.0105	m <sup>2</sup>	
As	105.78	cm <sup>2</sup>	<b>Revisión por Corte</b>
			Vu = 35.77 Tn
<b>Revisión</b>			ØVc = 37.69 Tn
a	0.0223	m	ØVc > Vu OK
ØMn	172.2858	Tn-m	
ØMn > Mh-h	<b>SÍ</b>		
<b>Ø 1/2" 82 barras</b>			
<b>Ø 1/2" cada 10 cm</b>			

Refuerzo en el Talón Posterior			En la Otra Dirección Acero mínimo
Mu	38.45	Tn-m	As = 12.6 cm <sup>2</sup>
Base (b)	1	m	Ø 1" cada 40cm
Altura (h)	0.7	m	
Área	0.7	m <sup>2</sup>	<b>Revisión por Corte</b>
d'	0.06	m	Vu = 26.87 Tn
α	0.0562		ØVc = 52.77 Tn
ρ(cálculo)	0.0025		ØVc > Vu OK
ρ-necesario	0.0025		
As	0.0018	m <sup>2</sup>	
As	20.4	cm <sup>2</sup>	
<b>Revisión</b>			
a	0.0362	m	
ØMn	32.68	Tn-m	
ØMn>Mh-h	<b>SÍ</b>		
<b>Ø 1" 4 barras</b>			
<b>Ø 1" cada 20 cm</b>			

Refuerzo en el Talón Delantero			En la Otra Dirección Acero mínimo
Mu	20.36	Tn-m	As = 12.6 cm <sup>2</sup>
Base (b)	1	m	Ø 1" cada 40cm
Altura (h)	0.7	m	
Área	0.7	m <sup>2</sup>	<b>Revisión por Corte</b>
d'	0.06	m	Vu = 15.36 Tn
α	0.0562		ØVc = 52.77 Tn
ρ(cálculo)	0.0013		ØVc > Vu OK
ρ-necesario	0.0018		
As	0.0013	m <sup>2</sup>	
As	15.3	cm <sup>2</sup>	
<b>Revisión</b>			
a	0.0271	m	
ØMn	24.779	Tn-m	
ØMn>Mh-h	<b>SÍ</b>		
<b>Ø 1" 3 barras</b>			
<b>Ø 1" cada 30 cm</b>			

## **Capítulo V – Consideraciones del Comportamiento Integral**

### **5.1.-Propuesta del Proceso Constructivo**

Una vez se define el procedimiento constructivo, hay necesidad de verificar todos los esfuerzos transitorios causados por el proceso en sí, y definir los esfuerzos que se presentaran a lo largo de la ejecución de este proyecto.

En este caso el procedimiento constructivo se inicia de la cimentación de la estructura (infraestructura.) Iniciando por los pilares, en ambos lados, seguidamente se inicia la fundición de los estribos. De igual forma se debe ir avanzando con la fabricación de la superestructura. Una vez concluida la fabricación de la infraestructura, se inicia el montaje del falso puente, cuya función es la de soportar el peso muerto de la superestructura (sólo viga metálica).

La fabricación de la viga metálica no es curva; son tramos rectilíneos que forman una poligonal circunscrita a un arco. Los radios de curvaturas se especifican en los planos. Se construirán secciones de 3.00 ml. En total, se fabricaran 14 unidades de secciones cajón de peralte variable y longitud de 3.00m.

El montaje, de la viga metálica, se llevará a cabo por medio de 02 grúas telescópicas con capacidad de 60 toneladas como mínimo. El izaje se iniciara en los estribos; en forma simultánea. Los elementos metálicos prefabricados serán acoplados y unidos con soldadura.

A medida que se produce el montaje de la viga metálica, se desarrollan los trabajos de construcción de las rampas de acceso al puente.

La losa de rodadura y veredas, serán vaciadas en forma monolítica.

### **5.2.-Análisis del Comportamiento Dinámico**

El propósito de los requisitos dinámicos es el de minimizar los daños causados en los puentes por los efectos de sismo. De la misma manera se tomará en cuenta como valores de comparación frente a los valores de carga utilizados en el análisis estático.

En este caso el coeficiente de aceleración “A” (determinado del mapa de iso-aceleraciones) es equivalente a 0.44, equivalente a un periodo de recurrencia de aproximadamente 475 años.

La categoría de la estructura, para efectos de establecer los procedimientos mínimos de análisis, así como para determinar los coeficientes de modificación de la respuesta en distintos casos, por lo cual este proyecto se considera como Puente crítico. Tomando en cuenta que el valor de  $A = 0.44$ , se define que el proyecto se ubica en la zona sísmica 4.

El proyecto se elaboró tomando en cuenta un Suelo Perfil Tipo III, tomando como coeficiente de sitio  $S = 1.5$ . Tomando en cuenta lo descrito anteriormente, el espectro suavizado de diseño, expresado como fracción de la gravedad está dada por la siguiente ecuación:

$$C_{sm} = \frac{1.2 \times A \times S}{T_n^{2/3}} \leq 2.0 \times A$$

Donde :

$C_{sn}$  : máxima aceleración horizontal, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad.

$A$  : coeficiente de aceleración, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad.

$S$  : coeficiente adimensional que representa las características del perfil del suelo.

$T_n$  : periodo de vibración del “n-ésimo” modo (s).

El factor de modificación de respuesta  $R$ , para la subestructura, es igual a  $R = 1.5$ .

El análisis de comportamiento dinámico se realizó mediante un modelo tridimensional, para la estructura principal, con los cuales se obtuvieron las solicitaciones sísmicas de la estructura con la ayuda del programa SAP2000-V8.12. Este modelo se analizó, con el espectro de diseño preparado para el proyecto. Por tratarse de un análisis modal fue necesario considerar un número alto de frecuencias para logra una participación de la masa del más del 90%.

**Tabla 5.2.1 – Valores del Espectro de Diseño**

<b>T</b>	<b>Csn</b>	<b>Sa = (Csn x g)/ R</b>
0.001	79.2	5.86666667
0.6	1.11333112	5.86666667
0.8	0.91903459	5.86666667
1	0.792	5.28
1.2	0.70135466	4.6756977
1.6	0.57895551	3.85970341
2	0.49892874	3.32619157
2.4	0.44182575	2.94550498
2.8	0.39867576	2.65783838
3	0.38075389	2.53835924
3.6	0.33717615	2.247841
4	0.31430541	2.09536939
4.4	0.29495566	1.96637105
5	0.27086019	1.8057346
5.4	0.25731356	1.71542374
6	0.23985992	1.59906612
6.6	0.22509329	1.50062196
7	0.2164345	1.44289666
7.6	0.20488781	1.36591873
8	0.198	1.32
9	0.18304738	1.22031584
10	0.17063123	1.13754152

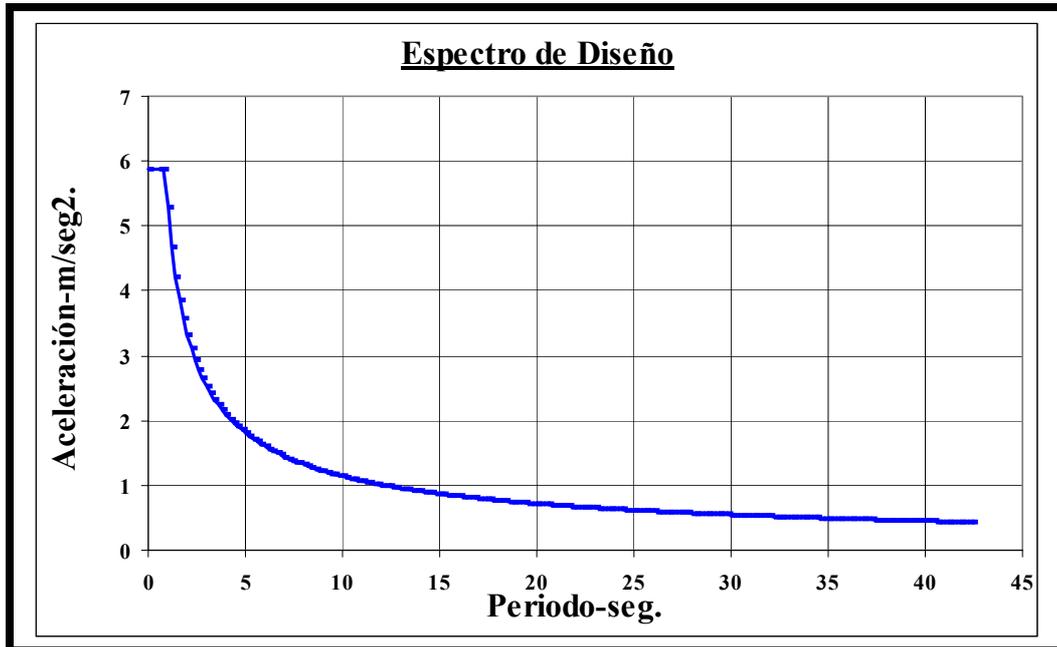


Figura 5.2.1 – Espectro de Diseño

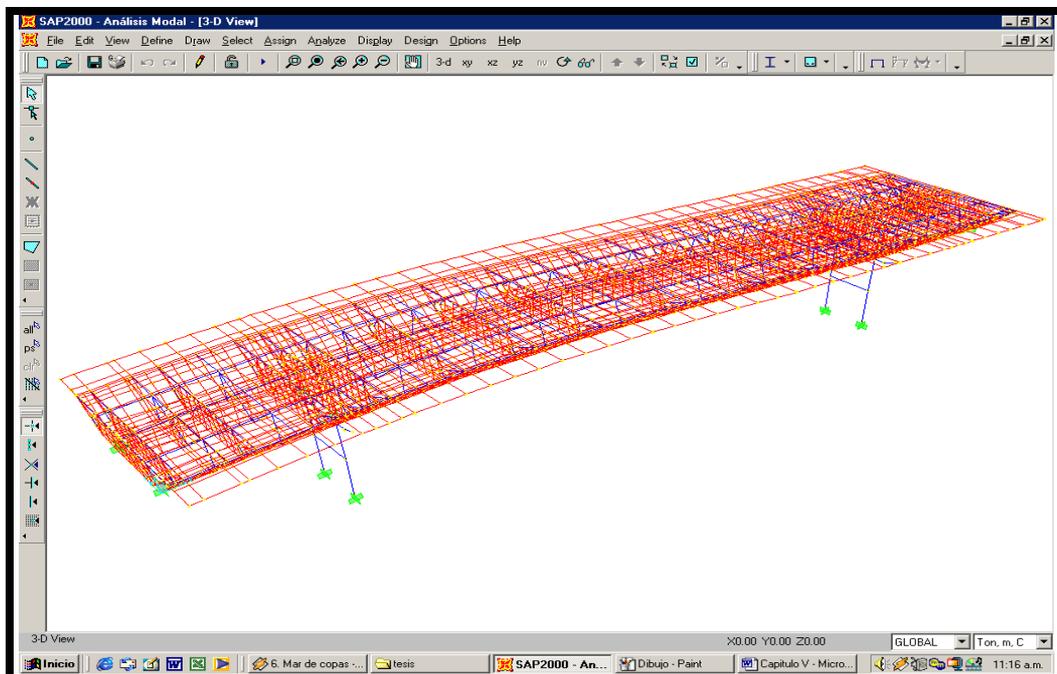


Figura 5.2.2 – Modelo Tridimensional para Análisis Dinámico

El análisis de comportamiento dinámico, se realizó con la finalidad de comprobar los valores de carga sísmica utilizado en el análisis estático. Siendo el comportamiento general de la estructura dependiente básicamente de los dos pares de pilas principales, las cuales gobiernan el movimiento debido a acción sísmica.

Los datos utilizados en el desarrollo del análisis son los que se muestran en los recuadros siguientes, tomándose en cuenta que se utilizaron un total de 30 modos de vibrar con la finalidad de obtener el 90% de la masa participante en sus tres direcciones.

El cuadro inferior muestra los valores utilizados de las fuerzas dinámicas utilizadas según la dirección de análisis.

**Tabla 5.2.2 – Combinación de Cargas**

<b>Combo Name</b>	<b>Combo Type</b>	<b>Case Type</b>	<b>Case Name</b>	<b>Scale Factor</b>
SIS-XX	Linear Add	Response Spectrum	SISMOXX-ABS	0.25
SIS-XX		Response Spectrum	SISMOXX-SRSS	0.75
SIS-YY	Linear Add	Response Spectrum	SISMOYY-ABS	0.25
SIS-YY		Response Spectrum	SISMOYY-SRSS	0.75

Tomando en cuenta los parámetros empleados para este análisis dinámico, podemos describir los siguientes valores obtenidos:

Por tratarse de un análisis modal fue necesario considerar un número alto de frecuencias para lograr una participación de la masa de más del 90%. Por lo cual:

El modo de vibrar para la dirección X-X, es el modo 7. Con un periodo de 0.05872 segundos.

En la dirección Y-Y, es el modo de vibrar 24 y con un periodo de 0.0282 segundos.

Siendo en la dirección Z-Z, su forma de vibrar en el modo 11 y con un periodo de vibración de 0.04411 segundos.

Tabla 5.2.3 – Participación de Masas

Output Case	Step Type	Step Num	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
MODAL	Mode	1	0.18873	0.0167510	<b>0.4146110</b>	0.0000007	0.0167510	0.4146110	0.0000007
MODAL	Mode	2	0.17930	0.0000000	0.0000012	<b>0.5093040</b>	0.0167510	0.4146120	0.5093050
MODAL	Mode	3	0.10589	0.0042940	<b>0.3779160</b>	0.0000000	0.0210450	0.7925290	0.5093050
MODAL	Mode	4	0.09218	0.0000011	0.0000030	0.0020440	0.0210460	0.7925320	0.5113490
MODAL	Mode	5	0.08402	0.0951010	0.0001640	0.0000000	0.1161470	0.7926960	0.5113490
MODAL	Mode	6	0.06038	0.0172510	0.0043380	0.0000120	0.1333990	0.7970340	0.5113610
<b>MODAL</b>	<b>Mode</b>	<b>7</b>	<b>0.05872</b>	<b>0.7988300</b>	0.0189770	0.0000001	<b>0.9322290</b>	0.8160110	0.5113610
MODAL	Mode	8	0.05376	0.0000013	0.0000004	<b>0.3734900</b>	0.9322300	0.8160110	0.8848510
MODAL	Mode	9	0.04927	0.0000000	0.0000009	0.0022290	0.9322300	0.8160120	0.8870800
MODAL	Mode	10	0.04828	0.0273880	0.0011070	0.0000002	0.9596180	0.8171200	0.8870800
<b>MODAL</b>	<b>Mode</b>	<b>11</b>	<b>0.04411</b>	0.0000022	0.0000001	<b>0.0246580</b>	0.9596200	0.8171200	<b>0.9117390</b>
MODAL	Mode	12	0.04162	0.0000002	0.0000006	0.0229020	0.9596200	0.8171200	0.9346400
MODAL	Mode	13	0.03790	0.0055040	0.0094260	0.0000005	0.9651250	0.8265470	0.9346410
MODAL	Mode	14	0.03656	0.0000005	0.0000001	0.0006090	0.9651250	0.8265470	0.9352500
MODAL	Mode	15	0.03612	0.0068840	0.0000130	0.0000000	0.9720090	0.8265600	0.9352500
MODAL	Mode	16	0.03357	0.0060570	0.0055100	0.0000004	0.9780660	0.8320700	0.9352500
MODAL	Mode	17	0.03242	0.0000012	0.0000004	0.0014820	0.9780670	0.8320700	0.9367330
MODAL	Mode	18	0.03202	0.0000000	0.0000000	0.0010430	0.9780670	0.8320700	0.9377760
MODAL	Mode	19	0.03097	0.0000047	0.0024620	0.0000340	0.9780710	0.8345320	0.9378090
MODAL	Mode	20	0.03015	0.0011310	0.0552720	0.0003720	0.9792020	0.8898040	0.9381810
MODAL	Mode	21	0.03013	0.0001340	0.0028530	0.0134860	0.9793360	0.8926560	0.9516670
MODAL	Mode	22	0.02937	0.0014310	0.0071430	0.0000410	0.9807670	0.8998000	0.9517090
MODAL	Mode	23	0.02927	0.0000770	0.0003120	0.0013480	0.9808440	0.9001110	0.9530570
<b>MODAL</b>	<b>Mode</b>	<b>24</b>	<b>0.02820</b>	0.0000006	<b>0.0343690</b>	0.0000007	0.9808450	<b>0.9344800</b>	0.9530580
MODAL	Mode	25	0.02779	0.0000006	0.0000280	0.0010020	0.9808450	0.9345080	0.9540600
MODAL	Mode	26	0.02740	0.0000002	0.0030550	0.0000009	0.9808460	0.9375640	0.9540610
MODAL	Mode	27	0.02703	0.0000003	0.0000890	0.0004610	0.9808460	0.9376530	0.9545220
MODAL	Mode	28	0.02639	0.0014270	0.0018770	0.0000450	0.9822730	0.9395300	0.9545670
MODAL	Mode	29	0.02638	0.0001480	0.0002050	0.0002350	0.9824220	0.9397350	0.9548020
MODAL	Mode	30	0.02580	0.0000240	0.0101010	0.0000000	0.9824460	0.9498360	0.9548020

Tabla 5.2.4 – Periodos y Frecuencias

Output Case	Step Type	Step Num	Periodo	Frequency
MODAL	Mode	1	0.18873	5.29869
MODAL	Mode	2	0.17930	5.57741
MODAL	Mode	3	0.10589	9.44357
MODAL	Mode	4	0.09218	10.84821
MODAL	Mode	5	0.08402	11.90219
MODAL	Mode	6	0.06038	16.56082
<b>MODAL</b>	<b>Mode</b>	<b>7</b>	<b>0.05872</b>	<b>17.03132</b>
MODAL	Mode	8	0.05376	18.60122
MODAL	Mode	9	0.04927	20.29664
MODAL	Mode	10	0.04828	20.71320
<b>MODAL</b>	<b>Mode</b>	<b>11</b>	<b>0.04411</b>	<b>22.67062</b>
MODAL	Mode	12	0.04162	24.02634
MODAL	Mode	13	0.03790	26.38376
MODAL	Mode	14	0.03656	27.34901
MODAL	Mode	15	0.03612	27.68722
MODAL	Mode	16	0.03357	29.79094
MODAL	Mode	17	0.03242	30.84223
MODAL	Mode	18	0.03202	31.22655
MODAL	Mode	19	0.03097	32.28888
MODAL	Mode	20	0.03015	33.17179
MODAL	Mode	21	0.03013	33.19555
MODAL	Mode	22	0.02937	34.04625
MODAL	Mode	23	0.02927	34.16188
<b>MODAL</b>	<b>Mode</b>	<b>24</b>	<b>0.02820</b>	<b>35.46076</b>
MODAL	Mode	25	0.02779	35.98359
MODAL	Mode	26	0.02740	36.49285
MODAL	Mode	27	0.02703	36.99569
MODAL	Mode	28	0.02639	37.89547
MODAL	Mode	29	0.02638	37.91279
MODAL	Mode	30	0.02580	38.76526

Los valores de las fuerzas resultantes para la dirección X-X e Y-Y; son:

Tabla 5.2.5 – Resultados de Fuerzas Combinadas

Output Case	Case Type	Step Type	Global FX	Global FY	Global FZ
SIS-XX	Combinación	Max	228.3855	50.9017	0.7151
SIS-XX	Combinación	Min	-228.3855	-50.9017	-0.7151
SIS-YY	Combinación	Max	50.901	177.8135	2.6378
SIS-YY	Combinación	Min	-50.901	-177.8135	-2.6378

Sin tomar en cuenta los valores de fuerzas dinámicas en la dirección Z-Z. Los pares de fuerzas tanto en la dirección X-X e Y-Y, son de:

Fuerza de sismo en la dirección X-X:

$$F_x = \pm 228.3855 \text{Tn.} < \Xi \Xi \Xi > F_y = \pm 50.9017 \text{Tn.}$$

Fuerza de sismo en la dirección Y-Y:

$$F_x = \pm 50.9010 \text{Tn.} < \Xi \Xi \Xi > F_y = \pm 177.8135 \text{Tn.}$$

Tomando en cuenta que el peso de la estructura final es de 461.06 Ton. La fuerza sísmica máxima esta en el orden del 50% en la dirección X-X y del 39% en Y-Y, con respecto a la participación del peso total de la estructura. Esto se debe a la antisimetría que presenta el proyecto en forma geométrica.

## 5.3.-Detalles Constructivos

### 5.3.1.-Movimiento de Tierras

Los trabajos de movimiento de tierras abarcan el suministro y puesta a disposición de todos los equipos, materiales y demás implementos, así como también el personal que sea necesario para realizar todos los trabajos pertinentes, en cuanto a excavaciones, acarreo y descarga del material excedente; igualmente comprende la protección de las excavaciones, todos los cortes y refines de taludes así como la preparación del fondo de las excavaciones para las obras que se van a erigir sobre él. También están incluidos los trabajos y operaciones de compactación, investigaciones de mecánica de suelos, así como todas las demás labores auxiliares y/o complementarias.

### 5.3.2.-Falso-Puente

El falso-puente será diseñado para proporcionar la rigidez y resistencia suficiente para soportar con seguridad todas las cargas impuestas y producir en la estructura final la geometría y las formas indicadas en los planos, sin que se produzcan asentamientos.

La carga de diseño del falso-puente será la suma de cargas verticales muertas y sobrecargas y la carga horizontal prevista, considerando los pesos del material de construcción por soportar, el peso propio del falso-puente, los equipos a emplear y la secuencia de construcción.

Durante la etapa de construcción del puente, deberán monitorearse con cuidado el falso-puente y sus cimientos, para controlar los asentamientos y otras deformaciones.

### **5.3.3.-Encofrados**

Los trabajos a ser considerados consistirán en el suministro de toda la mano de obra, materiales y equipos y en la realización de toda la obra para el diseño, provisión, fabricación, almacenamiento, transporte, instalación y desmontaje de los encofrados para la ejecución de losas, muros, escaleras, estribos del puente conforme a planos.

Para dichos diseños se tomará un coeficiente aumentativo de impacto, igual al 50% del empuje del material que deba ser recibido por el encofrado. En el cálculo del empuje hidrostático a ser usado en el diseño de los encofrados, se considerará la velocidad máxima de colocación del concreto, los efectos de vibración, la temperatura del concreto y cualquier uso previsto de aditivos en la mezcla del concreto. Los encofrados también harán posible la textura superficial requerida para el concreto, sin reducir la uniformidad en el color de las superficies formadas.

### **5.3.4.-Obras de Concreto**

Las obras de concreto comprenderán el aporte de la mano de obra, materiales y equipos y la realización de todos los trabajos para el suministro de insumos, transporte, colocación, acabado, curado y protección del concreto, la protección del concreto, conforme a los planos, a estas especificaciones.

El concreto consistirá en una mezcla de cemento, agregados finos y gruesos, agua, y cuando sea autorizado, aditivos. La mezcla deberá ser diseñada a fin de obtener un concreto de las características especificadas y de acuerdo a las condiciones necesarias de cada elemento de la estructura.

La dosificación de los componentes de la mezcla se hará preferentemente al peso, determinando previamente el contenido de los agregados para efectuar el ajuste correspondiente en la cantidad de agua de la mezcla.

### **5.3.5.-Armadura de Refuerzo**

Los trabajos comprendidos en esta sección consistirán en el suministro de toda la mano de obra, materiales y equipos y en la realización de toda la obra para la provisión, almacenamiento, transporte, de la lista detalladas por cada tipo para su habilitación en obra, limpieza, instalación y fijación en la posición indicada del acero de refuerzo y mallas soldadas de acero de refuerzo, conforme a los planos.

El acero estará formado por barras corrugadas de diámetros establecidos en el proyecto, debiendo estar conforme a lo establecido para barras de acero usualmente en la práctica y en las especificaciones técnicas generales.

### **5.3.6.-Estructuras Metálicas**

El alcance de los trabajos comprenderá la provisión de toda labor, planta, equipos y materiales y la ejecución de todos los trabajos necesarios para el diseño de detalle, manufactura, ensamble en fábrica, pintura, ensayos, despacho, instalación, supervisión, pruebas de aceptación, puesta en operación y garantía de las estructuras de acero.

Los componentes de la estructura metálica serán preparados en talleres certificados para tales trabajos, para su posterior ensamblaje e instalación en obra, de acuerdo a los detalles de geometría y uniones presentados en los planos.

El Ingeniero de Proyecto en terreno tiene la responsabilidad de interpretar los requerimientos establecidos en los documentos de diseño respecto de los trabajos realizados en campo.

### **5.4.-Recomendaciones**

Los puentes son una parte importante del patrimonio en infraestructura del país, ya que son puntos medulares en una red vial para la transportación en general y en consecuencia para el desarrollo de los habitantes. Preservar este patrimonio de una degradación prematura es, pues, una de las tareas más importantes de cualquier administración de carreteras sea pública o privada.

Para ello hay que dedicar medios humanos y técnicos suficientes que permitan tener un conocimiento completo y actualizado de su estado, que permita definir el volumen de recursos necesarios para su conservación, y garanticen el empleo óptimo y eficaz de dichos recursos.

En el terreno de la normatividad también sería útil ampliar la existencia sobre productos de reparación y protección del concreto. En relación con dichos productos también hay que promover la formación de equipos y empresas especializadas en su aplicación que se sumen a las que ya están en el mercado.

La conservación de puentes es muy viable; se ha demostrado, a través de varios puentes que se creían inservibles, en la práctica, que con la aplicación del proceso de conservación se arrojan datos exitosos.

Se ha demostrado que los productos y procedimientos empleados en la conservación de puentes han evolucionado en tal forma que las estructuras mejoran su capacidad de resistencia, mucho más que en un estado original.

Se deben proponer períodos de supervisión más cortos para los puentes (cada 6 meses).

## **5.5.-Pautas para el Mantenimiento Preventivo**

### **5.5.1.- Mantenimiento Rutinario**

Las tareas de conservación se pueden clasificar en: ordinarias y extraordinarias, en función de que sean labores que se deban llevar a cabo con una periodicidad fija o de que haya que efectuarlas sólo cuando la evolución del estado del elemento a conservar lo demande.

Del primer grupo (ordinarias), se refieren básicamente a la de inspección, limpieza y pintura; mientras que las del segundo (extraordinarias) abarcan un amplio campo que va desde la rehabilitación del concreto degradado hasta la renovación de elementos de equipamiento como juntas, impermeabilización, etc.

### **5.5.2.- Definición**

El mantenimiento rutinario lo comprenden aquellas actividades de mantenimiento en los puentes que pueden ser realizadas por el personal de las residencias de conservación.

Dichas actividades son:

- Señalización, pintura, alumbrado, etc.
- Limpieza de acotamientos, drenes, lavaderos y coronas de pilas, estribos, caballetes, etc.
- Limpieza y rehabilitación de conos de derrame incluida su protección, enrrocamiento o zampeado.
- Limpieza y rehabilitación del cauce.
- Recarpeteo de los accesos del puente.
- Protección contra la socavación.
- Reacondicionamiento de parapetos dañados.
- Limpieza o rehabilitación de las juntas de dilatación.
- Limpieza o protección de apoyos

### **5.5.3.- Acciones más Comunes**

Las acciones del mantenimiento rutinario más comunes son las siguientes:

Limpieza de drenes, limpieza de juntas, pequeños rellenos en zonas erosionadas en los terraplenes de acceso, limpieza en zona de apoyos, pintura de barandillas, señalamientos, etc.

Todas estas operaciones se llevan a cabo por los equipos encargados del mantenimiento ordinario de la carretera.

Barreras de seguridad y barandillas. El mantenimiento y renovación de las barreras de seguridad doble-onda en las estructuras está sujeto a los mismos condicionantes que en el resto de la carretera. Únicamente se da el problema diferencial de la oxidación.

Aceras y canalizaciones. La corrosión de los anclajes que unen las piezas a la estructura, los movimientos diferenciales, los usos de explotación diferentes a los previstos inicialmente, etc. , unidos a los defectos de la colocación inicial, dan lugar a bastantes reparaciones algunas muy costosas y complejas. Además, en ocasiones, el concreto con el que se construyeron estos elementos es de menor calidad que el empleado en la estructura por lo que en aceras e impostas se dan comparativamente bastantes problemas de deterioro.

El pavimento. Normalmente la vida de las mezclas asfálticas sobre tableros es mucho más dilatada que en pavimentos normales produciéndose la rotura al cabo de los años por cuarteos debidos al propio envejecimiento de la mezcla y el despegue propiciado por el agua que escurre entre el pavimento y la losa.

Por otra parte es obvia la conveniencia de no reparar el pavimento añadiendo una capa sobre la existente por lo que supone de sobrecarga y en muchos casos la anulación de bordillos, drenes y juntas de dilatación.

Por consiguiente las acciones de conservación que se llevan a cabo sobre el pavimento de los puentes consisten en el sellado de grietas o el extendido de capas finas a base de lechadas asfálticas que regeneran las características superficiales y a la vez que mejoran la impermeabilidad de las losas.

En otros casos es necesario eliminar el pavimento existente mediante fresado o demolición, y extender una nueva capa de mezcla asfáltica previa renovación o implantación de la correspondiente capa de impermeabilización.

#### **5.5.4.- Reparaciones**

Reparaciones dentro del mantenimiento se consideran las siguientes acciones:

Sellado de fisuras, inyección de fisuras, saneo de concreto degradado, reposición de concreto, limpieza de armaduras, impermeabilización del tablero, pintura perimetral, recolocación o recalce de apoyos, reparación o reposición de barreras o parapetos, reparación de aceras y canalizaciones de servicios, actuaciones sobre el pavimento y otras actuaciones singulares como, por ejemplo, arreglo de socavaciones en la cimentación, etc. Estas acciones se llevan a cabo por equipos específicos una vez que se ha decidido su realización.

La reparación de los puentes enmarca las siguientes actividades en los puentes que son realizadas por personal técnico especializado (Empresas Contratistas):

- Alineación vertical y horizontal de tableros de la superestructura.
- Cambio de apoyos.
- Cambio de juntas de dilatación.
- Rehabilitación del concreto degradado.
- Inyección de grietas en subestructura y superestructura.
- Protección de aceros expuestos en subestructura y superestructura.

El mantenimiento de puentes es una de las actividades más importantes entre las que hay que realizar para llevar a cabo la conservación de una red de carreteras. Su objetivo final, como la de toda labor de conservación, es la del mantenimiento de todas las condiciones de servicio de la carretera en el mejor nivel posible.

Otro tipo de acciones es la reparación de daños producidos por golpes. Con cierta frecuencia se producen colisiones del tráfico con las obras, especialmente de vehículos que circulan con altura excesiva de carga por pasos inferiores, aunque también dentro de la propia autopista por colisionar contra pilas, etc. Estos daños cuando se producen son reparados aunque no constituyan un peligro inmediato para el buen funcionamiento de la estructura. La reparación consiste normalmente en la eliminación del concreto roto y sus sustitución por un mortero de reparación.

### **5.5.5.- Acciones y Procedimientos más Comunes**

Cuando el deterioro del concreto de la estructura del puente aparece en estado avanzado, con desprendimientos en algunas zonas, armaduras pasivas al descubierto con oxidación evidente, y a veces, desaparición de la misma, armaduras activas con inicios de oxidación y sus conductos con zonas sin inyectar, falta de recubrimiento, o síntomas de fallas en los anclajes; la reparación del puente se efectuara atendiendo a los principios siguientes:

Las acciones que se llevan a cabo mas frecuentemente son:

- Impermeabilización y regeneración del concreto de losas, pilas y estribos, consistente en:

Descubrir la cara superior del tablero y proceder a su inspección y auscultación para descubrir fisuras, zonas huecas, degradación, etc. En pilas y estribos se inspeccionan las partes visibles.

Inyectar las fisuras cuya abertura y profundidad suponga un peligro grave para la durabilidad tanto en la cara superior como inferior, y sellar el resto.

Eliminar, en el caso que existe, el concreto cuarteado, desagregado, o separado en láminas y sustituirlo por un mortero de reparación.

Limpia el óxido de las armaduras descubiertas y sustituir las en el caso de que tuvieran una corrosión importante.

Mejorar el sistema de drenaje en los casos en que convenga. Extender una capa de impermeabilización competente en la cara superior del tablero, regularizando la superficie previamente si es necesario.

Recubrir el concreto visto, cara inferior de las losas, pilas, estribos, alzados, etc. con una pintura antihumedad y anticarbonatación transparente o de color, previo chorreado con arena.

Reparación o sustitución de elementos del equipamiento. Componen el equipamiento de un puente: los apoyos, las juntas de dilatación, los sistemas de impermeabilización y drenaje, el pavimento, las barreras de seguridad, las barandillas, las aceras, las eventuales canalizaciones para servicios, etc.

En la mayoría de los casos, además, del deterioro de estos elementos es mucho más rápido que el de la estructura por lo que normalmente una buena parte de acciones va dirigida a la reparación o renovación de los mismos.

Las acciones que se llevan a cabo son las siguientes:

#### **5.5.5.1.- Cambio de Apoyos Elastoméricos**

Aunque presumiblemente en un futuro sea necesaria la renovación de apoyos, hasta el momento no se han observado roturas ni envejecimiento que hagan aconsejable su sustitución salvo en algún caso aislado. Sin embargo si ha sido necesario recolocar algunas pastillas de neopreno que se habían desplazado de su posición original como consecuencia normalmente de una mala colocación inicial y de un deficiente apoyo de la estructura.

También ha sido necesario corregir el descenso de algunas líneas de apoyos sobre estribos cimentados en terraplenes o macizos que han sufrido asentamientos. Estos descensos producen un quiebro brusco en el perfil longitudinal que es preciso corregir para mantener la regularidad de la rasante.

La elevación de apoyos es una de las acciones de conservación más compleja y costosa ya que exige el levantamiento del tablero mediante gatos, el desvío del tráfico y la demolición parcial y posterior recrecido de los muretes de contención del firme.

### **5.5.5.2.- Cambio de juntas de dilatación.**

Las juntas son seguramente el elemento más delicado del equipamiento. Estas juntas, por definición, tienen la tarea de unir los espacios libres, requeridos por razones del comportamiento estructural entre dos elementos de un puente.

Una junta eficiente tiene que cumplir característicamente con los siguientes requisitos:

Transmisión de cargas y libertad de movimiento.

Durabilidad de todos los elementos de la junta.

Emisión baja de ruidos durante el paso de vehículos.

Autolimpiables.

Las acciones del tráfico inciden directamente sobre ellas mediante sollicitaciones de impacto repetitivas, lo que produce el agotamiento por fatiga o el desgaste de sus componentes, a los que hay que añadir la corrosión de los elementos metálicos y el envejecimiento de perfiles de goma, morteros, etc. Las acciones que se llevan a cabo son de dos tipos:

Reparación de juntas: sustitución de módulos rotos, apretado de tuercas, y tornillos, reparación del mortero lateral roto o cuarteado, sustitución de perfiles de goma envejecidos o despegados. Renovación de juntas: cambio de la junta por una nueva. En este caso es posible en bastantes ocasiones colocar una nueva junta más sencilla que la original debido a que los movimientos iniciales de la estructura (fluencia, retracción, etc.) no han de tenerse en cuenta.

### **5.5.5.3.- Tratamiento de Armados Expuestos**

Se descubrirán picando todo el concreto que las cubre.

Se eliminara el óxido no adherido (cepillo de alambre o chorro de arena), después se les aplicara una pintura anticorrosivo.

Si la armadura presenta una pérdida de sección notable se suplantarán, si es posible, con una nueva soldada a la antigua.

### **5.5.5.4.- Rehabilitación del Concreto Degradado**

Su necesidad surge por varios motivos. El proceso normal de degradación de las estructuras de concreto armado al estar sometido a las acciones ambientales da lugar a que se presente algunas degradaciones que es necesario reparar para evitar daños mayores.

Por una parte la inevitable carbonatación del concreto va penetrando progresivamente hasta alcanzar las armaduras, que pierden así la protección que les proporcionaba la elevada basicidad inicial. Este efecto, unido al ingreso de cloruros procedente fundamentalmente de las sales de deshielo, facilita la corrosión de las armaduras con los efectos negativos sobre el concreto, que conlleva a: fisuración, delaminación y desintegración mas o menos localizadas.

Por otra parte, los fenómenos químicos del tipo reacción árido-álcali y similares, que cuando se producen, dan origen a hinchamientos que se traducen normalmente en fisuración.

Esta fisuración es debida en muchos casos a la superación de la resistencia a la tracción.

Estos procesos de degradación están ligados principalmente a dos factores: la mayor o menor permeabilidad del concreto y la existencia de agua que pueda acceder a la masa del concreto. Esta serie de causas da lugar a un conjunto de acciones destinadas a rehabilitar el concreto y las armaduras deterioradas y a mejorar el sistema de impermeabilización y evacuación del agua, enemigo numero uno de las obras.

El procedimiento para la rehabilitación del concreto degradado se expone a continuación:

El concreto alterado se saneara incluyendo las zonas fisuradas demoliendo, la superficie así obtenida se limpiara cuidadosamente (cepillo metálico o chorro de arena) antes de colocar el concreto o el mortero que sustituirá la zona desaparecida. Este nuevo mortero o concreto deberá cumplir las siguientes condiciones:

- Tener una adherencia perfecta con el concreto viejo. Es normal para garantizarlo dar una impregnación de resina epóxica a la superficie de contacto.

- Resistencia mecánica mayor o igual a la del soporte.

- Baja o nula retracción.

- Modulo de deformación ligeramente al concreto de la pieza de soporte.

- Coeficiente de dilatación térmica próxima a la del soporte.

Estas condiciones suelen cumplirlas básicamente bien los morteros de cemento con los aditivos correctos.

## Bibliografía

- *American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, AASHTO, Washington, DC, USA, 2002.*
- Estudio de Suelos – Rehabilitación del Canal Vía Sullana, Centro de Estudios Geológicos – Geotécnicos y de Mecánica de Suelos, Universidad Nacional de Piura, Marzo de 1999.
- Consideraciones sobre la Elección de Coeficientes de Balasto, Revista de Obras Públicas, N° 3.427, Noviembre del 2002.
- *Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineers, Editor: Alfredo H-S. ANG, University of California, Irvine, 1999.*
- Requisitos esenciales para edificaciones de concreto reforzado, basado en ACI 318-02, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACI 318R-02).*
- *Cold – Formed Specification, August 19, 1986.*
- Norma Sismo Resistente E.030, Sencico, 2003.
- Propuesta del Reglamento de Puentes, Dirección General Caminos y Ferrocarriles Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2002.
- *“Specification for the Design of Cold – Formed Steel Structural Members” (American Iron and Steel Institute – August 19, 1986).*
- AISC – Load and Resistance Factor Design, Manual of Steel Construction.
- MTC – Ministerio de Transportes y Comunicaciones, norma Peruana de Diseño Geométrico de Carreteras.