

1. ANTECEDENTES

1.1. El Problema

Las Comunidades de El Zaire y Rincón Grande, correspondientes al Municipio de Padcaya, sufre la interrupción temporal de tráfico vehicular y peatonal del paso obligatorio de camino por el río Padcaya, entre las comunidades mencionadas y la Red Fundamental N°1 (Carretera Tarija – Bermejo) que las integra y comunica con Padcaya, otras comunidades y provincias.

1.1.1 Planteamiento

El tráfico vehicular y peatonal en el cruce del río Padcaya se interrumpe temporalmente por causa de las crecidas del río Padcaya en época de lluvia. En las comunidades afectadas cuya subsistencia depende esencialmente de la producción agrícola y ganadera que se destina al consumo familiar y algunos excedentes al comercio en Padcaya, según lo expresado en el Plan de Desarrollo Municipal del Municipio de Padcaya. Con la persistencia del problema, continuarían generándose pérdidas económicas y materiales por la descomposición de sus productos en el tiempo de interrupción del tráfico, pérdidas humanas y/o materiales por imprudencia al pasar una crecida, e incluso, la imposibilidad de que los estudiantes de estas comunidades puedan asistir a los centros educativos del municipio de Padcaya.

El efecto causado hace necesario el plantear las siguientes soluciones alternas:

- ▲ Nuevo trazo de camino en el mismo río.
- ▲ Construcción de badén en el río Padcaya.
- ▲ Construcción de Puente Vehicular sobre el río Padcaya.

1.1.2 Formulación

¿Es posible tener el camino habilitado de manera continua y permitir el tráfico vehicular y peatonal sin interrupción durante todo el año?.

Un camino habilitado de manera continua, tráfico vehicular y peatonal sin interrupción durante todo el año se logra con la construcción de un puente vehicular sobre el río Padcaya.

1.1.3 Sistematización

El Puente Vehicular (Río Padcaya, Comunidad El Zaire), se proyectará como un puente de vigas de hormigón postesado (H°P°), cuyo planteo estructural es el siguiente:

Superestructura: Losa de hormigón armado (H°A°), Vigas de H°P° simplemente apoyadas.

Subestructura: Estribos de H°A°.

Fundaciones: Fundación Directa Superficial (Zapatatas).

1.2. Objetivos

Los objetivos que se plantean en el presente proyecto son los siguientes:

1.2.1. General

Diseñar estructuralmente el puente vehicular sobre el río Padcaya para que los beneficiarios puedan tener un camino habilitado de manera continua, tráfico vehicular y peatonal sin interrupción durante todo el año, considerando el estado actual del conocimiento en el diseño de puentes y sus elementos estructurales.

1.2.2. Específicos

- ▲ Realizar el Estudio Topográfico del lugar de emplazamiento.
- ▲ Realizar el Estudio Hidrológico e Hidráulico.
- ▲ Realizar el Estudio de Suelos.
- ▲ Definir los elementos básicos del proyecto (normativa vigente, detalles estándar, especificaciones de materiales, etc.).
- ▲ Realizar el Diseño Estructural del puente vehicular.
- ▲ Definir las Especificaciones Técnicas.
- ▲ Elaborar el Presupuesto y la Planificación para la ejecución del puente.
- ▲ Aplicar el “Método de Bielas y Tirantes” (M.B.T.) al diseño de diafragmas de puentes.

1.3. Justificación

1.3.1. Académica

Aplicar los conocimientos adquiridos por el estudiante en las asignaturas impartidas en la Carrera de Ingeniería Civil para el diseño de puentes vehiculares. Además, investigar y aplicar el Modelo de Bielas y Tirantes al diseño de diafragmas de puentes. El presente documento puede constituirse en una fuente de consulta a estudiantes que opten realizar el diseño de puentes, debido al sustento normativo que se asumió en el diseño de cada elemento.

1.3.2. Técnica

Considerar las “Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD”, publicado por la American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington DC, USA, 2004, satisfaciendo las condiciones de servicio y resistencia estipulados en la misma. La edición de la normativa AASHTO de 2004 está traducida al castellano y tiene unidades del Sistema Internacional cuyas características permiten el diseño racional de puentes en nuestro medio.

1.3.3. Social

El Puente Vehicular El Zaire permitirá tener el camino habilitado de manera continua en el lugar de cruce del río Padcaya y con ello el tráfico vehicular y peatonal sin interrupción durante todo el año. Se pretende disminuir pérdidas humanas, económicas y/o materiales que se dan durante el tiempo de interrupción del tráfico.

Se involucran en el proyecto las siguientes instituciones y personas: Gobierno Autónomo Municipal de Padcaya, Universidad Autónoma Juan Misael Saracho y el Univ. Diego Boris Subia Gallardo.

1.4. Alcance del Proyecto

El Proyecto se limita a realizar los resultados definidos a continuación. No se incluye en los resultados el Estudio Ambiental.

1.4.1 Resultados

Se esperan los siguientes estudios y resultados:

▲ Estudios Ingeniería Básica:

- ⇒ Estudios Topográficos.
- ⇒ Estudios Hidrológicos e Hidráulicos.
- ⇒ Estudios Geotécnicos.

▲ Ingeniería de Proyecto:

- ⇒ Elementos Básicos del proyecto.- La consideración de normativa vigente, especificaciones, materiales, detalles estándar para la elaboración del proyecto.
- ⇒ Presentación de Proyecto.- Diseño Estructural (discretización de la estructura, predimensionamiento, análisis estructural, diseño de elementos), Planos y Especificaciones Técnicas, Presupuesto (definición de módulos e ítems, precios unitarios, cómputos métricos, presupuesto general) y Planificación de Proyecto.

1.5. Localización

El Municipio de Padcaya, Primera Sección de la Provincia Arce, se encuentra localizado en la parte sur del departamento de Tarija, a 50 km de la ciudad capital. Está ubicado entre los paralelos: 22°35'51'' y 21°46'08'' de latitud sur; y entre los meridianos: 65°05'35'' y 64°04'39'' de longitud oeste. Padcaya limita al norte con la Provincia Avilés, al sur con el Municipio de Bermejo (Segunda Sección de la Provincia Arce) y la República Argentina, al Este con las Provincias O'Connor y Gran Chaco y al Oeste con la Provincia Avilés.

FIGURA N°1 – Ubicación del área de proyecto.



IMPORTANTE: LOS LIMITES POLITICO ADMINISTRATIVOS ESTAN BASADOS EN EL TRABAJO REALIZADO POR EL COMITE DE LIMITES (COMLIT), EL MISMO QUE NO CUENTA CON APROBACION DEL CONGRESO NACIONAL, POR LO TANTO NO TIENE CARACTER OFICIAL Y SU USO ES CON FINES ESTADISTICOS.

	Límite Internacional		CAPITAL DEPARTAMENTAL		Río
	Límite Departamental		CAPITAL PROVINCIA		Lago o Laguna
	Límite Provincial		Capital de Cantón		Salar
	Límite Sección de Provincia		Localidad		Pista de Aterrizaje
	Límite Cantonal		NOMBRE DEL CANTON		Cerros
	Camino Principal o Carretera		NOMBRE DEL MUNICIPIO		Vía Férrea
	Camino Secundario				Punto de Control o Mojón

La extensión territorial del Municipio de Padcaya, según datos manejados por el Gobierno Municipal, es de 4.225,17 km² representando aproximadamente el 81% y 12% del territorio provincial y departamental respectivamente.

La Primera Sección de la Provincia Arce, Padcaya, tiene como división política administrativa con reconocimiento legal hasta el año 2000 el cantón, en un total de 13 Distritos, con 85 comunidades que conformaban la jurisdicción territorial del municipio.

El área de influencia del proyecto se localiza en el río Padcaya, camino entre las comunidades de El Zaire y Rincón Grande, Distrito 7 del Municipio de Padcaya.

El sitio de emplazamiento se encuentra en las siguientes coordenadas geodésicas:

Latitud 21°55'34.68"S Longitud 64°42'11.16"O

1.6. Estudio demográfico.-

El total de la población estimada en el área del proyecto asciende a una población total de 289 habitantes, según se plasma en el siguiente cuadro:

CUADRO N°1

CENSO DE POBLACIÓN Y VIVIENDA 2001 - RESULTADOS DE POBLACIÓN ÁREA DE INFLUENCIA DEL PROYECTO

DESCRIPCIÓN	N° HABITANTES	HOMBRES	MUJERES	NRO. DE VIVIENDAS
COMUNIDAD RINCÓN GRANDE	209	105	104	68
COMUNIDAD EL ZAIRE	80	42	38	24

Fuente: Diagnostico Municipal de Padcaya e INE

En octubre de 2005, la Consultora CONBOL A.T. & ASOCIADOS identificó que sólo el 52% de la población en el área de proyecto tenía acceso al agua potable por cañería, el 5% tenía acceso a energía eléctrica. Estos datos se encuentran plasmados en el documento denominado “ESTUDIO DISEÑO FINAL CONSTRUCCIÓN CAMINO EL ZAIRE – RINCÓN GRANDE”. Los datos de estos estudios deben actualizarse con nuevas encuestas, puesto que la realización de un Estudio Demográfico actualizado para el presente proyecto se sale del alcance planteado.

2. MARCO TEÓRICO

2.1. Levantamiento topográfico

Es aquél que por abarcar superficies reducidas pueden hacerse despreciando la curvatura de la tierra, sin error apreciable.

La configuración del terreno y de los elementos artificiales o naturales que hay en él se localiza a través de medidas que se representan en una hoja plana para configurar un mapa topográfico.

El levantamiento topográfico en puentes tiene como objetivos:

- ⇒ Realizar los trabajos de campo que permitan elaborar los planos topográficos.
- ⇒ Proporcionar información de base para los estudios de hidrología e hidráulica y el estudio de suelos y geotecnia.
- ⇒ Posibilitar la definición precisa de la ubicación y las dimensiones de los elementos estructurales.
- ⇒ Establecer puntos de referencia para el replanteo ante la posibilidad de construcción.

El levantamiento topográfico comprenderá lo siguiente:

- ⇒ Levantamiento topográfico general de la zona del proyecto, documentado en planos a escala entre 1:500 y 1:2000 con curvas de nivel a intervalos de 1m y comprendiendo por lo menos 100m a cada lado del puente en dirección longitudinal (correspondiente al eje de la carretera) y en dirección transversal (la del río u otro obstáculo a ser transpuesto).
- ⇒ Definición de la topografía de la zona de ubicación del puente y sus accesos, con planos a escala entre 1:100 y 1:250 considerando curvas de nivel a intervalos no mayores que 1m y con secciones verticales tanto en dirección longitudinal como en dirección transversal. Los planos deberán indicar los accesos del puente, así como caminos, y otras posibles referencias. Deberá igualmente indicarse con claridad la vegetación existente.
- ⇒ Ubicación e indicación de cotas de puntos referenciales.

2.2. Estudio de suelos

El Estudio de Suelos tendrá como objetivos establecer estratigrafía, identificación y las propiedades físicas y mecánicas de los suelos para el diseño de cimentaciones estables. El estudio debe considerar exploraciones de campo y ensayos de laboratorio y comprenderán la zona de ubicación del puente, estribos, pilares y accesos. Las propiedades del suelo, tales como la distribución granulométrica, plasticidad, compresibilidad y resistencia al corte,

pueden ser determinadas mediante apropiadas pruebas de laboratorio. Recientemente se ha puesto énfasis en la determinación “in situ” de las propiedades de resistencia y deformación del suelo, debido a que así se evita la perturbación de las muestras durante la exploración de campo. Para determinar qué cimentación es la más económica, el ingeniero debe considerar la carga de la superestructura, las condiciones del subsuelo y el asentamiento tolerable deseado. En general, las cimentaciones de edificios y puentes puede dividirse en dos principales categorías: (1) superficiales y (2) profundas. Las zapatas aisladas, las zapatas para muros y las cimentaciones a base de losas corridas, son todas superficiales. En la mayoría de éstas, la profundidad de empotramiento puede ser igual o menor a tres o cuatro veces el ancho de la cimentación. Los trabajos con pilotes hincados y pilotes perforados son cimentaciones profundas. Éstas se usan cuando las capas superiores del terreno tienen poca capacidad de apoyo o carga y cuando el uso de cimentaciones superficiales causará daño estructural considerable y/o problemas de inestabilidad.

2.2.1. Ensayo S.P.T. (Standard Penetration Test)

El ensayo normal de penetración S.P.T. es una prueba “in situ” que se realiza en el fondo de una perforación; consiste en determinar el número de golpes de un martillo con peso de 140 lb (63.5 Kg) y 30 pulg (762 mm) de altura de caída necesarios para hincar en el suelo inalterado un tomamuestras partido normal en una distancia de 1 pie (305 mm). Cabe resaltar que, en nuestro medio se utiliza mucho el cono de punta diamantada y no cuchara partida, por lo que se debe hacer notar que Sowers & Sowers (1970), investigó que el número N de golpes necesario para hincar 30 cm utilizando un cono de punta diamantada, es comparable con el número de golpes N del Ensayo Normal de Penetración con cuchara partida.

La evaluación de los resultados proporciona correlaciones con suelo granular (arenas):

CUADRO N°2

Compacidad de suelos granulares y correlación aprox. con el número N de golpes.

Número de penetración estándar N	Compacidad	Grado de Compacidad	ϕ
0-4	Muy suelta	0 – 0.2	<30
4-10	Suelta	0.2 – 0.4	30 – 35
10-30	Compacta	0.4 – 0.6	35 – 40
30-50	Densa	0.6 – 0.8	40 – 45
>50	Muy densa	>0.8	>45

Fuente: ASTM D 1586, Standard Penetration Test.

CUADRO N°3

Propiedades comunes de los suelos no cohesivos.

Material	Compacidad	Dr (%)	N	Densidad seca	Índice de poros (e)	ϕ
GW	Densa	75	90	2.21	0.22	70
	Medianamente densa	50	55	2.08	0.28	36
	Suelta	25	<28	1.97	0.36	32
GP	Densa	75	70	2.04	0.33	38
	Medianamente densa	50	50	1.92	0.39	35
	Suelta	25	<20	1.83	0.47	32
SW	Densa	75	65	1.89	0.43	37
	Medianamente densa	50	35	1.79	0.49	34
	Suelta	25	<15	1.70	0.57	30
SP	Densa	75	50	1.76	0.52	36
	Medianamente densa	50	30	1.67	0.60	33
	Suelta	25	<10	1.59	0.65	29
SM	Densa	75	45	1.65	0.62	35
	Medianamente densa	50	25	1.55	0.74	32
	Suelta	25	<8	1.49	0.80	29
ML	Densa	75	35	1.49	0.80	33
	Medianamente densa	50	20	1.41	0.90	31
	Suelta	25	<4	1.35	1.00	27

Fuente: Propiedades comunes de los suelos no cohesivos, Hunt, 1984.

2.2.2. Distribución granulométrica

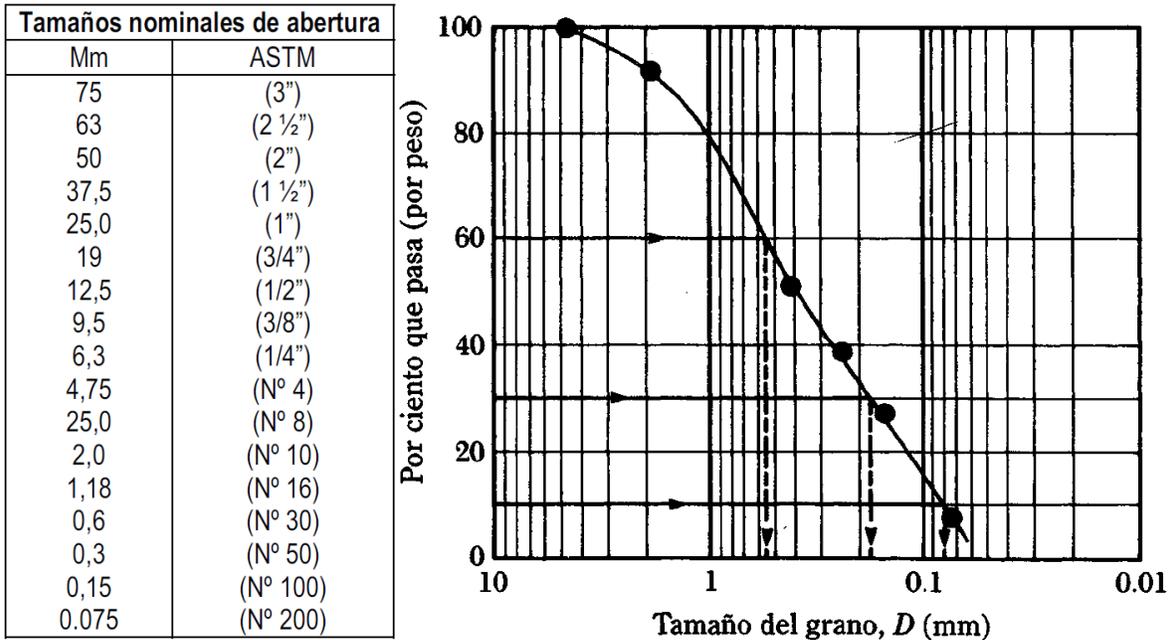
En cualquier masa de suelo, los tamaños de los granos varían considerablemente. Para clasificar apropiadamente un suelo se debe conocer su distribución granulométrica. La distribución granulométrica de suelos de grano grueso es generalmente determinada mediante análisis granulométrico por mallas. Para el suelo de grano fino, la distribución granulométrica puede obtenerse por medio de análisis granulométrico con el hidrómetro.

Análisis granulométrico por mallas

Un análisis granulométrico por mallas se efectúa tomando una cantidad medida de suelo seco, bien pulverizado y pasándolo a través de una serie de mallas cada vez más pequeñas y con una charola en el fondo. La cantidad de suelo retenido en cada malla se mide y el por ciento acumulado de suelo que pasa a través de cada malla es determinado. Este porcentaje es generalmente “porcentaje que pasa”. El porcentaje que pasa por cada malla, determinado por un análisis granulométrico por mallas se grafica sobre papel semilogarítmico (Ver Fig. 2).

FIGURA N°2 – Granulometría de un suelo.

Serie de tamaños normada por IBNORCA (izq); Granulometría de un suelo (der).



Fuente: Manual de Diseño de Carreteras ABC y Braja M. Das.

Dos parámetros se determinan de las curvas granulométricas de suelos de grano grueso: (1) el coeficiente de uniformidad C_u y (2) el coeficiente de graduación o curvatura C_z :

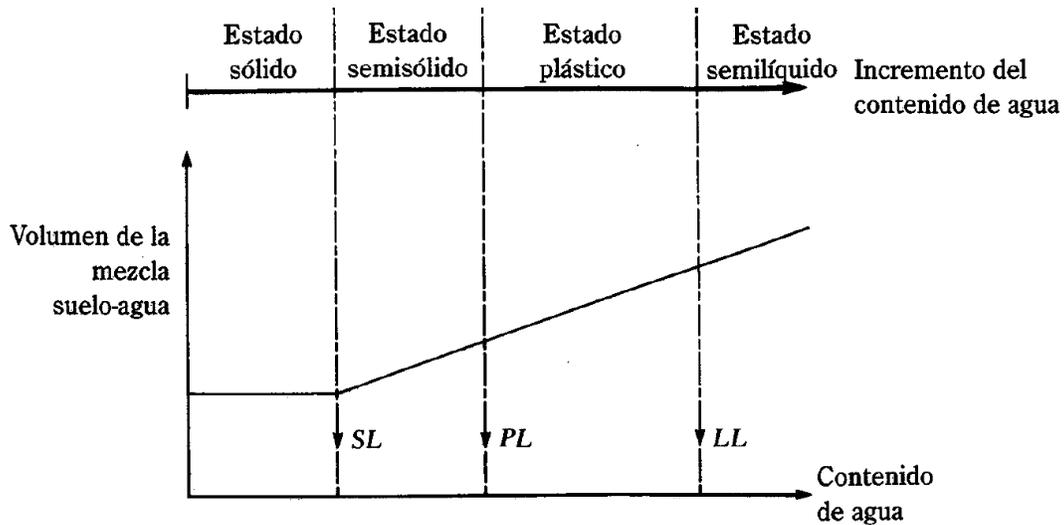
$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad ; \quad C_z = \frac{D_{30}^2}{D_{60} D_{10}}$$

Donde D_{10} , D_{30} y D_{60} son los diámetros correspondientes al porcentaje que pasa 10, 30 y 60%, respectivamente. Los parámetros C_u y C_z se usan en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

2.2.3. Límites de Atterberg

Cuando un Suelo arcilloso se mezcla con una cantidad excesiva de agua, éste puede fluir como un semilíquido. Si el suelo es secado gradualmente, se comportará como un material plástico, semisólido o sólido, dependiendo su contenido de agua. Éste, en porcentaje, con el que el suelo cambia de un estado líquido a un estado plástico se define como límite líquido (LL). Igualmente, los contenidos de agua, en por ciento, con el que el suelo cambia de un estado plástico a un semisólido y de un semisólido a un sólido se definen como el límite plástico (PL) y el límite de contracción (SL), respectivamente (Ver Fig. 3).

FIGURA N°3 – Definición de los límites de Atterberg.



Fuente: Braja M. Das.

La diferencia entre el límite líquido y el plástico de un suelo se define como índice de plasticidad (PI), es decir:

$$PI = LL - PL$$

LL se determina con la Prueba D-4318, PL con la Prueba D-4318 y SL con la prueba D-427 de la ASTM.

2.3. Estudio hidrológico e hidráulico

Una cuenca es una zona de la superficie terrestre en donde las gotas de lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas por el sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida. La cuenca presenta los siguientes elementos:

- ▲ Parteaguas o divisoria de aguas.- Línea imaginaria formada por los puntos de mayor nivel topográfico, que separa la cuenca en estudio de las cuencas vecinas.
- ▲ Área de la cuenca.- Superficie en proyección horizontal, delimitada por la divisoria de aguas.
- ▲ Cauce principal de una cuenca.- Corriente que pasa por la salida de la cuenca; las demás corrientes se denominan cauces secundarios (tributarios). Las cuencas correspondientes a las corrientes tributarias se llaman cuencas tributarias o subcuencas.

2.3.1. Características de la Cuenca

El ciclo hidrológico, visto a nivel de una cuenca, se puede esquematizar como un estímulo, constituido por la precipitación, al que la cuenca responde mediante el escurrimiento en su salida. Entre el estímulo y la respuesta ocurren varios fenómenos que condicionan la relación

entre uno y otra, y que están controlados por las características geométricas, de relieve y morfométricas de la cuenca. Tomaremos en cuenta las propiedades que influyan en la hidrología para el diseño de puentes:

2.3.2. Propiedades Físicas de la cuenca

- a) Área de la cuenca.- Es el área plana en proyección horizontal, de forma muy irregular, obtenida después de delimitar la cuenca.
- b) Perímetro de la cuenca.- Borde del contorno (límite exterior) de la forma irregular de la cuenca proyectada en un plano horizontal.

2.3.3. Propiedades Geomorfológicas de la cuenca

- a) Longitud del curso principal.
- b) Pendiente media del cauce principal (S_m): relación entre el desnivel del cauce principal (cota máxima, H_{max} menos cota mínima, H_{min}) y la longitud del mismo.
- c) Tiempo de concentración.- Tiempo necesario para que todo el sistema (toda la cuenca) contribuya eficazmente a la generación de flujo en el desagüe. Se estima con las siguientes ecuaciones empíricas:

CALIFORNIA:
$$T_c = 0,066 \left(\frac{L_p}{\sqrt{S}} \right)^{0,77}$$

VENTURA-HERAS:
$$T_c = 0,05 \left(\frac{A}{S} \right)^{0,5}$$

KIRPICH:
$$T_c = \left(0,871 * \frac{L_p^3}{H} \right)^{0,385}$$

Donde:

T_c : Tiempo de concentración de la cuenca[h].

L_p : Longitud del río principal [Km].

S : Pendiente media del curso principal [m/m].

H : Desnivel máximo entre los extremos del cauce principal [m].

A : Área de la cuenca [Km²].

2.3.4. Precipitación máxima horaria

La determinación de la precipitación máxima para un determinado periodo de retorno se determina a base datos hidrológicos de las estaciones más cercanas al lugar del estudio. Estos valores serán obtenidos de Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI). Empleando la distribución de Fuller-Coutagne con valores estadísticos media “X”,

desviación típica “ S_x ”, el valor modal ponderado “ E_d ” y el valor característico ponderado “ K_d ” de la ley de distribución de las curvas.

El valor modal y la característica se calculan con las siguientes expresiones:

$$E = X - 0,45 * S_x \quad ; \quad K = \frac{S_x}{0,557 * E}$$

El valor modal y característico de los datos de cada estación se ponderan, asignándole mayor peso a las estaciones con mayor cantidad “ n ” de años de registro, pasando a denominarse valor modal ponderado “ E_d ” y el valor característico ponderado “ K_d ”. Se calcula con las siguientes expresiones:

$$E_d = \frac{\sum E * n}{\sum n} \quad ; \quad K_d = \frac{\sum K * n}{\sum n}$$

Para lluvias cortas (menores a 12 horas), se establece que la altura de lluvia máxima horaria “ h_{tT} ” para un determinado periodo de retorno “ T ” y un tiempo de duración “ t ” (que para este caso particular es el tiempo de concentración), se representa con la distribución de Fuller – Coutagne, cuya expresión es la siguiente:

$$h_{tT} = E_d \left(\frac{t}{\alpha} \right)^\beta [1 + K_d * \log(T)]$$

Donde:

h_{tT} : Precipitación máxima horaria para un periodo de retorno “ T ” años [mm].

E_d : Moda ponderada [mm].

K_d : Característica ponderada.

t : Tiempo de duración de la lluvia [h].

T : Periodo de retorno [años].

α : Equivalente de lluvia diaria, varía con la magnitud del área de la cuenca:

$$\alpha=2 \quad A_c < 20 [\text{km}^2] \quad ; \quad \alpha=12 \quad A_c > 20 [\text{km}^2]$$

β : Coeficiente angular, constante que en nuestro medio se adopta $\beta=0,2$.

La determinación de las intensidades máximas viene dada por la siguiente ecuación:

$$i_{tT} = \frac{h_{tT}}{t}$$

Donde:

i_{tT} : Intensidad máxima horaria para un periodo de retorno “ T ” años [mm/h].

h_{tT} : Precipitación máxima horaria para un periodo de retorno “ T ” años [mm].

t : Duración de la lluvia (igual al tiempo de concentración “ t_c ” en este particular) [h].

2.3.5. Lluvia neta, Método del Número de Curva NC – Soil Conservation Service

Para la tormenta como un todo, la altura de precipitación efectiva o escorrentía directa P_e es siempre menor o igual a la profundidad de precipitación P ; de manera similar, después de que la escorrentía se inicia, la profundidad adicional del agua retenida en la cuenca F_a es menor o igual a alguna retención potencial máxima S ; existe una cierta cantidad de precipitación I_a (Abstracción inicial antes del encharcamiento) para la cual no ocurrirá escorrentía, luego de eso, la escorrentía potencial es la diferencia entre P e I_a , la siguiente, es la ecuación básica para el cálculo de la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa de una tormenta utilizando el método SCS.

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S}$$

Se puede adoptar la relación empírica para el umbral de escorrentía: $I_a = 0,2 * S$, con base en esto, se tiene:

$$P_e = Q = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S}$$

Al representar en gráficas la información de P y P_e para muchas cuencas, el SCS encontró curvas características. Para estandarizar estas curvas, se define un número adimensional de curva CN , tal que $0 \leq CN \leq 100$. La definición del número de curva depende del uso de la tierra y su cobertura vegetal, encontrándose estos valores en tablas.

El número de curva y la retención potencial máxima S se relacionan por:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254$$

Un factor importante a tener en cuenta en estas curvas son las condiciones antecedentes de humedad (Antecedent Moisture Conditions), las cuales se agrupan en tres condiciones básicas:

AMC (I) Condiciones Secas, AMC (II) Condiciones Normales y AMC (III) Condiciones Húmedas.

Los números de curva se aplican para condiciones antecedentes de humedad normales, y se establecen las siguientes relaciones para las otras dos condiciones:

$$CN(I) = \frac{4.2CN(II)}{10 - 0.058CN(II)} \quad CN(III) = \frac{23CN(II)}{10 - 0.13CN(II)}$$

CUADRO N°4

Clasificación de condiciones antecedentes de húmedas (AMC)

GRUPO AMC	LLUVIA ANTECEDENTE TOTAL DE 5 DÍAS	
	ESTACIÓN INACTIVA (SECA)	ESTACIÓN ACTIVA (DE CRECIMIENTO)
I	< 0,5pulg (1,27cm)	< 1,4pulg (3,56cm)
II	0,5 a 1,1pulg (1,27 a 2,79cm)	1,4 a 2,1pulg (3,56 a 5,33cm)
III	> 1,1pulg (2,79cm)	> 2,1pulg (5,33cm)

Fuente: Chow, Hidrología Aplicada, 1994.

Los números de curva han sido tabulados por el Servicio de Conservación de Suelos en base al tipo y uso de suelo. Se remite al lector al Texto Alumno de UMSS de la asignatura de Hidrología CIV-233, Pág. 313.

En función del tipo de suelo se definen cuatro grupos:

Grupo A: Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento y limos agregados.

Grupo B: Suelos poco profundos depositados por el viento y marga arenosa.

Grupo C: Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con altos contenidos de arcilla.

Grupo D: Suelos expansivos, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

2.3.6. Periodo de retorno “T”

En la selección del periodo de retorno “T” es determinante la escala del diseño hidrológico, la cual es el rango en magnitud de la variable de diseño; la selección un valor “T” de diseño influye directamente en el costo y la seguridad. Es demasiado costoso diseñar estructuras pequeñas para caudales muy grandes; sin embargo, si una estructura hidráulica importante, como el vertedero en una presa grande, se diseña para una creciente demasiado pequeña, el resultado puede ser una catástrofe tal como la falla de la presa. Es en este sentido que se establecen parámetros de diseño generalizado para estructuras. En el caso de puentes, estos criterios se manifiestan de la siguiente manera:

CUADRO N°5

Periodo de retorno para puentes de carreteras.

TIPO DE ESTRUCTURA	PERIODO DE RETORNO [Años]
Puentes de carreteras: Sistema primario	50-100
Puentes de carreteras: Sistema secundario	10-50

Fuente: CHOW Ven Te, “Hidrología Aplicada”, McGraw-Hill, 1994. Pág.430

No obstante, el Manual de Carreteras ABC-Volumen 2, presenta los siguientes periodos de retorno para las obras en Bolivia:

CUADRO N°6
Periodos de retorno para diseño.

Tipo de Obra	Tipo de Ruta	Periodo de Retorno (T años)		Vida útil Supuesta (n; años)	Riesgo de Falla (%)	
		Diseño (3)	Verificación (4)		Diseño	Verificación
Puentes y Viaductos (1)	Carretera	200	300	50	22	15
	Camino	100	150	50	40	28
Alcantarillas ($S > 1,75 \text{ m}^2$) o $H_{\text{terrap}} \geq 10 \text{ m}$ y Estructuras Enterradas (2)	Carretera	100	150	50	40	28
	Camino	50	100	30	45	26
Alcantarillas ($S < 1,75 \text{ m}^2$)	Carretera	50	100	50	64	40
	Camino	25	50	30	71	45
Drenaje de la Plataforma	Carretera	10	25	10	65	34
	Camino	5	10	5	67	41
Defensas de Riberas	Carretera	100		20	18	-
	Camino	100	-	20	18	-

Fuente: "Manual de Carreteras ABC-Volumen 2", Tabla 1.2-2.

2.3.7. Caudal máximo de diseño

La magnitud del caudal de diseño, es función directa del periodo de retorno que se le asigne, el que a su vez depende de la importancia de la obra y de la vida útil de ésta. La existencia de un gran número de procedimientos de cálculo de caudales máximos, sin que ninguno de ellos haya sido adoptado únicamente, indica la magnitud y complejidad del fenómeno.

En el presente caso, se utilizarán dos métodos, y una comparación entre ambos.

2.3.7.1. Método del Hidrograma Unitario – Soil Conservation Service

Mockus desarrolló un hidrograma unitario sintético de forma triangular que lo usa el SCS (Soil Conservation Service), el cual a pesar de su simplicidad, proporciona los parámetros fundamentales del hidrograma: caudal punta (Q_p), tiempo base (t_b) y el tiempo en que se produce la punta (t_p). Del análisis de varios hidrogramas, Mockus concluye que el tiempo base (t_b) y el tiempo pico (t_p) se relacionan mediante la expresión:

$$t_b = 2,67 t_p$$

El tiempo de retraso (t_r), se estima mediante el tiempo de concentración T_c , de la forma:

$$t_r = 0,6 t_c$$

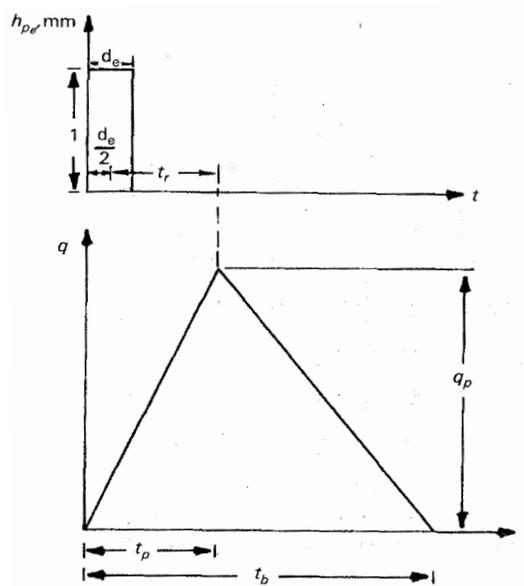
Además, la duración de exceso con la que se tiene mayor gasto de pico, a falta de datos, se puede calcular aproximadamente para cuencas grandes, como:

$$d_e = 2 \sqrt{t_c}$$

Conocidos la duración en exceso y el tiempo de retardo se estima el tiempo pico como:

$$t_p = \frac{d_e}{2} + t_r$$

FIGURA N°4 – Parámetros del hidrograma unitario



Fuente: F. Aparicio M., “Fundamentos de Hidrología de Superficie”, 1992. Pág. 234.

El caudal pico se determina con la siguiente expresión:

$$Q_p = 0,208 \frac{h_{pe} * A_c}{t_p}$$

donde:

t_b : Tiempo base [h].

t_r : Tiempo de retardo o retraso [h].

t_p : Tiempo pico [h].

t_c : Tiempo de concentración de la cuenca [h].

d_e : Duración en exceso [h].

h_{pe} : altura de precipitación en exceso (lluvia neta) [h].

A_c : Área de la cuenca [Km²].

Q_p : Caudal pico [m³/s].

2.3.7.2. Método Racional Modificado por Temez

Este método es el que promueve el Manual de Carreteras ABC-Volumen 2 en la sección

1.6.3.1. Expone la siguiente formulación:

$$Q = CU \times \frac{CIA}{3,6} \quad ; \quad CU = 1 + \frac{t_c^{1,25}}{t_c^{1,25} + 14}$$

Donde:

Q : Caudal punta correspondiente a un determinado periodo de retorno [m³/s].

C : Coeficiente de escorrentía.

I : Intensidad máxima de precipitación [mm/h].

A : Área de la cuenca [Km²].

CU : Coeficiente de uniformidad.

t_c : Tiempo de concentración de la cuenca [h].

CUADRO N°7

Coeficientes de escorrentía para T=10Años.

Factor	Extremo	Alto	Normal	Bajo
Relieve	0,28-0,35 Escarpado con pendientes mayores que 30%	0,20-0,28 Montañoso con pendientes entre 10 y 30%	0,14-0,20 Con cerros y pendientes entre 5 y 10%	0,08-0,14 Relativamente plano con pendientes menores al 5%
Infiltración	0,12-0,16 Suelo rocoso, o arcilloso con capacidad de infiltración despreciable	0,08-0,12 Suelos arcillosos o limosos con baja capacidad de infiltración, mal drenados	0,06-0,08 Normales, bien drenados, textura mediana, limos arenosos, suelos arenosos	0,04-0,06 Suelos profundos de arena u otros suelos bien drenados con alta capacidad de infiltración
Cobertura vegetal	0,12-0,16 Cobertura escasa, terreno sin vegetación o escasa cobertura	0,08-0,12 Poca vegetación, terrenos cultivados o naturales, menos del 20% del área con buena cobertura vegetal	0,06-0,08 Regular a buena; 50% del área con praderas o bosques, no más del 50% cultivado	0,04-0,06 Buena a excelente; 90% del área con praderas, bosques o cobertura equivalente
Almacenamiento Superficial	0,10-0,12 Despreciable, pocas depresiones superficiales, sin zonas húmedas	0,08-0,10 Baja, sistema de cauces superficiales pequeños bien definidos, sin zonas húmedas	0,06-0,08 Normal; posibilidad de almacenamiento buena, zonas húmedas, pantanos, lagunas y lagos	0,04-0,06 Capacidad alta, sistema hidrográfico poco definido, buenas planicies de inundación o gran cantidad de zonas húmedas, lagunas o pantanos.

Si T > 10 años Amplificar Resultado por:
T = 25 ; C x 1,10 T = 50 ; C x 1,20 T = 100 ; C x 1,25

Fuente: “Manual de Carreteras ABC-Volumen 2”, Tabla 1.6-3.

2.3.8. Tirante máximo.- La determinación del tirante máximo se usa el caudal máximo y las características geométricas de la sección transversal del río en la sección de interés. Se utiliza la “Ecuación de Manning” para definir la curva de descarga de la sección:

$$Q = \frac{1}{n} * S^{1/2} * R^{2/3}$$

Donde:

S: Pendiente longitudinal del río [m/m].

R: Radio hidráulico de la sección [m].

n: Rugosidad de Manning [s/m^{1/3}].

A continuación se presentan los valores del coeficiente de rugosidad “n” de Manning que dependen del lecho del río:

CUADRO N°8
Coefficientes de rugosidad “n” de Manning.

	CALIDAD DEL MATERIAL	
	BUENA	REGULAR
Cauces Naturales		
A. Ríos pequeños y caños con poca pendiente, cuyo ancho superior sea menor de 25 m, con poca variación entre secciones; cursos bastante rectos		
1. Sin maleza ni vegetación	0,030	0,035
2. Con muchas malezas totalmente sumergidas	0,035	0,045
3. Algo de vegetación no totalmente sumergida en las márgenes	0,035	0,050
4. Densa vegetación en las márgenes	0,050	0,070
5. Troncos de árboles en las márgenes	0,070	0,090
B. Ríos pequeños y caños de poca pendiente, cuyo ancho superior <25.00 m; secciones irregulares, curso tortuoso, pozos y bancos de arena.		
1. Sin maleza ni vegetación	0,040	0,045
2. Con muchas malezas totalmente sumergidas	0,045	0,055
3. Algo de vegetación no totalmente sumergida en las márgenes	0,045	0,060
4. Densa vegetación en las márgenes	0,070	0,090
5. Troncos de árboles en las márgenes	0,090	0,100
C. Ríos y quebradas torrentosos, riberas empinadas con árboles y arbustos sumergidos		
1. Fondo de grava, gujarros y pequeños cantos rodados	0,040	0,050
2. Fondo de gujarros y cantos rodados grandes	0,050	0,070
D. Planicies inundables		
1. Potreros, hierbas cortas, sin arbustos ni matorrales	0,030	0,035
2. Potreros, hierba alta, sin arbustos ni matorrales	0,030	0,035
3. Zonas cultivadas en hilera	0,035	0,045
4. Plantaciones	0,040	0,050
5. Arbustos escasos, matorrales	0,050	0,060
6. Abundantes matorrales	0,060	0,080
7. Densa vegetación	0,100	0,150
8. Zona deforestada, con tocones	0,040	0,050
E. Ríos grandes con ancho más de 25 m		
1. Sección regular, sin vegetación ni malezas	0,025	0,035
2. Sección regular con malezas	0,030	0,040
3. Sección irregular, sin malezas, con piedras y gravas	0,035	0,040
4. Sección irregular, con muchas malezas, bancos de arena y grava	0,040	0,055

Fuente: www.civilgeeks.com/2011/08/16/coeficientes-de-manning/

2.3.9. Socavación

La socavación es la remoción de materiales del lecho y de las bancas de un cauce debido a la acción erosiva del flujo de agua alrededor de una estructura hidráulica. La socavación del fondo de un cauce definido es el producto del desequilibrio entre el aporte sólido que trae el agua a una cierta sección y la mayor cantidad de material que es removido por el agua en esa sección. Los materiales se socavan en diferentes formas: suelos granulares sueltos se erosionan rápidamente mientras que los suelos arcillosos son más resistentes a la erosión. Sin embargo, la socavación final de suelos cohesivos o cementados puede ser tan profunda como la socavación en suelos arenosos, variando el tiempo en el cual se produce. La profundidad máxima de socavación se alcanza en horas para suelos arenosos, en tanto que puede tardar días en suelos cohesivos, meses en piedras areniscas, años en piedras calizas, y siglos en rocas tipo granito. Es posible que varias crecientes se requieran para que se produzca máxima profundidad de socavación dependiendo del tipo de material.

Dos formas de socavación se presentan en un cauce según que haya o no haya movimiento de sedimentos desde aguas arriba: socavación en lecho móvil y socavación en agua clara.

2.3.9.1. Tipos de socavación

Cuatro tipos de socavación definen la posición del fondo del cauce alterado por causas naturales o artificiales. Se tienen en cuenta al hacer la evaluación de la socavación en puentes:

- ▲ Socavación a largo plazo.
- ▲ Socavación por migración lateral de la corriente.
- ▲ Socavación general por contracción y otras causas.
- ▲ Socavación local.

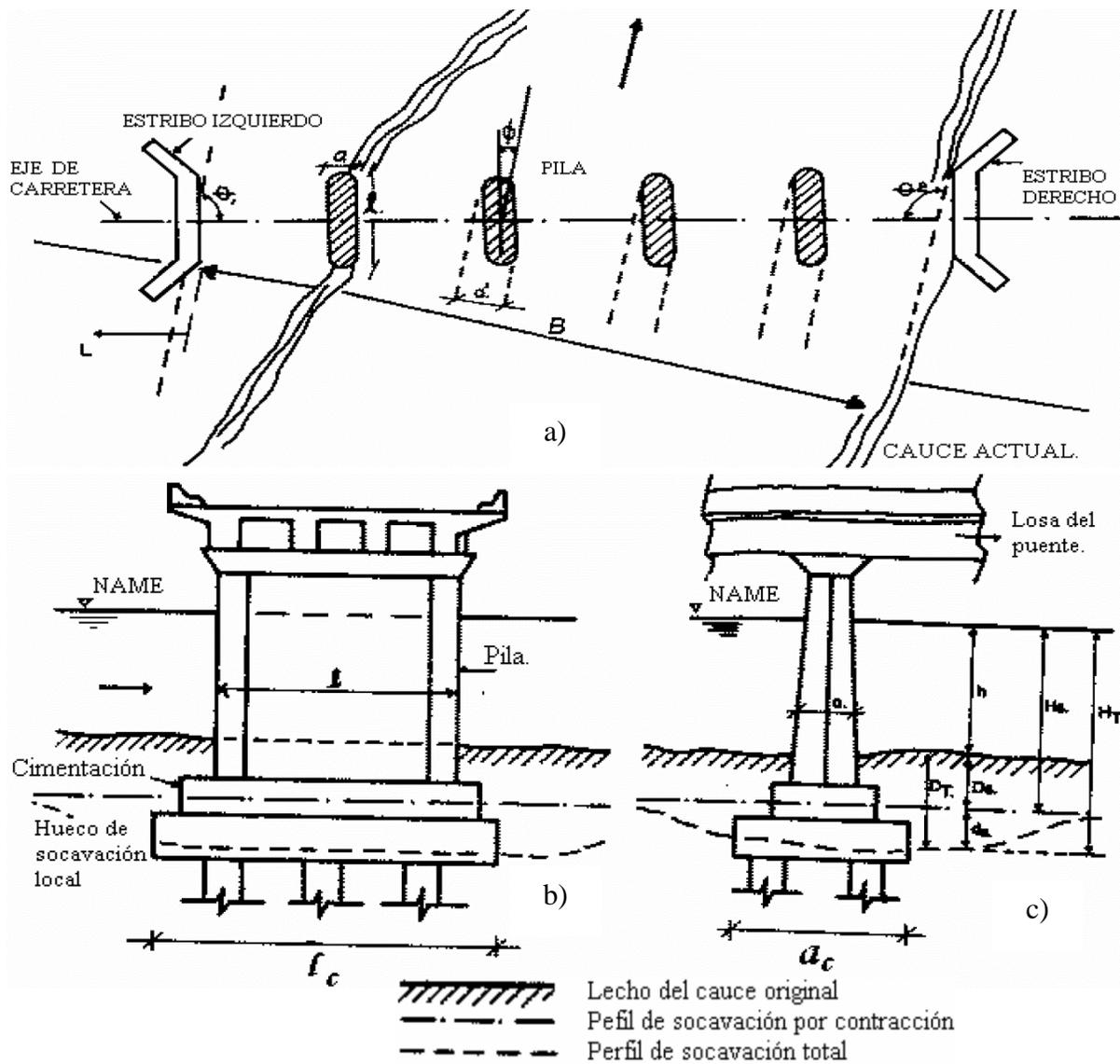
En el siguiente esquema se puede observar las formas de estimar la socavación en puentes. En el presente Proyecto de Ingeniería Civil solo se aplicarán estimaciones cuantitativas, y por lo tanto se desarrolla el estado de conocimiento de las mismas.

2.3.9.2. Cálculo de la forma de socavación

Para determinar si el flujo aguas arriba está transportando materiales de lecho, se debe calcular la velocidad crítica para inicio de transporte de sedimentos V_c de la partícula D_{50} y compararla con la velocidad media de la corriente en el cauce principal o en las laderas o sobrebancas aguas arriba de la abertura del puente. Se define la forma con el siguiente criterio:

FIGURA N°5 – Nomenclatura para el cálculo de la socavación.

a) Vista en planta. b) Vista longitudinal. c) Vista de frente.



Fuente: UNIVERSIDAD DEL CAUCA, "Socavación en puentes – Capítulo 3".

▲ Agua clara $V < V_c$

▲ Lecho móvil $V > V_c$

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad ; \quad V_c = 6.19 h^{\frac{1}{6}} D_{50}^{\frac{1}{3}}$$

Donde:

V : Velocidad media de la corriente de cauce principal [m/s].

n : Rugosidad de Manning [s/m^{1/3}].

R : Radio hidráulico de la sección [m].

S : Pendiente longitudinal de sección del río [m/m].

V_c : Velocidad crítica por encima de la cual el material de lecho con tamaño D_{50} o más pequeño es transportado [m/s].

h : profundidad del flujo [m].

D_{50} : diámetro de la partícula de lecho en una mezcla cuyo 50% es menor [m].

La anterior ecuación de V_c es una simplificación de la siguiente de tipo más general:

$$V_c = \frac{K_s^{\frac{1}{2}} (G_s - 1)^{\frac{1}{2}} D_{50}^{\frac{1}{2}} h^{\frac{1}{6}}}{n}$$

K_s : parámetro de Shields = 0.039

G_s : gravedad específica del material del lecho = 2.65

n : coeficiente de rugosidad de Manning = $0.041 D^{1/6}$

2.3.9.3. Cálculo de la socavación general

La causa más común de socavación general es la contracción del flujo producida por la reducción de la sección del cauce por la construcción de terraplenes de acceso al puente y en menor grado por las pilas que bloquean parte de la sección recta.

2.3.9.3.1 Método de Lischvan-Levediev

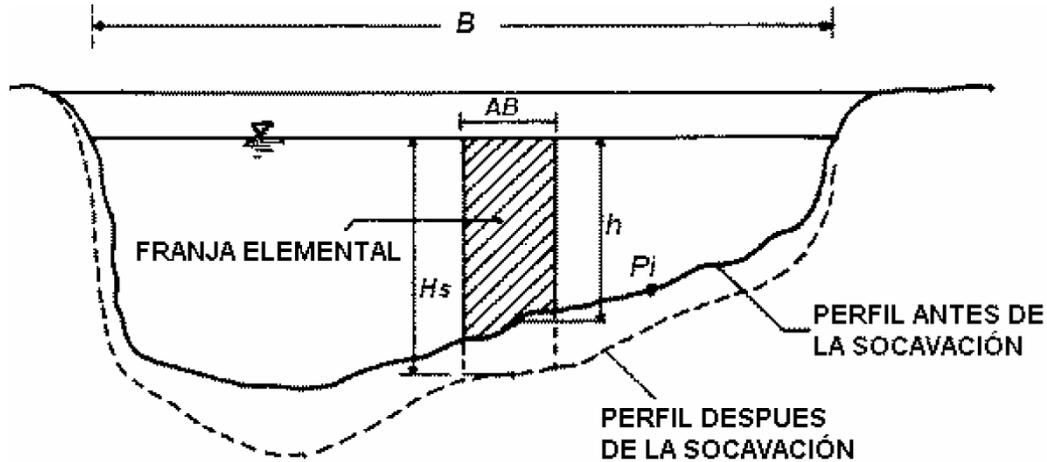
Éste es un método que permite el cálculo de la socavación general del cauce durante crecientes independientemente de que exista o no un puente. Si el método se aplica para la zona de un puente, quiere decir que se está considerando también el efecto de la contracción, y por lo tanto, éste no debe adicionarse. Se fundamenta en el equilibrio que debe existir entre la velocidad media real de la corriente (V_r) y la velocidad media erosiva (V_e). La velocidad erosiva no es la que da inicio al movimiento de las partículas en suelos sueltos, sino la velocidad mínima que mantiene un movimiento generalizado del material del fondo. Si el suelo es cohesivo, es la velocidad que es capaz de levantar y poner el sedimento en suspensión. La velocidad erosiva es función de las características del sedimento de fondo y de la profundidad del agua. La velocidad real está dada principalmente en función de las características del río: pendiente, rugosidad y tirante o profundidad del agua. El método se basa en suponer que el caudal unitario correspondiente a cada franja elemental en que se divide el cauce natural permanece constante durante el proceso erosivo y puede aplicarse, con los debidos ajustes, para casos de cauces definidos o no, materiales de fondo cohesivos

o friccionantes y para condiciones de distribución de los materiales del fondo del cauce homogénea o heterogénea.

A continuación se expone el proceso de cálculo por este método.

FIGURA N°6 – Sección transversal del cauce.

Juarez Badillo y Rico Rodriguez (1992)



Fuente: UNIVERSIDAD DEL CAUCA, “Socavación en puentes – Capitulo 3”.

Velocidad media real

$$Q_d = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

Q_d = Caudal de diseño [m^3/s]

A = área hidráulica [m^2]

R = radio hidráulico [m]

S = pendiente hidráulica, o, pendiente media del río asumiendo flujo uniforme [m/m]

n = coeficiente de rugosidad de Manning.

$$\alpha = \frac{Q_d}{A R^{2/3}} = \frac{S^{1/2}}{n}$$

α = coeficiente de sección dependiente de las características hidráulicas.

$$R = \frac{A}{P} \quad ; \quad A = B_e h \quad ; \quad P = B_e + 2h$$

$R = h$, asumiendo que el perímetro mojado es igual al ancho libre de la superficie del agua, lo cual es válido para cauces muy anchos.

$$\alpha = \frac{S^{1/2}}{n} \cong \frac{Q_d}{B_e h^{5/3}} \cong \frac{Q_d}{B_e h_m^{5/3}} \quad ; \quad h = h_m = \frac{A}{B_e} \quad ; \quad Q_d = \alpha B_e h_m^{5/3}$$

Considerando que el caudal permanece constante antes y después de ocurrida la socavación, se tiene:

$$Q_d = \alpha B_e h^{5/3} = V_r H_s B_e \quad ; \quad V_r = \frac{\alpha h^{5/3}}{H_s}$$

V_r = Velocidad real del flujo [m/s].

La condición de equilibrio se da cuando la velocidad real y la velocidad erosiva son iguales.

a) *Para suelos granulares*

La velocidad erosiva es la que levanta y mantiene el material en movimiento.

$$V_e = 0.68 \beta D_m^{0.28} H_s^z$$

V_e = Velocidad erosiva

β = Coeficiente de frecuencia.

D_m = Diámetro medio de las partículas del material granular [mm]

z = Exponente variable en función del diámetro medio de la partícula.

$$\beta = 0.7929 + 0.0973 \text{ Log } T_r$$

T_r = Tiempo de retorno [años].

$$D_m = \sum D_i P_i$$

$$z = 0.394557 - 0.04136 \text{ Log } D_m - 0.00891 (\text{Log } D_m)^2$$

b) *Para suelos cohesivos*

La velocidad erosiva es la que es capaz de poner las partículas en suspensión.

$$V_e = 0.60 \beta \gamma_m^{1.18} H_s^x$$

γ_m = peso específico de la muestra agua sedimento [t/m^3].

x = exponente variable que depende del peso volumétrico del material cohesivo seco.

$$x = 0.892619 - 0.58073 \gamma_m + 0.136275 \gamma_m^2$$

Determinación de la profundidad de socavación en suelos homogéneos

La profundidad de socavación en cualquier punto de la sección transversal se obtiene cuando la velocidad media del cauce iguala a la velocidad erosiva ($V_r = V_e$). Conocido el perfil transversal de la sección bajo el puente antes del paso de la avenida, se escogen algunos puntos en cuyas verticales se desea conocer la profundidad de socavación. Uniendo estos puntos se obtiene el perfil de socavación. Considerando que la hipótesis del método es que el gasto en cada franja del cauce permanece constante durante el proceso erosivo, la profundidad de socavación será igual a 0 en las orillas.

Asumiendo que los suelos son homogéneos y que la rugosidad del cauce es constante:

a) Para suelos granulares

$$H_s = \left(\frac{\alpha h^{5/3}}{0.68 \beta D_m^{0.28}} \right)^{1/(1+z)}$$

La anterior expresión no considera el efecto de la contracción del flujo debida a estribos y pilas, ni el peso específico del agua durante la creciente, por lo que debe corregirse mediante unos factores de ajuste cuando se trata de evaluar un puente. El factor de corrección por contracción μ es menor que 1 y contribuye al aumento de la profundidad de socavación.

CUADRO N°9

Factor de corrección por contracción del cauce μ .

(Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A., 1992).

V (m/s)	Luz libre (m)												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
< 1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.0	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.5	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.0	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.5	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.0	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.5	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
>4.0	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

Fuente: UNIVERSIDAD DEL CAUCA, "Socavación en puentes – Capítulo 3".

Donde:

V = Velocidad media en la sección transversal.

μ = 1.0 si no hay obstáculos.

Para puentes de una sola luz, la luz libre es la distancia entre estribos. Para puentes de varias luces, la luz libre es la mínima distancia entre dos pilas consecutivas, o entre pila y estribo más próximos. Adicionalmente, el efecto del peso específico del agua durante la creciente se considera en otro factor de corrección ϕ que es mayor o igual que la unidad y su efecto es reducir la profundidad de socavación.

ϕ = 1.0, si $\gamma_m = 1.0 \text{ t/m}^3$ (agua clara)

γ_m = peso específico de la muestra agua sedimento

$\phi = -0.54 + 1.5143 \gamma_m$, si $\gamma_m > 1.0 \text{ t/m}^3$ (lecho móvil)

La ecuación final para el cálculo de la socavación considerando los coeficientes de corrección por contracción y peso específico del agua, es la siguiente:

$$H_s = \left(\frac{\alpha h^{5/3}}{0.68 \beta \mu \phi D_m^{0.28}} \right)^{1/(1+z)}$$

H_s y h [m] ; D_m [mm]

β = coeficiente de frecuencia.

μ = factor de corrección por contracción del cauce.

ϕ = factor de corrección por forma de transporte de sedimentos.

b) Suelos cohesivos

Igualando las ecuaciones $V_r = V_e$ y considerando los coeficientes de corrección por contracción y peso específico del agua durante crecientes, se tiene:

$$H_s = \left(\frac{\alpha h^{5/3}}{0.60 \beta \mu \phi \gamma_s^{1.18}} \right)^{1/(1+z)}$$

H_s , h [m]

γ_s = peso específico del sedimento del lecho [t/m³].

β = coeficiente de frecuencia.

μ = factor de corrección por contracción del cauce.

ϕ = factor de corrección por forma de transporte de sedimentos.

2.3.9.3.2 Método de Straub

La siguiente expresión se usa para tener un estimativo del posible descenso que sufrirá el fondo del cauce debido a una reducción en su sección transversal.

$$H_s = \left(\frac{B_1}{B_2} \right)^{0.642} h_1 \quad ; \quad D_s = H_s - h_1$$

B_1 = ancho de la superficie libre del cauce aguas arriba de la contracción [m].

B_2 = ancho de la superficie libre del cauce en la contracción [m].

h_1 = tirante de agua hacia aguas arriba de la contracción [m].

2.3.9.4. Cálculo de la socavación local en pilas

2.3.9.4.1. Método de Larras (1963)

Larras propone una ecuación teórico-práctica deducida de medidas de socavación tomadas en varios puentes franceses después de haberse producido la creciente. Larras se concentró

en la máxima profundidad de socavación para condiciones próximas a velocidad crítica del movimiento de sedimentos.

$$d_s = 1.05 K a^{0.75} \quad ; \quad K = K_f K_\phi$$

$$d_s = 1.05 K_f K_\phi a^{0.75}$$

a = ancho de pila [m].

K_f = factor de corrección por la forma de la pila Tabla.

K_ϕ = factor de corrección por el ángulo de ataque de la corriente

CUADRO N°10

Factor de corrección K_f por forma de la pila Métodos de Larras y Melville y Sutherland. Adaptada de Higuera C. y Pérez G., 1989 y Melville B. W., 1988.

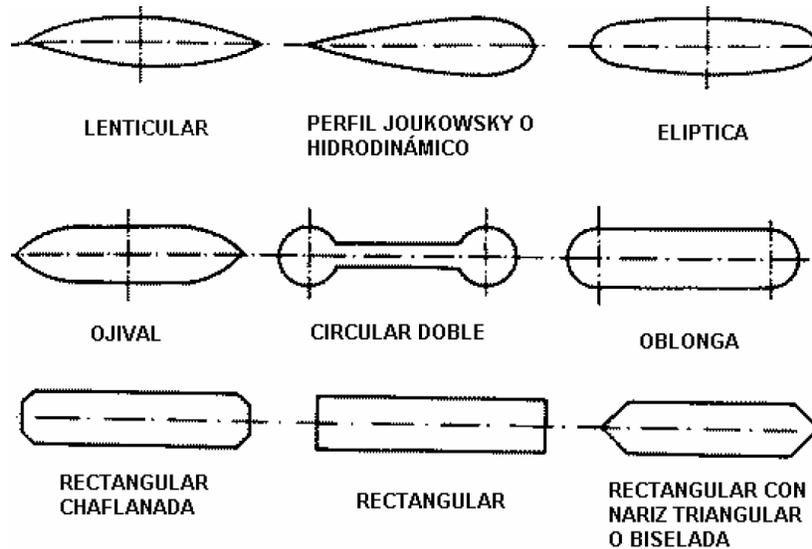
en planta	Largo/ancho de la pila	K_f				
		Chatou	Iowa	Tison	Escande	Venkatadri
Circular	1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	
Lenticular	2.0		0.97			
	3.0		0.76			
	4.0	0.73		0.67		
	7.0			0.41		
Perfil hidrodinámico o Joukowski	4.0	0.86				
	4.1			0.76		
	4.5				0.76	
Elíptica	2.0		0.91			
	3.0		0.83			
Ojival	4.0	0.92		0.86		
Circular doble	4.0	0.95				
Oblonga	1.0		1.00			
	1.5		1.00			
	2.0		1.00			
	3.0		1.00			
	4.0	1.03		1.00		
Rectangular chaflanada	4.0			1.01		
Rectangular	0.25		1.30			
	4.0			1.40		
	4.5				1.25	
	5.3			1.40		
	9.3			1.40		
Nariz triangular a 60°						0.75
Nariz triangular a 90°						1.25
Nariz parabólica						0.56

Fuente: UNIVERSIDAD DEL CAUCA, "Socavación en puentes – Capítulo 3", Colombia.

Tabla 3.3, Pág. 3.22.

FIGURA N°7 – Formas usuales de pilas.

Método de Larras. Higuera C. y Pérez G., (1989).



Fuente: UNIVERSIDAD DEL CAUCA, “Socavación en puentes – Capitulo 3”.

CUADRO N°11

Factor de corrección K_ϕ por ángulo de ataque del flujo. Método de Larras.

Forma de la pila en planta	Largo/ancho de la pila	K_ϕ					
		0°	10°	15°	20°	30°	45°
	1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Lenticular	2.0	0.91				1.13	
	3.0	0.76	0.98	1.02	1.24		
	4.0	0.76		1.12		1.50	2.02
Perfil hidrodinámico	4.0	0.86		1.09		1.40	1.97
	4.5					1.36	
Elíptica	2.0	0.91				1.13	
	3.0	0.83	0.98	1.06	1.24		
Ojival	4.0	0.92		1.18		1.51	
Oblonga	2.0	1.00				1.17	
	3.0	1.00	1.02	1.13	1.24		
	4.0	1.00		1.15		1.52	
	4.5					1.60	
Rectangular	2.0	1.11		1.38		1.56	1.65
	4.0	1.11		1.72		2.17	2.43
	4.0(x)	1.11		1.99		2.94	3.28
	4.5					2.09	
	6.0	1.11		2.20		2.69	3.05
	8.0	1.11		2.23		3.03	3.64
	10.0	1.11		2.48		3.43	4.16

Fuente: UNIVERSIDAD DEL CAUCA, “Socavación en puentes – Capitulo 3”.

2.3.9.4.1. Método de Breusers, Nicollet y Shen

El método de Breusers, Nicollet y Shen fue desarrollado en la década de los setenta, (Breusers,

H. N. C., 1984). La expresión del método es la siguiente:

$$d_s = a f_1 f_2 f_3 f_4$$

d_s = profundidad de socavación por debajo del lecho original

a = ancho de la pila

f_1 = función de V/V_c

$$f_1 = 0 \quad \text{para} \quad \frac{V}{V_c} \leq 0.5$$

$$f_1 = 2 \left(\frac{V}{V_c} - 0.5 \right) \quad \text{para} \quad 0.5 \leq \frac{V}{V_c} \leq 1.0$$

$$f_1 = 1.0 \quad \text{para} \quad \frac{V}{V_c} \geq 1.0$$

f_2 = función de h/a

$$f_2 = 2 \tanh \left(\frac{h}{a} \right)$$

f_3 = función de forma.

CUADRO N°12

Valores de función de forma f_3

Pilas circulares o con punta circular	1.00
Pilas de forma hidrodinámica	0.75
Pilas rectangulares	1.30

Fuente: UNIVERSIDAD DEL CAUCA, "Socavación en puentes – Capítulo 3".

f_4 = función de (φ , l/a)

Donde:

V = velocidad media del flujo

V_c = velocidad crítica para inicio del movimiento de partículas de fondo

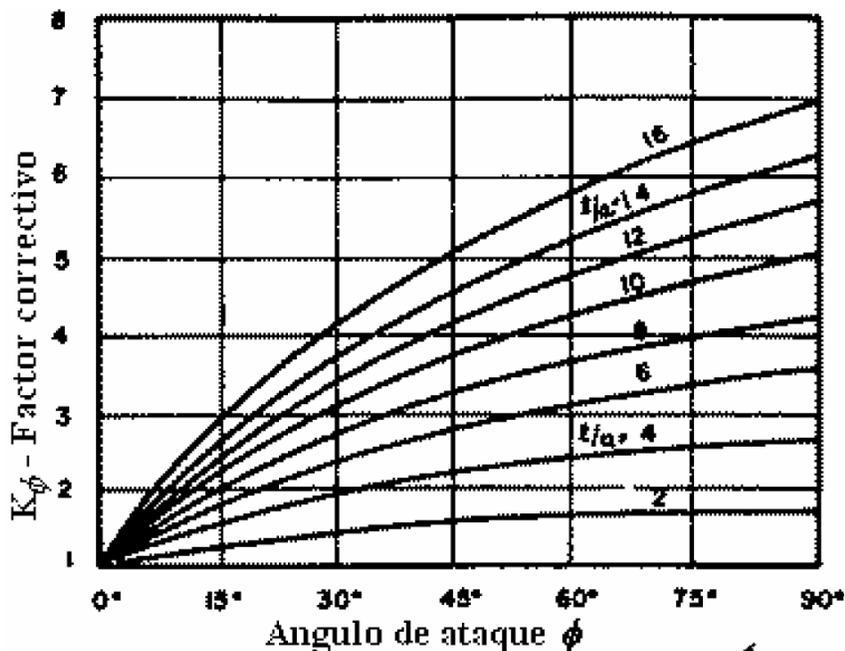
h = profundidad del agua

φ = ángulo de ataque

l = longitud de la pila

FIGURA N°8 – Coeficientes k_ϕ .

Métodos de Laursen y Toch, Breusers, Nicollet y Shen y Melville y Sutherland



$$\frac{\text{Largo de la sección de pila}}{\text{Ancho de la pila}} = \frac{l}{a}$$



Fuente: UNIVERSIDAD DEL CAUCA, “Socavación en puentes – Capítulo 3”.

2.3.9.5. Cálculo de la socavación local en estribos

La incertidumbre existente con relación a la aplicabilidad y a los resultados de las ecuaciones es mayor que para pilas. Todas las ecuaciones existentes tienen limitaciones de tipo práctico. Por ejemplo, las ecuaciones han sido desarrolladas para cauces de lecho arenoso y no tienen en cuenta la posibilidad de acorazamiento. Las ecuaciones para el cálculo de la socavación en estribos se basan en información de laboratorio y muy poca información de campo existe para su verificación. Casi todas las ecuaciones dan valores muy conservadores de socavación debido a que consideran que el estribo está en el cauce principal formado por lechos aluviales y a que asumen que el caudal de agua obstruido es proporcional a la longitud del estribo, lo que es raro que ocurra en la realidad. El ingeniero diseñador debe determinar la ecuación que se ajusta mejor a las condiciones de un puente dado.

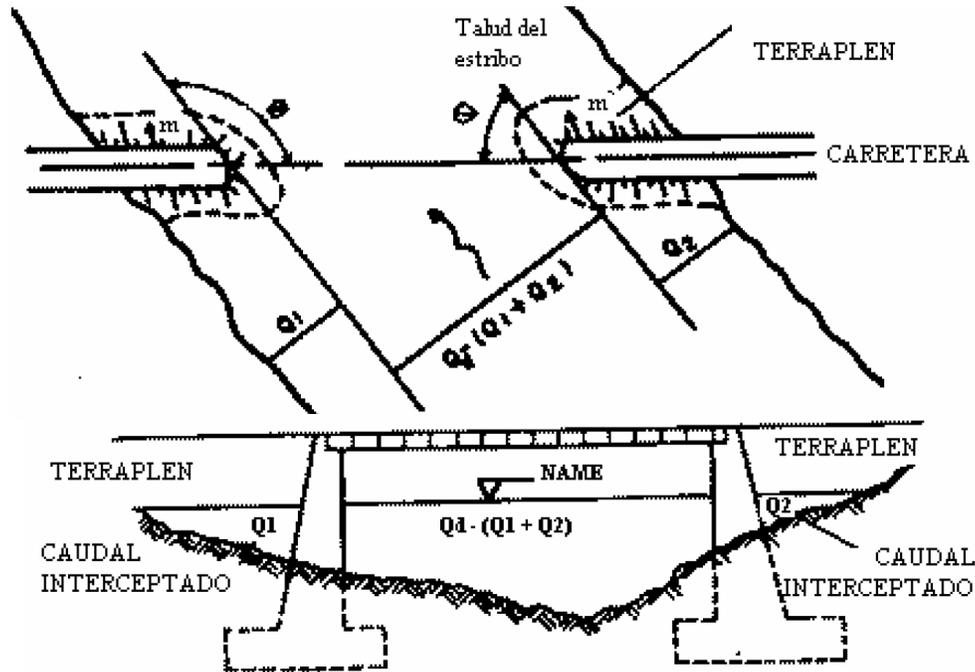
2.3.9.5.1. Método de Artamonov

Este método permite determinar no solamente la profundidad de socavación al pie de estribos sino también al pie de espigones. Depende de los siguientes factores:

- Porción del caudal interceptado por la estructura al meterse dentro de la corriente Q_1, Q_2 .
- Talud que tienen los lados del estribo ($mH:1.0V$).
- Ángulo entre el eje longitudinal de la obra y la corriente (θ).

FIGURA N°9 – Intersección del flujo por los estribos.

Método de Artamonov.



Fuente: UNIVERSIDAD DEL CAUCA, "Socavación en puentes – Capítulo 3".

$$H_T = K_\theta K_Q K_m h$$

Donde:

H_T = profundidad del agua al pie del estribo medida desde la superficie libre de la corriente.

K_θ = coeficiente que depende del ángulo entre el eje de la obra y la corriente.

K_Q = coeficiente que depende de la relación entre el gasto teórico interceptado por el estribo Q_1 o Q_2 y el caudal total Q_d que escurre por la sección transversal.

K_m = coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo.

h = tirante de agua en la zona cercana al espigón o estribo antes de la socavación.

CUADRO N°13

Coeficiente de corrección K_θ . Juárez B., E. y Rico R., A. (1992).

θ	20°	60°	90°	120°	150°
K_θ	0.84	0.94	1.00	1.07	1.19

CUADRO N°14

Coefficiente de corrección K_θ . Juárez B., E. y Rico R., A. (1992).

Q_1/Q_d	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
K_θ	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20

CUADRO N°15

Coefficiente de corrección K_m . Juárez B., E. y Rico R., A. (1992).

Talud m	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0
K_m	1.00	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

Fuente: UNIVERSIDAD DEL CAUCA, “Socavación en puentes – Capitulo 3”.

2.3.9.5.2. Método de Froehlich

La ecuación dada por Froehlich está basada en análisis dimensional y en análisis de regresión de datos de laboratorio para 170 mediciones de socavación en lecho móvil. HEC-18 (1993) recomienda su uso para socavación tanto en lecho móvil como en agua clara, para estribos que se proyectan dentro del cauce principal o no y para flujo concentrado en el cauce principal o combinado con flujo sobre las zonas de inundación. La ecuación de Froehlich que a continuación se expone es de uso común en los Estados Unidos de América.

$$\frac{d_s}{h_e} = 2.27 K_f K_\theta \left(\frac{L}{h_e}\right)^{0.43} Fr_e^{0.61} + 1$$

Donde:

d_s : Profundidad de socavación [m]

h_e : Profundidad media del flujo (profundidad hidráulica) en la zona de inundación obstruida por el estribo aguas arriba del puente [m]

K_f : coeficiente que depende de la forma del estribo.

K_θ : coeficiente que depende del ángulo de ataque del flujo.

L : longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua proyectada normalmente al flujo [m]

Fr_e : número de Froude en la sección de aproximación obstruida por el estribo.

CUADRO N°16

Coefficiente por la forma del estribo K_f . Método de Froehlich. HEC-18. 1993.

Descripción	K_f
Estribo con pared vertical	1.00
Estribo con pared vertical y aletas	0.82
Estribo con pendiente hacia el cauce	0.55

FIGURA N°10 – Formas comunes de estribos.

Método de Froehlich. HEC-18, 1993.

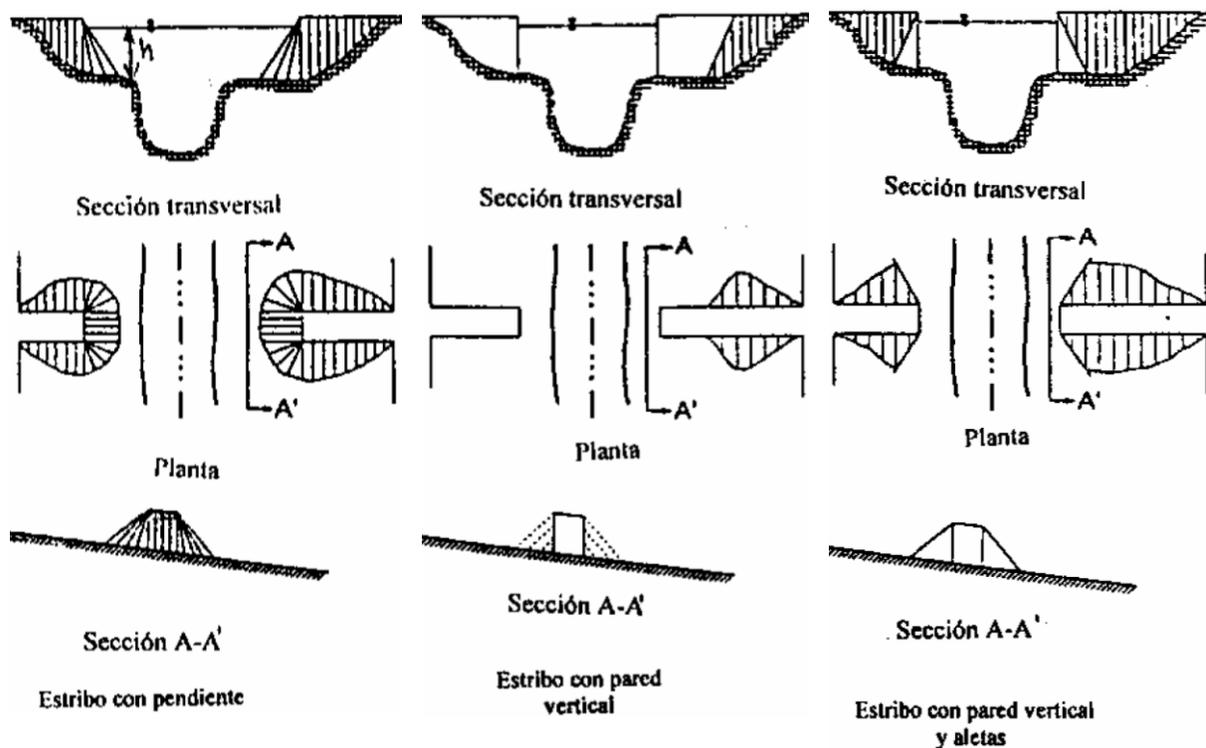
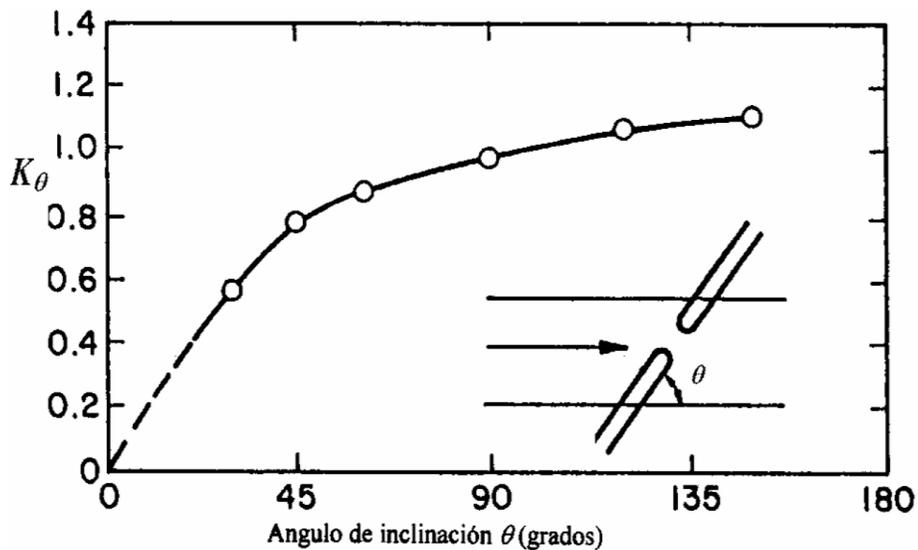


FIGURA N°11 – Coeficiente k_θ que depende del ángulo de ataque



Fuente: UNIVERSIDAD DEL CAUCA, "Socavación en puentes – Capítulo 3"

El coeficiente K_θ también puede ser calculado por la siguiente ecuación:

$$K_\theta = \left(\frac{\theta}{90}\right)^{0.13}$$

Donde:

K_θ = coeficiente que depende del ángulo de ataque del flujo.

$\theta < 90^\circ$ si el estribo está inclinado hacia aguas abajo

$\theta > 90^\circ$ si el estribo está inclinado hacia aguas arriba

Los demás parámetros del método se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$h_e = \frac{A_e}{L} \quad ; \quad F_{re} = \frac{V_e}{\sqrt{g h_e}} \quad ; \quad V_e = \frac{Q_e}{A_e}$$

Donde:

V_e : velocidad del flujo obstruido por el estribo y los accesos al puente en la sección de aguas arriba [m/s].

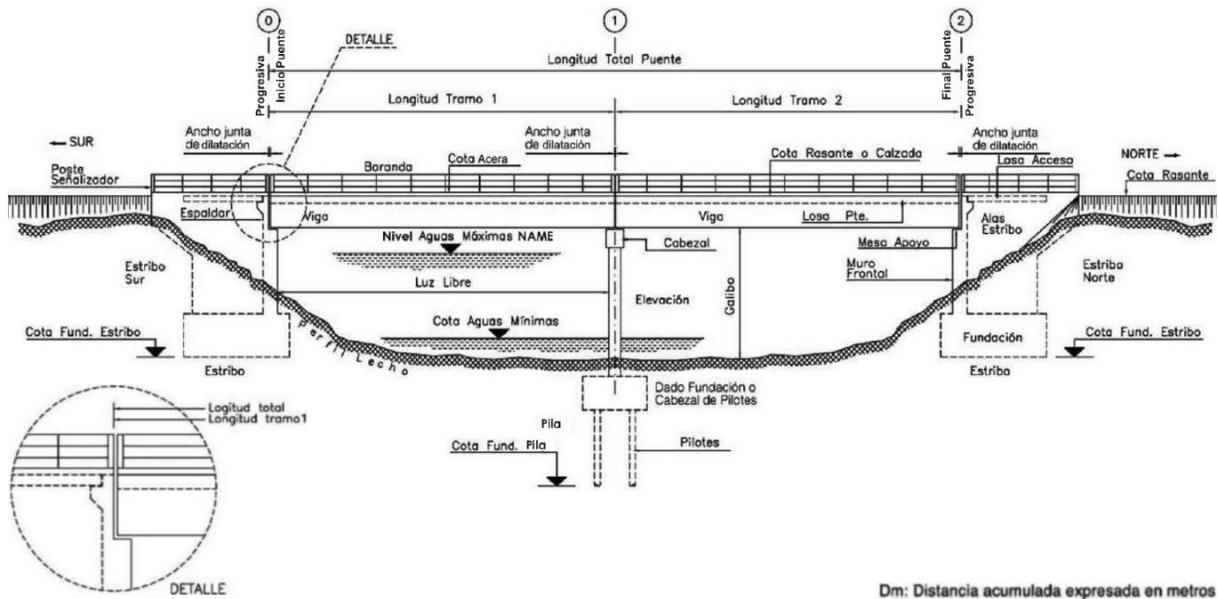
Q_e : caudal obstruido por los estribos o los accesos medido aguas arriba del puente [m^3/s].

A_e : área del flujo de la sección de aguas arriba obstruida por los estribos [m^2].

2.4. Geometría del puente.-

El Diseño Geométrico (longitudinal y transversal) del puente se realizará considerando las secciones tipo y los elementos que componen los puentes de las disposiciones y recomendaciones que se incluyen en el Capítulo 5 (Puentes y estructuras afines) Volumen 1 del “Manual de Carreteras - Administradora Boliviana de Carreteras”.

FIGURA N°12 - Elementos principales de un puente.



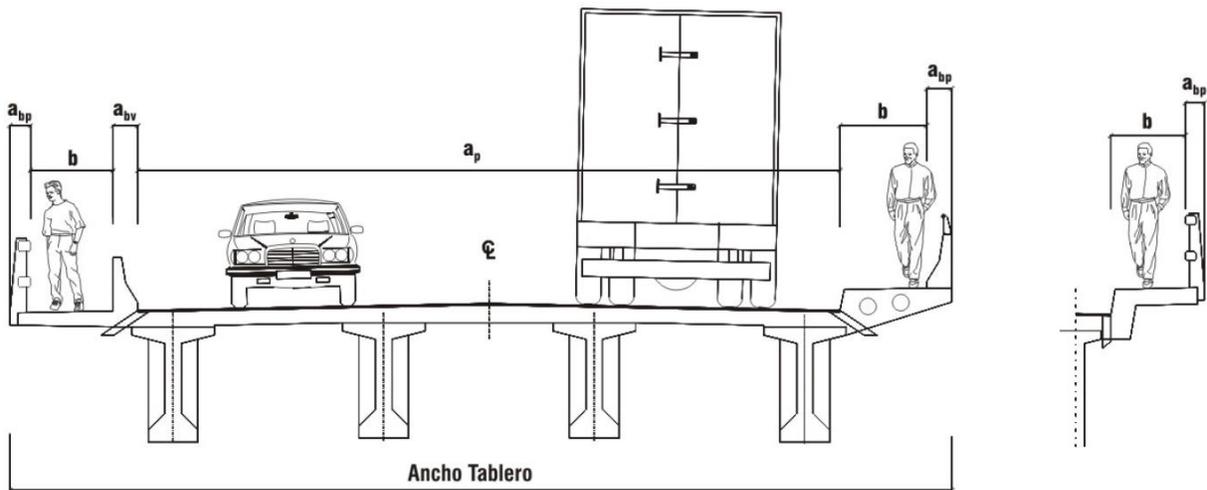
Fuente: “Manual de Carreteras - Administradora Boliviana de Carreteras” – VI, Pág 5-6.

En una estructura de puente podemos distinguir cuatro partes bien definidas, a saber, superestructura, infraestructura, accesos y obras de defensa. En la Fig. se muestran los principales elementos que constituyen un puente.

2.4.1. Superestructura

Es aquella parte del puente que permite la continuidad del camino con su calzada y bermas. La superestructura soporta el paso de las cargas las que transmite a la infraestructura a través de los sistemas de apoyo.

FIGURA N°13 - Sección tipo de puentes y pasos superiores.



Fuente: “Manual de Carreteras - Administradora Boliviana de Carreteras” – VI, Pág 5-7.

- ⇒ Tablero.- Está constituido por la superficie de rodadura, las aceras y las barreras de protección y/o barandas. Las aceras se proveen en aquellos casos donde el tránsito de peatones lo amerita. Las barandas y/o barreras de protección se colocan a lo largo de los bordes externos del sistema del tablero proporcionando protección al tránsito vehicular y peatones.
- ⇒ Sistema Estructural del Tablero.- Es el sistema encargado de proporcionar capacidad de soporte de cargas del tablero. El sistema estructural del tablero puede ser de madera, hormigón armado, pretensado o acero y se apoya habitualmente sobre vigas longitudinales dependiendo de la longitud y de los tramos.
- ⇒ Sistema de Vigas del Tablero.- Está constituido por figas longitudinales y transversales, las que permiten la transmisión de las cargas que actúan sobre la superestructura a la infraestructura.

⇒ Aparatos de Apoyo.- Se encuentran entre la superestructura y la infraestructura, y sirven para transmitir a la infraestructura las reacciones verticales y horizontales producidas por las diferentes acciones y solicitaciones.

En la figura se hace notar que:

$$\text{Ancho Tablero} = a_p + 2 (a_{bv} + b + a_{bp})$$

Donde:

a_p = Ancho de la plataforma del camino en los accesos del puente incluyendo calzadas, cantero central, bermas y sobreeanchos de curvas si corresponde. No considera el sobreeancho de plataforma (SAP) [m].

b = Ancho de acera peatonal [m].

a_{bv} = Ancho de barrera vehicular [m].

a_{bp} = Ancho de baranda peatonal [m].

2.4.2. Infraestructura

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

⇒ Estribos.- Los estribos están constituidos por dos partes. La primera, denominada mesoestructura, está conformada por un muro frontal, la mesa de apoyo, el muro espaldar y las alas. La segunda denominada infraestructura es la fundación del estribo y es la encargada de traspasar al terreno las cargas, sean éstas peso propio, cargas móviles, sísmicas, empujes de tierra, etc. Fundamentalmente existen tres tipos de fundaciones, directa, pilotes y cajones o pilas de fundación. Los estribos, además de dar apoyo a la superestructura, contienen los terraplenes de acceso al puente.

⇒ Pilas.- Son los apoyos intermedios de los puentes, y al igual que los estribos, están constituidos por la elevación y la fundación.

2.4.3. Estructuras complementarias

⇒ Accesos.- Los accesos al puente están constituidos, en general, por las siguientes obras: Terraplenes de acceso, estructura de pavimento, bases, bermas y losas de acceso. Para evitar descensos a la entrada de los puentes se dispone de losas de aproximación apoyadas en los terraplenes de acceso y en consolas dispuestas para estos fines en los muros

espaldares de los estribos. Alternativamente, para controlar estos descensos se pueden usar losas enterradas apoyadas en el terraplén y en los muros del estribo.

⇒ Obras de defensa y seguridad.-Las obras de defensas de un puente comprenden los enrocados, gaviones, bajadas de agua en los terraplenes de acceso, y elementos de contención de tierras tales como muros de contención, pilotes contenedores, tierra armada, etc. Las obras de seguridad comprenden las barreras camineras y la señalización, sea vertical u horizontal.

2.5. Diseño estructural

Normativa.- Los procedimientos para el Análisis Estructural y Dimensionamiento de elementos se realizará bajo las “Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD” – Unidades S.I., publicado por la American Association of State Highway and Transportation Officials (2004).

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

Requisitos Generales (Art. 1.3.2).- Todos los elementos y conexiones debe satisfacer la siguiente ecuación para cada estado límite.

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

Para cargas para las cuales un valor máximo de γ_i es apropiado:

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0,95$$

Para cargas para las cuales un valor mínimo de γ_i es apropiado:

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1,0$$

CUADRO N°17

Factor de modificación para η_i

Ductilidad η_D	
$\geq 1,05$	Elementos y conexiones no dúctiles.
$= 1$	Diseños y detalles convencionales.
$\geq 0,95$	Elementos y conexiones con medidas adicionales para mejorar la ductilidad.
$=1$	Demás estados límites.

Redundancia η_R	
$\geq 1,05$	Elementos no redundantes.
$= 1$	Niveles convencionales de redundancia.
$\geq 0,95$	Niveles excepcionales de redundancia.
$=1$	Demás estados límites.
Importancia operativa η_I	
$\geq 1,05$	Puentes importantes.
$= 1$	Puentes típicos.
$\geq 0,95$	Puentes relativamente de poca importancia.
$=1$	Demás estados límites.

Fuente AASHTO - LRFD (2004)- Sección 1. [Art. 1.3].

donde:

γ_i = factor de carga: multiplicador de base estadística que se aplica a las solicitaciones.

ϕ = factor de resistencia: multiplicador de base estadística que se aplica a la resistencia nominal.

η_i = factor de modificación de las cargas: factor relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa.

η_D = factor relacionado con la ductilidad.

η_R = factor relacionado con la redundancia.

η_I = factor relacionado con la importancia operativa.

Q_i = solicitación.

R_n = resistencia nominal.

R_r = resistencia mayorada: ϕR_n

Estados Límite (Art. 1.3.2 y Art 3.4.1).- La ecuación definida en Requisitos Generales debe ser aplicada para todos los Estados Límites:

Estado Límite de Servicio.- El estado límite de servicio se debe considerar como restricciones impuestas a las tensiones, deformaciones y anchos de fisura bajo condiciones de servicio regular.

⇒ **SERVICIO I** – Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 km/h, tomando todas las cargas a sus valores nominales. También se relaciona con el control de las deflexiones de las estructuras metálicas enterradas, revestimientos de túneles y tuberías termoplásticas y con el control del ancho de

fisuración de las estructuras de hormigón armado. Esta combinación de cargas también se debería utilizar para investigar la estabilidad de taludes.

- ⇒ SERVICIO II – Combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico.
- ⇒ SERVICIO III – Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en superestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.

Estado Límite de Fatiga y Fractura.- El estado límite de fatiga se debe considerar como restricciones impuestas al rango de tensiones que se da como resultado de un único camión de diseño ocurriendo el número anticipado de ciclos del rango de tensión.

El estado límite de fractura se debe considerar como un conjunto de requisitos sobre resistencia de materiales de las Especificaciones sobre Materiales de AASHTO.

- ⇒ FATIGA – Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la sobrecarga gravitatoria vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño.

Estado Límite de Resistencia.- Se debe considerar el estado límite de resistencia para garantizar que se provee resistencia y estabilidad, tanto local como global, para resistir las combinaciones de cargas estadísticamente significativas especificadas que se anticipa que el puente experimentará durante su período de diseño.

- ⇒ RESISTENCIA I – Combinación de cargas básica que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.
- ⇒ RESISTENCIA II – Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el Propietario, vehículos de circulación restringida, o ambos, sin viento.
- ⇒ RESISTENCIA III – Combinación de cargas que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 km/h.
- ⇒ RESISTENCIA IV – Combinación de cargas que representa relaciones muy elevadas entre las solicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por las sobrecargas.
- ⇒ RESISTENCIA V – Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 90 km/h.

Estados Límites correspondientes a Eventos Extremos.- Se debe considerar el estado límite correspondiente a eventos extremos para garantizar la supervivencia estructural de un

puede durante una inundación o sismo significativo, o cuando es embestido por una embarcación, un vehículo o un flujo de hielo, posiblemente en condiciones socavadas.

⇒ EVENTO EXTREMO I – Combinación de cargas que incluye sismos.

⇒ EVENTO EXTREMO II – Combinación de cargas que incluye carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con una sobrecarga reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos, CT.

Factores de Carga y Combinaciones de Cargas (Art. 3.4.1).-

La solicitación mayorada total se tomará como:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$$

donde:

η_i = modificador de las cargas.

Q_i = solicitaciones de las cargas aquí especificadas.

γ_i = factores de carga..

CUADRO N°18

Combinaciones de Cargas y Factores de Carga.

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar sólo uno por vez			
										EQ	IC	CT	CV
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA II	γ_p	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA III	γ_p	-	1.00	1.40	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Sólo EH, EV, ES, DW, DC	γ_p 1,5	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_p	1.35	1.00	0.40	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0,50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO II	1.00	1,30	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO IV	1.00	-	1.00	0.70	-	1.00	1.00/1.20	-	1.0	-	-	-	-
FATIGA - Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: AASHTO LRFD (2004)- [3.4.1-1]

CUADRO N°19

Factores de carga para cargas permanentes, γ_p .

Tipo de carga	Factor de Carga		
	Máximo	Mínimo	
DC: Elemento y accesorios	1,25	0,90	
DD: Fricción negativa (downdrag)	1,80	0,45	
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65	
EH: Empuje horizontal del suelo <ul style="list-style-type: none"> • Activo • En reposo 	1,50	0,90	
		1,35	0,90
EL: Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00	
EV: Empuje vertical del suelo <ul style="list-style-type: none"> • Estabilidad global • Muros de sostenimiento y estribos • Estructura rígida enterrada • Marcos rígidos • Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares • Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles 			
		1,00	N/A
		1,35	1,00
		1,30	0,90
		1,35	0,90
		1,95	0,90
ES: Sobrecarga de suelo	1,50	0,75	

Fuente: AASHTO LRFD (2004)- [3.4.1-2]

Factores de Carga para Fuerzas de Tesado y Postesado (Art. 3.4.3).-

Fuerza de Tesado.- las fuerzas de diseño para tesado en servicio no deberán ser menores que 1,3 veces la reacción a la carga permanente en el apoyo, adyacente al punto de tesado.

Fuerza para las Zonas de Anclaje de Postesado.- La fuerza de diseño para las zonas de anclaje de postesado se deberá tomar como 1,2 veces la máxima fuerza de tesado.

Cargas Permanentes: DC, DW y EV (Art. 3.5.1).- La carga permanente deberá incluir el peso propio de todos los componentes de la estructura, accesorios e instalaciones de servicio unidas a la misma, superficie de rodamiento, futuras sobrecapas y ensanchamientos previstos. En ausencia de información más precisa, para las cargas permanentes se pueden utilizar las densidades especificadas en la Tabla.

CUADRO N°20
Densidades.

Material		Densidad (kg/m ³)
Aleaciones de aluminio		2800
Superficies de rodamiento bituminosas		2250
Hierro fundido		7200
Escoria		960
Arena, limo o arcilla compactados		1925
Hormigón	Agregados de baja densidad	1775
	Agregados de baja densidad y arena	1925
	Densidad normal con $f'_c \leq 35$ MPa	2320
	Densidad normal con $35 < f'_c \leq 105$ MPa	$2240 + 2,29 f'_c$
Arena, limo o grava sueltos		1600
Arcilla blanda		1600
Grava, macadán o balasto compactado a rodillo		2250
Acero		7850
Sillería		2725
Madera	Dura	960
	Blanda	800
Agua	Dulce	1000
	Salada	1025
Elemento		Masa por unidad de longitud (Kg/mm)
Rieles para tránsito, durmientes y fijadores por vía		0,30

Fuente: AASHTO LRFD (2004)- [3.5.1-1].

2.5.2. Superestructura

Las cargas vivas actuantes en la superestructura se aplican como se explica a continuación:

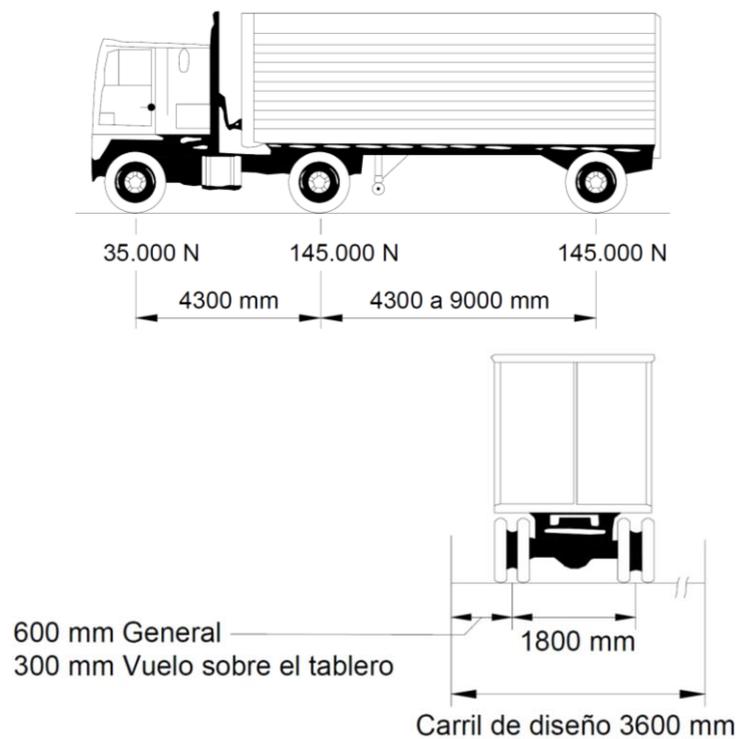
Sobrecarga Vehicular de Diseño (Art. 3.6.1.2).- La sobrecarga vehicular sobre las calzadas de puentes o estructuras incidentales, designada como HL-93, deberá consistir en una combinación de:

- ⇒ Camión de diseño o tándem de diseño, y
- ⇒ Carga de carril de diseño.

Cada carril de diseño considerado deberá estar ocupado ya sea por el camión de diseño o bien por el tándem de diseño, en coincidencia con la carga del carril, cuando corresponda. Se asumirá que las cargas ocupan 3000 mm transversalmente dentro de un carril de diseño.

Camión de Diseño (Art. 3.6.1.2.2).- Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán como se especifica en la Figura. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica como se especifica en el Artículo 3.6.2. A excepción de lo especificado en los Artículos 3.6.1.3.1 y 3.6.1.4.1, la separación entre los dos ejes de 145.000 N se deberá variar entre 4300 y 9000 mm para producir las sollicitaciones extremas.

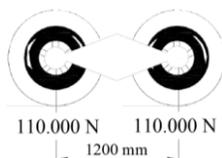
FIGURA N°14 - Camión de diseño



Fuente: AASHTO LRFD (2004)- [Fig. 3.6.1.2.2-1].

Tándem de Diseño (Art. 3.6.1.2.3).- El tándem de diseño consistirá en un par de ejes de 110.000 N con una separación de 1200 mm. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1800 mm. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica según lo especificado en el Artículo 3.6.2.

FIGURA N°15 - Tándem de diseño



Fuente: Elaboración propia.

Carga del Carril de Diseño (Art. 3.6.1.2.4).- La carga del carril de diseño consistirá en una carga de 9,3 N/mm, uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3000 mm. Las solicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica.

Número de carriles de Diseño (Art. 3.6.1.1.1).- En general, el número de carriles de diseño se debería determinar tomando la parte entera de la relación $w/3600$, siendo w el ancho libre de calzada entre cordones y/o barreras, en mm. También se deberían considerar posibles cambios futuros en las características físicas o funcionales del ancho libre de calzada. En aquellos casos en los cuales los carriles de circulación tienen menos de 3600 mm de ancho, el número de carriles de diseño deberá ser igual al número de carriles de circulación, y el ancho del carril de diseño se deberá tomar igual al ancho del carril de circulación. Los anchos de calzada comprendidos entre 6000 y 7200 mm deberán tener dos carriles de diseño, cada uno de ellos de ancho igual a la mitad del ancho de calzada.

Presencia de Múltiples Sobrecargas (Art. 3.6.1.1.2).- La solicitación extrema correspondiente a sobrecarga se deberá determinar considerando cada una de las posibles combinaciones de número de carriles cargados, multiplicando por un factor de presencia múltiple correspondiente para tomar en cuenta la probabilidad de que los carriles estén ocupados simultáneamente por la totalidad de la sobrecarga de diseño HL93. En ausencia de datos específicos del predio, los valores de la Tabla:

- Se deberán utilizar al investigar el efecto de un carril cargado,
- Se podrán utilizar al investigar el efecto de tres o más carriles cargados.

Los factores especificados en la Tabla no se deben aplicar conjuntamente con los factores de distribución de carga aproximados especificados en los Artículos 4.6.2.2 y 4.6.2.3, excepto

si se aplica la ley de momentos o si se utilizan requisitos especiales para vigas exteriores en puentes de vigas y losas, especificados en el Artículo 4.6.2.2.2d.

CUADRO N°21

Factor de presencia múltiple (m)

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, <i>m</i>
1	1,20
2	1,00
3	0,85
> 3	0,65

Fuente: AASHTO LRFD (2004)- [3.6.1.1.2-1].

Incremento por Carga Dinámica: IM (Art. 3.6.2).- La los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se deberán mayorar aplicando los porcentajes indicados en la Tabla 1, incremento por carga dinámica. El factor a aplicar a la carga estática se deberá tomar como: $(1 + IM/100)$. El incremento por carga dinámica no se aplicará a las cargas peatonales ni a la carga del carril de diseño.

CUADRO N°22

Incremento por Carga Dinámica, IM

Componente	<i>IM</i>
Juntas del tablero - Todos los Estados Límites	75%
Todos los demás componentes	
• Estado Limite de fatiga y fractura	15%
• Todos los demás Estados Límites	33%

Fuente: AASHTO LRFD (2004)- [Tabla 3.6.2.1-1].

Cargas Peatonales (Art. 3.6.1.6).- Debe aplicarse una carga peatonal de $3,6 \times 10^{-3}$ MPa en todas las aceras de más de 600 mm de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

Los puentes exclusivamente para tráfico peatonal y/o ciclista se deberán diseñar para una sobrecarga de $4,1 \times 10^{-3}$ MPa.

Si las aceras, puentes peatonales o puentes para ciclistas también han de ser utilizados por vehículos de mantenimiento y/u otros vehículos, estas cargas se deberán considerar en el diseño. Para estos vehículos no es necesario considerar el incremento por carga dinámica.

Fuerza de frenado (Art. 3.6.4).- La fuerza de frenado se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

- 25 por ciento de los pesos por eje del camión de diseño o tandem de diseño, o
- 5 por ciento del camión de diseño más la carga del carril ó 5 por ciento del tandem de diseño más la carga del carril.

La fuerza de frenado se deberá ubicar en todos los carriles de diseño que se consideran cargados de acuerdo con el Artículo 3.6.1.1.1 y que transportan tráfico en la misma dirección. Se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1800 mm sobre la superficie de la calzada en cualquiera de las direcciones longitudinales para provocar solicitaciones extremas. Todos los carriles de diseño deberán estar cargados simultáneamente si se prevé que en el futuro el puente puede tener tráfico exclusivamente en una dirección. Se aplicarán los factores de presencia múltiple especificados en el Artículo 3.6.1.1.2.

Presión de Viento sobre Estructuras (Art. 3.8.1).- Se asumirá que las presiones aquí especificadas son provocadas por una velocidad básica del viento, V_B , de 160 km/h.

Se asumirá que la carga de viento está uniformemente distribuida sobre el área expuesta al viento. El área expuesta será la sumatoria de las áreas de todos los componentes, incluyendo el sistema de piso y las barandas, vistas en elevación y perpendiculares a la dirección de viento supuesta. Esta dirección se deberá variar para determinar las solicitaciones extremas en la estructura o en sus componentes. En el análisis se pueden desprestigiar las superficies que no contribuyen a la sollicitación extrema considerada.

Se asumirá que la dirección del viento de diseño es horizontal, a menos que el Artículo 3.8.3 especifique lo contrario. En ausencia de datos más precisos, la presión del viento de diseño, en MPa, se puede determinar como:

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 = P_B \frac{V_{DZ}^2}{25.600}$$

V_{DZ} = velocidad de viento de diseño a la altura de diseño, Z (km/h)

V_B = velocidad básica del viento igual a 160 km/h a una altura de 10.000 mm, con la cual se obtienen las presiones de diseño especificadas en los Artículos 3.8.1.2 y 3.8.2

P_B = presión básica del viento especificada en la Tabla 1.20 (MPa)

CUADRO N°23

Presiones básicas, P_B , correspondientes a $V_B = 160$ km/h

COMPONENTE DE LA SUPERESTRUCTURA	CARGA A BARLOVENTO, MPa	CARGA A SOTAVENTO, MPa
Reticulados, columnas y arcos	0,0024	0,0012
Vigas	0,0024	NA
Grandes superficies planas	0,0019	NA

Fuente: AASHTO LRFD (2004)- [Tabla 3.8.1.2.1-1].

La carga de viento total no se deberá tomar menor que 4,4 N/mm en el plano de un cordón a barlovento ni 2,2 N/mm en el plano de un cordón a sotavento de un componente reticulado o en arco, ni se deberá tomar menor que 4,4 N/mm en componentes de vigas o vigas cajón.

Presión de Diseño en Superestructura: Si el viento no se considera normal a la estructura, la presión básica del viento, P_B , para diferentes ángulos de dirección del viento se puede tomar como se especifica en la Tabla, y se deberá aplicar a una única ubicación de área expuesta. El ángulo de oblicuidad se deberá medir a partir de una perpendicular al eje longitudinal. Para el diseño la dirección del viento será aquella que produzca la sollicitación extrema en el componente investigado. Las presiones transversal y longitudinal se deberán aplicar simultáneamente.

CUADRO N°24

Presiones básicas del viento, P_B , para diferentes ángulos de ataque; $V_B = 160$ km/h

Ángulo de oblicuidad del viento	Reticulados, columnas y arcos		Vigas	
	Carga lateral	Carga longitudinal	Carga lateral	Carga longitudinal
Grados	MPa	MPa	MPa	MPa
0	0,0036	0,0000	0,0024	0,0000
15	0,0034	0,0006	0,0021	0,0003
30	0,0031	0,0013	0,0020	0,0006
45	0,0023	0,0020	0,0016	0,0008
60	0,0011	0,0024	0,0008	0,0009

Fuente: AASHTO LRFD (2004)- [Tabla 3.8.1.2.2-1].

Fuerzas Aplicadas Directamente a la Subestructura: Las fuerzas transversales y longitudinales a aplicar directamente a la subestructura se deberán calcular en base a una presión básica del viento supuesta de 0,0019 MPa. (Ver AASHTO LRFD 2004- [Art. 3.8.1.2.3])

Presión de Viento sobre los Vehículos: WL (Art. 3.8.1.3).- Si hay vehículos presentes, la presión del viento de diseño se deberá aplicar tanto a la estructura como a los vehículos. La presión del viento sobre los vehículos se debe representar como una fuerza interrumpible y móvil de 1,46 N/mm actuando normal a la calzada y 1800 mm sobre la misma, y se deberá transmitir a la estructura. Si el viento sobre los vehículos no se considera normal a la estructura, las componentes de fuerza normal y paralela aplicadas a la sobrecarga viva se pueden tomar como se especifica en la Tabla, considerando el ángulo de oblicuidad con respecto a la normal a la superficie. La carga de viento de 1,46 N/mm representa una larga fila de vehículos de pasajeros, utilitarios comerciales y camiones en secuencia aleatoria, expuesta a la velocidad del viento de diseño de 90 km/h. Esta sobrecarga horizontal, similar a la carga del carril de diseño, sólo se debería aplicar a las áreas de influencia que producen una sollicitación del mismo tipo.

CUADRO N°25

Componentes del viento sobre la sobrecarga viva.

Ángulo de oblicuidad	Componente normal	Componente paralela
Grados	N/mm	N/mm
0	1,46	0,00
15	1,28	0,18
30	1,20	0,35
45	0,96	0,47
60	0,50	0,55

Fuente: AASHTO LRFD (2004)- [Tabla 3.8.1.3-1].

Análisis y Evaluación Estructural.-

Tablero.- Un método de análisis aproximado en el cual el tablero se subdivide en fajas perpendiculares a los componentes de apoyo se considerará aceptable para los tableros, excepto para aquellos tableros formados por emparillados con sus vanos total o parcialmente llenos, para los cuales se deberán aplicar los requisitos del Artículo 4.6.2.1.8. Si se utiliza el

método de las fajas, el momento extremo positivo de cualquier panel de tablero entre vigas se considerará actuando en todas las regiones de momento positivo. De manera similar, el momento extremo negativo de cualquier viga se considerará actuando en todas las regiones de momento negativo.

El ancho de la faja equivalente de un tablero se puede tomar como se especifica en la Tabla. Si el tablero se extiende fundamentalmente en la dirección paralela al tráfico, las fajas que soportan una carga de eje no se deberán tomar mayores que 1000 mm en el caso de emparrillados abiertos, y no mayores que 3600 mm para todos los demás tableros en los cuales se investiga carga en múltiples carriles. Para los vuelos de tableros, cuando sea aplicable, se pueden utilizar los requisitos del Artículo 3.6.1.3.4 en lugar del ancho de faja especificado en la Tabla para vuelos de tableros.

CUADRO N°26
Fajas equivalentes.

TIPO DE TABLERO	DIRECCIÓN DE LA FAJA PRIMARIA EN RELACIÓN CON EL TRÁFICO	ANCHO DE LA FAJA PRIMARIA (mm)
Hormigón: <ul style="list-style-type: none"> • Colado in situ • Colado in situ con encofrados perdidos • Prefabricado, postesado 	Vuelo	$1140 + 0,833X$
	Paralela o perpendicular	+M: $660 + 0,55S$ -M: $1220 + 0,25S$
	Paralela o perpendicular	+M: $660 + 0,55S$ -M: $1220 + 0,25S$
	Paralela o perpendicular	+M: $660 + 0,55S$ -M: $1220 + 0,25S$

Fuente: AASHTO LRFD (2004)- [Fragmento Tabla 4.6.2.1.3-1].

Donde:

S = separación de los elementos de apoyo (mm)

+M = momento positivo

-M = momento negativo

X = distancia entre la carga y el punto de apoyo (mm)

Factores de Distribución (Art. 4.6.2.2)

Deberán aplicar a puentes que se analizan para un único carril de carga o múltiples carriles de sobrecarga que produce aproximadamente la misma sollicitación por carril. Los factores

de presencia múltiple no se deben utilizar junto con los métodos aproximados de asignación de cargas, excepto los métodos de momentos estáticos o la ley de momentos, ya que estos factores ya están incorporados en los factores de distribución.

CUADRO N°27

Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores.

Tipo de vigas	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factores de Distribución	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado: $0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0,1}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $N_b \geq 4$ $4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$
		Dos o más carriles de diseño cargados: $0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0,1}$	
		Usar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$

Fuente: AASHTO LRFD (2004)- [Fragmento Tabla 4.6.2.2.2b-1]

CUADRO N°28

Distribución de sobrecargas por carril para momento en vigas longitudinales exteriores.

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Ley de momentos	$g = e g_{interior}$ $e = 0,77 + \frac{d_e}{2800}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
			Utilizar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$

Fuente: AASHTO LRFD (2004)- [Fragmento Tabla 4.6.2.2.2d-1]

CUADRO N°29

Distribución de la sobrecarga por carril para corte en vigas interiores.

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$0,36 + \frac{S}{7600}$	$0,2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2,0}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $110 \leq t_s \leq 300$ $N_b \geq 4$
		Ley de momentos	Ley de momentos	$N_b = 3$

Fuente: AASHTO LRFD (2004)- [Fragmento Tabla 4.6.2.2.3a-1]

CUADRO N°30

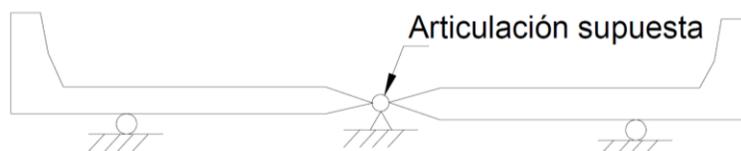
Distribución de la sobrecarga por carril para corte en vigas exteriores.

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Ley de momentos	$g = e g_{interior}$ $e = 0,6 + \frac{d_e}{3000}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
		Ley de momentos	Ley de momentos	$N_b = 3$

Fuente: AASHTO LRFD (2004)- [Fragmento Tabla 4.6.2.2.3b-1]

Ley de momentos (C4.6.2.2.1).- La ley de momentos implica sumar los momentos respecto de un apoyo para hallar la reacción en otro apoyo suponiendo que el elemento soportado está articulado en los apoyos interiores.

FIGURA N°15 - Modelo ideal para aplicar la ley de momentos



Fuente: AASHTO LRFD (2004)- [Figura C4.6.2.2.1-1]

Para hallar la reacción en la viga exterior los momentos se deberían tomar respecto de la articulación supuesta o ideal del tablero sobre la viga central.

Propiedades de los materiales

El acero de armadura pasiva.- Las armaduras deberán ser conformadas, excepto que para espirales, estribos cerrados y mallas de alambre se podrán utilizar barras lisas o alambre liso. La tensión de fluencia nominal deberá ser la mínima especificada para el grado de acero seleccionado, excepto que para propósitos de diseño no se deberán utilizar tensiones de fluencia superiores a 520 MPa. Sólo se podrán utilizar barras con tensiones de fluencia menores que 420 MPa con aprobación del Propietario. El módulo de elasticidad del acero de las armaduras, E_s , se deberá asumir igual a 200.000 MPa.

El acero de armadura activa.- Para cables de siete alambres no recubiertos, aliviados de tensiones o de baja relajación, o las barras de alta resistencia lisas o conformadas no recubiertas la resistencia a la tracción y la tensión de fluencia se pueden tomar como se especifica en la Tabla:

CUADRO N°31
Propiedades de los cables y barras de pretensado.

Material	Grado o Tipo	Diámetro (mm)	Resistencia a la tracción, f_{pu} (MPa)	Tensión de fluencia, f_{py} (MPa)
Cables	1725 MPa (Grado 250)	6,35 a 15,24	1725	85% de f_{pu} , excepto 90% de f_{pu} para cables de baja relajación
	1860 MPa (Grado 270)	9,53 a 15,24	1860	
Barras	Tipo 1, Lisas	19 a 35	1035	85% de f_{pu}
	Tipo 2, Conformadas	16 a 35	1035	80% de f_{pu}

Fuente: AASHTO LRFD (2004)- [Tabla 5.4.4.1-1].

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

⇒ para cables: $E_p = 197.000$ MPa, y

⇒ para barras: $E_p = 207.000$ MPa.

En 1991, Collins y Mitchell correlacionaron las curvas esfuerzo deformación de los aceros de pretensado que toma en cuenta la transición suave existe entre el campo elástico y el campo plástico. Estas ecuaciones ayudan en gran manera a la automatización del cálculo de deformaciones. Se tiene para tendones de baja relación:

$$f_{pu} = 270 \text{ ksi (1860 MPa)}$$

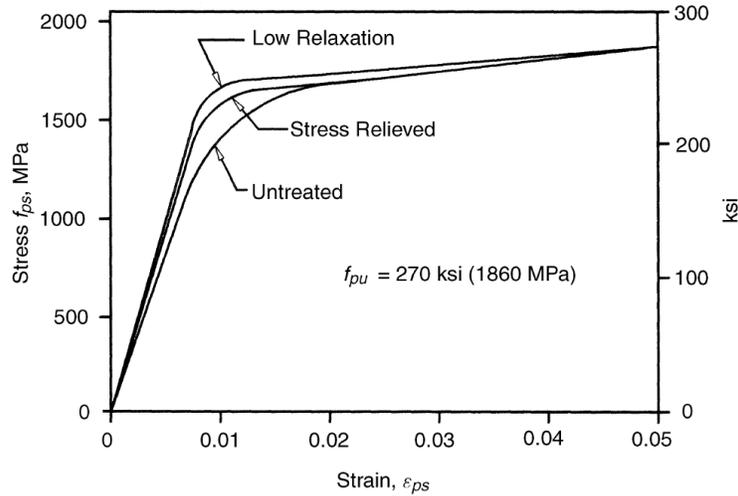
$$f_{ps} = E_p \varepsilon_{ps} \left\{ 0.025 + \frac{0.975}{[1 + (118\varepsilon_{ps})^{10}]^{0.10}} \right\} \leq f_{pu}$$

Y para tendones aliviados de tensiones:

$$f_{pu} = 270 \text{ ksi (1860 MPa)}$$

$$f_{ps} = E_p \varepsilon_{ps} \left\{ 0.03 + \frac{0.97}{[1 + (121 \varepsilon_{ps})^6]^{0.167}} \right\} \leq f_{pu}$$

FIGURA N°16 - Curva tensión-deformación para tendones de 7 hilos



Fuente: Richard M. Barker, Design of Highway Bridges an LRFD Approach, 2007, Pag.447.

Donde:

f_{pu} = resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado.

f_{ps} = tensión media en el acero de pretensado en el momento en el cual se requiere la resistencia nominal del elemento.

E_p = módulo de elasticidad de los tendones de pretensado.

ε_{ps} = deformación correspondiente a f_{ps} .

Para un estudio más profundo acerca de la obtención de las ecuaciones se recomienda consulte el libro de Michael P. Collins / Denis Mitchell, "Prestressed Concrete Structures", Response Publications, Canadá, 1997, Pág.89.

La aplicación importantísima de esta ecuación se encuentra en el diseño por resistencia de vigas por el análisis de compatibilidad de deformaciones siguiendo el procedimiento iterativo expuesto en el libro de Arthur H. Nilson, Diseño de Estructuras de Concreto Reforzado, México 1990, Pág. 107.

Límites de tensión para los tendones de pretensado.- La tensión en los tendones debida al pretensado o en el estado límite de servicio no deberá ser mayor que los valores de la tabla o los recomendados por el fabricante. La tensión en los tendones en los estados límites de resistencia y evento extremo no deberá ser mayor que el límite de resistencia a la tracción especificado en la Tabla. En el caso de postesado, se puede permitir el valor $0,90f_{py}$ admisible a corto plazo para períodos de tiempo breves previos al acuanamiento para contrarrestar las pérdidas por acuanamiento y fricción, no debiendo superar los demás valores de la tabla.

CUADRO N°32

Límites de tensión para los tendones de pretensado.

Condición	Tipo de tendón		
	Cables aliviados de tensiones y barras lisas de alta resistencia	Cables de baja relajación	Barras de alta resistencia conformadas
Pretensado			
Inmediatamente antes de la transferencia ($f_{pt} + \Delta f_{pES}$)	$0,70 f_{pu}$	$0,75 f_{pu}$	-
En estado límite de servicio después de todas las pérdidas (f_{pe})	$0,80 f_{py}$	$0,80 f_{py}$	$0,80 f_{py}$
Postesado			
Antes del acuanamiento, se puede permitir f_s a corto plazo	$0,90 f_{py}$	$0,90 f_{py}$	$0,90 f_{py}$
En anclajes y acoplamientos inmediatamente después del acuanamiento de los anclajes ($f_{pt} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pA}$)	$0,70 f_{pu}$	$0,70 f_{pu}$	$0,70 f_{pu}$
En el extremo de la zona de pérdida por asentamiento inmediatamente después del acuanamiento del anclaje ($f_{pt} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pA}$)	$0,70 f_{pu}$	$0,74 f_{pu}$	$0,70 f_{pu}$
En estado límite de servicio después de las pérdidas (f_{pe})	$0,80 f_{py}$	$0,80 f_{py}$	$0,80 f_{py}$

Fuente: AASHTO LRFD (2004)- [Tabla 5.9.3-1].

Hormigón.- Sólo se deberán utilizar hormigones con resistencias de diseño a la compresión especificada, f'_c , mayores que 70 MPa si algún artículo específico así lo permite o si se realizan ensayos físicos para establecer las relaciones entre la resistencia del hormigón y las demás propiedades. No se deberían utilizar hormigones con resistencias especificadas menores que 16 MPa en aplicaciones estructurales. La resistencia a la compresión especificada para el hormigón y los tableros pretensados no deberá ser menor que 28 MPa. En ausencia de información más precisa, el módulo de elasticidad, E_c , para hormigones cuya densidad está comprendida entre 1440 y 2500 kg/m³ se puede tomar como:

$$E_c = 0,043 \gamma_c^{1,5} \sqrt{f'_c}$$

donde:

γ_c = densidad del hormigón (kg/m^3)

f'_c = resistencia especificada del hormigón (MPa).

Límites para la tensión en el hormigón antes de las Pérdidas ($t=0$) (Art. 5.9.4.1)

Compresión.- El límite para la tensión de compresión en los elementos de hormigón pretensado y postesado, incluyendo los puentes construidos por segmentos, será de $0,60 f'_{ci}$ (MPa).

Tracción.- Para las tensiones de tracción se deberán aplicar los límites indicados en la Tabla:

CUADRO N°33

Límites para la tensión de tracción temporaria en el hormigón antes de las pérdidas (Elementos totalmente pretensados)

Tipo de puente	Ubicación	Tensión límite
Todos los puentes, excepto los puentes construidos por segmentos	• En la zona de tracción precomprimida sin armadura adherente	N/A
	• En áreas fuera de la zona de tracción precomprimida y sin armadura auxiliar adherente	$0,25 \sqrt{f'_c} \leq 1,38$ (MPa)
	• En áreas con armadura adherente (barras de armadura o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de $0,5f_y$, no mayor que 210 MPa	$0,63 \sqrt{f'_c}$ (MPa)
	• Para tensiones de manipuleo en pilares pretensados	$0,415 \sqrt{f'_c}$ (MPa)

Fuente: AASHTO LRFD (2004)- [Fragmento Tabla 5.9.4.1.2-1].

Límites para la tensión en el hormigón después de las Pérdidas ($t=\infty$) (Art. 5.9.4.1)

Compresión en el hormigón.- La compresión se deberá investigar utilizando la Combinación de Cargas para Estado Límite de Servicio I especificada en la Tabla 3.4.1-1. Se aplicarán los límites indicados en la Tabla.

CUADRO N°34

Límites para la tensión de compresión en el hormigón pretensado después de las pérdidas (Elementos totalmente pretensados).

Ubicación	Tensión límite
<ul style="list-style-type: none"> • Excepto en puentes construidos por segmentos, tensión provocada por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes 	$0,45 f'_c$ (MPa)
<ul style="list-style-type: none"> • En puentes construidos por segmentos, tensión provocada por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes 	$0,45 f'_c$ (MPa)
<ul style="list-style-type: none"> • Excepto en puentes construidos por segmentos, tensión provocada por la sobrecarga y la semisuma de la tensión efectiva de pretensado más las cargas permanentes 	$0,40 f'_c$ (MPa)
<ul style="list-style-type: none"> • Tensión provocada por la sumatoria de las tensiones efectivas de pretensado, cargas permanentes y cargas transitorias, y durante las operaciones de transporte y manipuleo 	$0,60 \phi_w f'_c$ (MPa)

Fuente: AASHTO LRFD (2004)- [Fig. 5.9.4.2.1-1].

Tracción en el hormigón.- Para las combinaciones de cargas de servicio que involucran cargas de tráfico, las tensiones de tracción en los elementos que tienen tendones de pretensado adherentes o no adherentes se deberían investigar utilizando la Combinación de Cargas para Estado Límite de Servicio III especificada en la Tabla 3.4.1-1. Se aplicarán los límites indicados en la Tabla.

CUADRO N°35

Límites para la tensión de tracción en el hormigón pretensado en estado límite de servicio después de las pérdidas (Elementos totalmente pretensados).

Tipo de puente	Ubicación	Tensión límite
Todos los puentes, excepto los puentes construidos por segmentos	Tracción en la zona de tracción precomprimida, suponiendo secciones no fisuradas	
	<ul style="list-style-type: none"> • Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión leves o moderadas 	$0,50 \sqrt{f'_c}$ (MPa)
	<ul style="list-style-type: none"> • Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión severas 	$0,25 \sqrt{f'_c}$ (MPa)
	<ul style="list-style-type: none"> • Para elementos con tendones de pretensado no adherentes 	Tracción nula

Fuente: AASHTO LRFD (2004)- [Fragmento Fig. 5.9.4.2.2-1].

Definición de la Fuerza de Pretensado.- Se usará la siguiente terminología:

M_o = Momento por peso propio.

M_d = Momento por cargas permanentes adicionales.

M_l = Momento por cargas vivas.

M_T = Momento total = $M_o + M_d + M_l$

f_{10} = Esfuerzo en la fibra traccionada en tiempo cero.

f_{20} = Esfuerzo en la fibra comprimida en tiempo cero.

$f_{1\infty}$ = Esfuerzo en la fibra traccionada en tiempo infinito.

$f_{2\infty}$ = Esfuerzo en la fibra comprimida en tiempo infinito.

c_{10} = Distancia desde el centroide a la fibra traccionada en tiempo cero.

c_{20} = Distancia desde el centroide a la fibra comprimida en tiempo cero.

$c_{1\infty}$ = Distancia desde el centroide a la fibra comprimida en tiempo infinito.

$c_{2\infty}$ = Distancia desde el centroide a la fibra traccionada en tiempo infinito.

P_o = Esfuerzo de pretensado antes de las pérdidas

η = Eficiencia del pretensado.

ηP_o = Esfuerzo de pretensado después de las pérdidas, se denomina pretensado efectivo P_e .

e_o = Distancia desde el centroide de la sección al centro de presiones de la armadura de pretensado en tiempo cero. También se denomina excentricidad.

e_∞ = Excentricidad en tiempo infinito.

A_o = Área de sección en tiempo cero.

A_∞ = Área de sección en tiempo infinito.

I_o = Inercia de sección en tiempo cero.

I_∞ = Inercia de sección en tiempo infinito.

Esfuerzo en las fibras extremas.- Pueden ser determinados a partir de las inecuaciones:

t=0

$$f_{10} = -\frac{M_o c_{10}}{I_o} + \frac{(P_o e_o)c_{10}}{I_o} - \frac{P_o}{A_o} \leq f_{ti}$$

$$f_{20} = +\frac{M_o c_{20}}{I_o} - \frac{(P_o e_o)c_{20}}{I_o} - \frac{P_o}{A_o} \geq f_{ci}$$

t= ∞

$$f_{1\infty} = -\frac{M_T c_{1\infty}}{I_\infty} + \frac{(\eta P_o e_\infty)c_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{\eta P_o}{A_\infty} \geq f_{cs}$$

$$f_{2\infty} = + \frac{M_T c_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{(\eta P_0 e_\infty) c_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{\eta P_0}{A_\infty} \leq f_{ts}$$

Fuerza de Pretensado Inicial.- Debe seleccionarse una fuerza de pretensado inicial dentro del conjunto solución definido por las siguientes inecuaciones de condición:

t=0

$$P_0 \leq \frac{\left(f_{ti} + \frac{M_0 c_{10}}{I_0}\right)}{\left(\frac{e_0 c_{10}}{I_0} - \frac{1}{A_0}\right)} \quad ; \quad P_0 \leq \frac{\left(-f_{ci} + \frac{M_0 c_{20}}{I_0}\right)}{\left(\frac{e_0 c_{20}}{I_0} - \frac{1}{A_0}\right)}$$

t=∞

$$P_0 \geq \frac{\left(f_{cs} + \frac{M_T c_{1\infty}}{I_\infty}\right)}{\eta \left(\frac{e_\infty c_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{1}{A_\infty}\right)} \quad ; \quad P_0 \geq \frac{\left(-f_{ts} + \frac{M_T c_{2\infty}}{I_\infty}\right)}{\eta \left(\frac{e_\infty c_{2\infty}}{I_\infty} + \frac{1}{A_\infty}\right)}$$

Excentricidades permisibles para definir la trayectoria del cable.- Se define la trayectoria del centro de presiones (cable) dada por las inecuaciones de condición:

t=0

$$e_{(x)} \leq \frac{f_{ti} I_0}{P_0 c_{10}} + \frac{I_0}{c_{10} A_0} - \frac{M_0(x)}{P_0} \quad ; \quad e_{(x)} \leq -\frac{f_{ci} I_0}{P_0 c_{20}} - \frac{I_0}{c_{20} A_0} + \frac{M_0(x)}{P_0}$$

t=∞

$$e_{(x)} \geq \frac{f_{cs} I_\infty}{\eta P_0 c_{1\infty}} + \frac{I_\infty}{c_{1\infty} A_\infty} + \frac{M_T(x)}{\eta P_0} \quad ; \quad e_{(x)} \geq -\frac{f_{ts} I_\infty}{\eta P_0 c_{2\infty}} - \frac{I_\infty}{c_{2\infty} A_\infty} + \frac{M_T(x)}{\eta P_0}$$

Pérdidas de Pretensado.- Se debe considerar en el diseño de los elementos pretensados las pérdidas de pretensado que se producen por diferentes causas, estas pérdidas pueden afectar drásticamente el comportamiento de un elemento bajo cargas de servicio. Se tiene en cuenta las pérdidas instantáneas (fricción cable-vaina, penetración de cuñas, deformación elástica del hormigón) y las perdidas diferidas (flujo plástico, contracción y relajación del acero).

La pérdida de pretensado total se puede tomar como:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2}$$

donde:

Δf_{pT} = pérdida total (MPa).

Δf_{pF} = pérdida por fricción (MPa).

Δf_{pA} = pérdida por acuñaamiento de los anclajes (MPa).

Δf_{pES} = pérdida por acortamiento elástico (MPa).

Δf_{pSR} = pérdida por contracción (MPa).

Δf_{pCR} = pérdida por fluencia lenta del hormigón (MPa).

Δf_{pR2} = pérdida por relajación del acero después de la transferencia (MPa).

Pérdidas por Fricción.- Las pérdidas por fricción entre los tendones de pretensado internos y la pared de la vaina se pueden tomar como:

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

donde:

f_{pj} = tensión en el acero de pretensado en el momento del tesado (MPa).

x = longitud de un tendón de pretensado desde el extremo del gato de tesado hasta cualquier punto considerado (mm).

K = coeficiente de fricción por desviación de la vaina de pretensado (por mm de tendón).

μ = coeficiente de fricción.

α = sumatoria de los valores absolutos de la variación angular del trazado del acero de pretensado entre el extremo del gato de tesado, o el más próximo si el tesado se realiza igualmente en ambos extremos, y el punto investigado (radianes).

e = base de los logaritmos neperianos.

Los valores de K y μ se deberían basar en datos experimentales correspondientes a los materiales especificados, y deberán ser incluidos en la documentación técnica. En ausencia de estos datos, se puede utilizar un valor comprendido dentro de los rangos de K y μ especificados en la Tabla.

CUADRO N°36

Coefficientes de fricción para tendones de postesado.

Tipo de acero	Tipo de vaina	K	μ
Alambres o cables	Vaina rígida y semirrígida de metal galvanizado	$6,6 \times 10^{-7}$	0,15 - 0,25
	Polietileno	$6,6 \times 10^{-7}$	0,23
	Desviadores de tubería de acero rígida para tendones externos	$6,6 \times 10^{-7}$	0,25
Barras de alta resistencia	Vaina de metal galvanizado	$6,6 \times 10^{-7}$	0,30

Fuente: AASHTO LRFD (2004)- [Tabla 5.9.5.2.2b-1].

Acortamiento Elástico.- En los elementos postesados, a excepción de los sistemas de losa, la pérdida por acortamiento elástico se puede tomar como:

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

donde:

N = número de tendones de pretensado idénticos.

f_{cgp} = sumatoria de las tensiones del hormigón en el centro de gravedad de los tendones de pretensado debidas a la fuerza de pretensado después del tesado y al peso propio del elemento en las secciones de máximo momento (MPa).

Los valores de f_{cgp} se pueden calcular usando una tensión del acero reducida por debajo del valor inicial en un margen que depende de los efectos del acortamiento elástico, la relajación y la fricción.

Para las estructuras postesadas con tendones adherentes, f_{cgp} se puede tomar en la sección central del tramo o, en el caso de construcciones continuas, en la sección de máximo momento.

$$f_{cgp} = \left| -\frac{P_i}{A_0} - \frac{P_i e^2}{I_0} + \frac{M_0 e}{I_0} \right|$$

Acuñamiento de los Anclajes.- La pérdida por acuñamiento de los anclajes es provocada por el movimiento del tendón antes del asiento de las cuñas o el dispositivo de agarre del anclaje. La magnitud del acuñamiento mínimo depende del sistema de pretensado utilizado. Esta pérdida ocurre antes de la transferencia, y es responsable de la mayor parte de la diferencia entre la tensión de tesado y la tensión en el momento de la transferencia. Un valor habitual para el acuñamiento de los anclajes es de 10 mm, aunque para algunos dispositivos de anclaje, tales como los utilizados para tendones formados por barras, es más adecuado utilizar valores tan bajos como 1,6 mm. Para los anclajes para cables tipo cuña, el acuñamiento puede variar de 3 a 10 mm, dependiendo del tipo de equipos utilizado. Para los tendones cortos es preferible que el asiento de los anclajes sea pequeño, por lo cual se deberían utilizar equipos de gran potencia. En los tendones largos el efecto del acuñamiento de los anclajes sobre las fuerzas en los tendones es despreciable. El acuñamiento de anclajes igual a 6 mm que muchas veces se asume es un valor adecuado pero aun así aproximado.

$$\Delta f_{pA} = \frac{\Delta_A}{L} E_p$$

Donde:

Δf_{pA} = Pérdida por acuíñamiento [MPa].

Δ_A = Acuíñamiento [mm].

L = Longitud del tendón [mm].

E_p = Módulo de elasticidad del tendón de pretensado [MPa].

Contracción.- La pérdida por contracción, en MPa, se puede tomar como:

Para elementos pretensados:

$$\Delta f_{pSR} = (117 - 1,03H)$$

Para elementos postesados:

$$\Delta f_{pSR} = (93 - 0,85H)$$

donde:

H = humedad relativa ambiente anual media (porcentaje)

Fluencia lenta del hormigón.- La pérdida de pretensado debida a la fluencia lenta se puede tomar como:

$$\Delta f_{pCR} = 12,0 f_{cgp} - 7,0 \Delta f_{cdp} \geq 0$$

donde:

f_{cgp} = tensión del hormigón en el centro de gravedad del acero de pretensado en el momento de la transferencia (MPa).

Δf_{cdp} = variación de la tensión en el hormigón en el centro de gravedad del acero de pretensado debida a las cargas permanentes, a excepción de la carga que actúa en el momento que se aplica la fuerza de pretensado. Los valores de Δf_{cdp} se deberían calcular en la misma sección o secciones para las cuales se calcula f_{cgp} (MPa).

Relajación.- La relajación total en cualquier momento posterior a la transferencia se deberá tomar como la sumatoria de todas las pérdidas especificadas a continuación:

En el momento de la transferencia.- En los elementos pretensados la pérdida por relajación del acero de pretensado, inicialmente tesado a más de $0,50f_{pu}$, se puede tomar como:

Para cable aliviado de tensiones:

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log(24,0t)}{10,0} \left[\frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0,55 \right] f_{pj}$$

Para cable de baja relajación:

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log(24,0t)}{40,0} \left[\frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0,55 \right] f_{pj}$$

donde:

t = tiempo estimado entre el tesado y la transferencia (días)

f_{pj} = tensión inicial en el tendón al final del tesado (MPa)

f_{py} = tensión de fluencia especificada del acero de pretensado (MPa)

Después de la transferencia.- Las pérdidas por relajación del acero de pretensado se pueden tomar como:

Para pretensado con cables aliviado de tensiones:

$$\Delta f_{pR2} = 138 - 0,4 \Delta f_{pES} - 0,2 (\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR})$$

Para postesado con cables aliviados de tensiones:

$$\Delta f_{pR2} = 138 - 0,3 \Delta f_{pF} - 0,4 \Delta f_{pES} - 0,2 (\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR})$$

donde:

Δf_{pF} = pérdida por fricción debajo del nivel de $0,70f_{pu}$ en el punto considerado, calculada de acuerdo con el Artículo 5.9.5.2.2 (MPa).

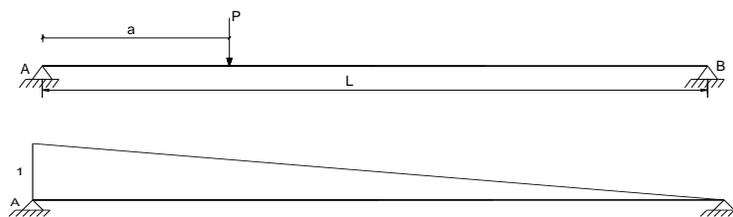
Δf_{pES} = pérdida por acortamiento elástico (MPa).

Δf_{pSR} = pérdida por contracción (MPa).

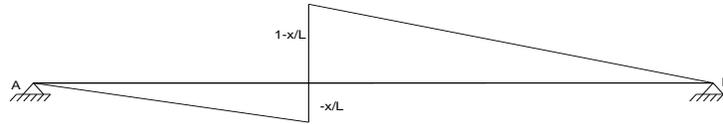
Δf_{pCR} = pérdida por fluencia lenta del hormigón (MPa).

Línea de influencia para viga simplemente apoyada.- Considerando una carga puntual unitaria a una distancia “a” del apoyo izquierdo mediante las ecuaciones de equilibrio se pueden obtener las líneas de influencia para la reacción A, fuerza cortante y momento flector en una sección ubicada a una distancia “x” cualquiera.

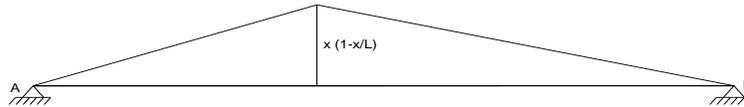
FIGURA N°17 - Líneas de influencia viga simplemente apoyada



Línea de Influencia de la Reacción en A.



Línea de Influencia del cortante en una sección “x”



Línea de Influencia del Momento flector en una sección “x”

Fuente: Sulca Rivera Hector, Proyecto de Ingeniería Civil UAJMS, 2013 Pág. 24.

Aplicación de Sobrecargas Vehiculares de Diseño (Art. 3.6.1.3).- Longitudinalmente: el mayor de los siguientes valores:

- ⇒ La sollicitación debida al tandem de diseño combinada con la sollicitación debida a la carga del carril de diseño.
- ⇒ La sollicitación debida a un camión de diseño con la separación variable entre ejes como se combinada con la sollicitación debida a la carga del carril de diseño.
- ⇒ Tanto para momento negativo entre puntos de contraflexión bajo una carga uniforme en todos los tramos como para reacción en pilas interiores solamente, 90 por ciento de la sollicitación debida a dos camiones de diseño separados como mínimo 15.000 mm entre el eje delantero de un camión y el eje trasero del otro, combinada con 90 por ciento de la sollicitación debida a la carga del carril de diseño. La distancia entre los ejes de 145.000 N de cada camión se deberá tomar como 4300 mm.

Transversalmente:

- ⇒ Para el diseño del vuelo del tablero – 300 mm a partir de la cara del cordón o baranda, y
- ⇒ Para el diseño de todos los demás componentes – 600 mm a partir del borde del carril de diseño.

Cálculo de sollicitaciones (Art. 4.6.2.1.6).- Las fajas se deberán tratar como vigas continuas o como vigas simplemente apoyadas, según corresponda. La longitud de tramo se deberá tomar como la distancia entre centros de los componentes de apoyo. Para determinar las sollicitaciones en la faja se deberá suponer que los componentes de apoyo son infinitamente rígidos. Las fajas se deberían analizar aplicando la teoría de vigas clásica.

La sección de diseño para momentos negativos y fuerzas de corte pueden ser tomadas de la siguiente manera: Para vigas de hormigón prefabricadas en forma de Te y doble Te – un tercio del ancho del ala, pero no más de 380 mm, a partir del eje del apoyo.

Recubrimiento de hormigón.- Para las armaduras principales:

CUADRO N°37

Recubrimiento para las armaduras principales no protegidas (mm).

SITUACIÓN	RECUBRIMIENTO (mm)
Exposición directa al agua salada	100
Hormigonado contra el suelo	75
Ubicaciones costeras	75
Exposición a sales anticongelantes	60
Superficies de tableros con tránsito de neumáticos con clavos o cadenas	60
Otras situaciones exteriores	50
Otras situaciones interiores	
• Hasta barras No. 36	40
• Barras No. 43 y No. 57	50
Fondo de losas hormigonadas in situ	
• Hasta barras No. 36	25
• Barras No. 43 y No. 57	50
Encofrados inferiores para paneles prefabricados	20
Pilotes prefabricados de hormigón armado	
• Ambientes no corrosivos	50
• Ambientes corrosivos	75
Pilotes prefabricados de hormigón pretensado	50
Pilares hormigonados in situ	
• Ambientes no corrosivos	50
• Ambientes corrosivos	
- En general	75
- Armadura protegida	75
• Cáscaras	50
• Hormigón colocado con lodo bentonítico, hormigón colocado por el sistema tremie o construcción con lechada	75

Fuente: AASHTO LRFD (2004).

Armadura de Distribución

Las losas deberán tener cuatro capas de armadura, dos en cada dirección. En la parte inferior de las losas se debe disponer armadura en la dirección secundaria; esta armadura se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo.

- Si la armadura principal es paralela al tráfico: $\frac{1750}{\sqrt{S}} \leq 50\%$

- Si la armadura principal es perpendicular al tráfico: $\frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\%$

Donde S: longitud de tramo efectiva en [mm]

Para losas construidas en forma monolítica con vigas: distancia entre cara y cara

Para losas apoyadas sobre vigas metálicas o de hormigón: distancia entre las puntas de las alas, más el vuelo de las alas, considerado como la distancia desde la punta del ala extrema hasta la cara del alma, despreciando chaflanes.

Resistencia a flexión en elementos de H°A°.-

Del equilibrio y la compatibilidad de deformaciones se tiene que:

El acero necesario debe ser igual a:

$$A_s = \frac{0,85 * f'_c * a * b}{f_y}$$

Donde, la profundidad del bloque de compresiones debe ser:

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_n}{0,85 * f'_c * b * d^2}} \right)$$

E introduciendo la seguridad se tiene que:

$$M_n \geq \frac{M_u}{\phi}$$

donde:

A_s = Refuerzo de acero necesario (mm²).

f_c = Resistencia característica del hormigón (MPa).

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (MPa).

a = Altura del bloque rectangular de compresión (mm).

b = Ancho del alma (mm).

d = canto útil de la sección (mm).

M_n = Momento nominal resistente de la sección (N*mm).

M_u = Momento ultimo mayorado (N*mm).

Armadura mínima (Art. 5.7.3.3.2).- Debe ser el menor de los 2 valores siguientes:

⇒ 1,2 veces el momento de agrietamiento $M_{cr} = S_c * f_r$

⇒ 1,33 veces el momento ultimo mayorado M_u .

Para determinar estos valores se tiene que:

$$f_r = 0,63 * \sqrt{f'_c} \quad \text{Módulo de Rotura (Art. 5.4.2.6)}$$

$$S_c = \frac{b \cdot h^2}{6} \quad \text{Módulo Seccional para sección rectangular.}$$

El menor de los 2 valores debe reemplazarse en la ecuación de resistencia a la flexión. Con este procedimiento se asegura que no habrá falla frágil por ruptura del acero a tracción antes de que el hormigón en tracción haya alcanzado el valor del módulo de rotura.

Resistencia al corte en elementos de H°A° (Art. 5.8.3.3-3).- La resistencia proporcionada por el hormigón en MPa en elementos de hormigón armado con f'_c en MPa, y un valor de $\beta=2$ (según el Art. 5.8.3.4) se puede obtener con la siguiente expresión:

$$V_c = 0,083 * \beta * \sqrt{f'_c} * b_v * d_v$$

Secciones que requieren armadura transversal (Art. 5.8.2.4).- Excepto en losas, zapatas y alcantarillas, se debe proveer armadura transversal si:

$$v_u > 0,5 \varphi V_c \quad ; \quad v_u = \frac{V_u}{\varphi b_v * d_v}$$

Máximo espaciamiento (Art. 5.8.2.7-1).- La separación de la armadura transversal no deberá ser mayor que, s_{max} , 600mm o 0,8 veces d_v calculado como lo dice el Art. 5.8.2.9.

Mínima armadura transversal (Art. 5.8.3.3-1).- Si se requiere armadura transversal, el área de acero A_v en mm^2 deberá satisfacer la siguiente condición:

$$A_{v \min} = 0,083 * \sqrt{f'_c} * \frac{b_v * s}{f_y}$$

Donde:

d_v : El mayor valor entre el canto útil, $0,72 * h$ ó $0,9 * d_e$ (Ver Art. 5.8.2.9).

$A_{v \min}$: Área mínima de refuerzo para un espaciamiento. (mm^2).

b_w : Ancho de la sección del elemento en (mm).

s : Espaciamiento entre ejes de las barras de hierro dispuestas al corte (mm).

Resistencia a flexión en elementos de H°P°.-

Análisis por compatibilidad de deformaciones. Debe considerar las deformaciones del acero:

⇒ Deformación del acero causada por la aplicación de la fuerza de presfuerzo:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{pe} = \frac{f_{pe}}{E_p}$$

⇒ Deformación del acero hasta la descompresión del H° a nivel del centroide de acero:

$$\varepsilon_2 = \frac{f_{cp}}{E_c} \quad ; \quad f_{cp} = \frac{P_e * e_{\infty}^2}{I_{\infty}} + \frac{P_e}{A_{\infty}}$$

⇒ Deformación del acero desde la descompresión del hormigón hasta la falla (incógnita).

Por compatibilidad de deformaciones:

$$\varepsilon_3 = \varepsilon_{cu} \left(\frac{d_p - c}{c} \right)$$

⇒ Deformación total del acero en la falla (incógnita):

$$\varepsilon_{ps} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \quad ; \quad f_{ps} = \varepsilon_{ps} E_p$$

Se debe seguir el siguiente procedimiento iterativo:

1. De la curva Esfuerzo-Deformación del acero de presfuerzo, se asume el esfuerzo al momento de la falla f_{ps} y su correspondiente deformación ε_{ps} .
2. Del equilibrio de fuerzas horizontales se encuentra la profundidad del bloque de compresiones a y la profundidad del eje neutro c

$$a = \frac{f_{ps} A_{ps}}{0,85 f'_c \lambda_{osa} b} = \beta_{1 \text{ losa}} c$$

3. Conocido c , se calcula ε_3 por compatibilidad de deformaciones:

$$\varepsilon_3 = \varepsilon_{cu} \left(\frac{d_p - c}{c} \right)$$

4. Conocidas las deformaciones se halla la deformación total al momento de la falla ε_{ps} :

$$\varepsilon_{ps} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$$

5. Se sigue el procedimiento hasta que las deformaciones ε_{ps} del paso 1 y del paso 4 se igualen o difieran muy poco.
6. Se calcula el momento resistente de la sección:

$$M_n = A_p f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right)$$

La normativa AASHTO pregona estimar la resistencia nominal con una ecuación empírica en el Art. 5.7.3.1.1 para elementos con tendones adherentes, no obstante, el Art. 5.7.2.1 expresa textualmente que: “La resistencia mayorada de los elementos de hormigón se deberá basar en las condiciones de equilibrio y compatibilidad de las deformaciones, los factores de resistencia especificados en el Artículo 5.5.4.2...”.

En el caso de vigas pretensadas compuestas por diferente calidad de materiales de hormigón, la AASHTO 2007 en el comentario C5.7.2.2 recomienda seguir el procedimiento analítico presentado por Weigel, Seguirant, Brice, and Khaleghi en el documento técnico PCI JOURNAL de Marzo-Abril de 2003. En el anexo 13 del presente proyecto se presenta el

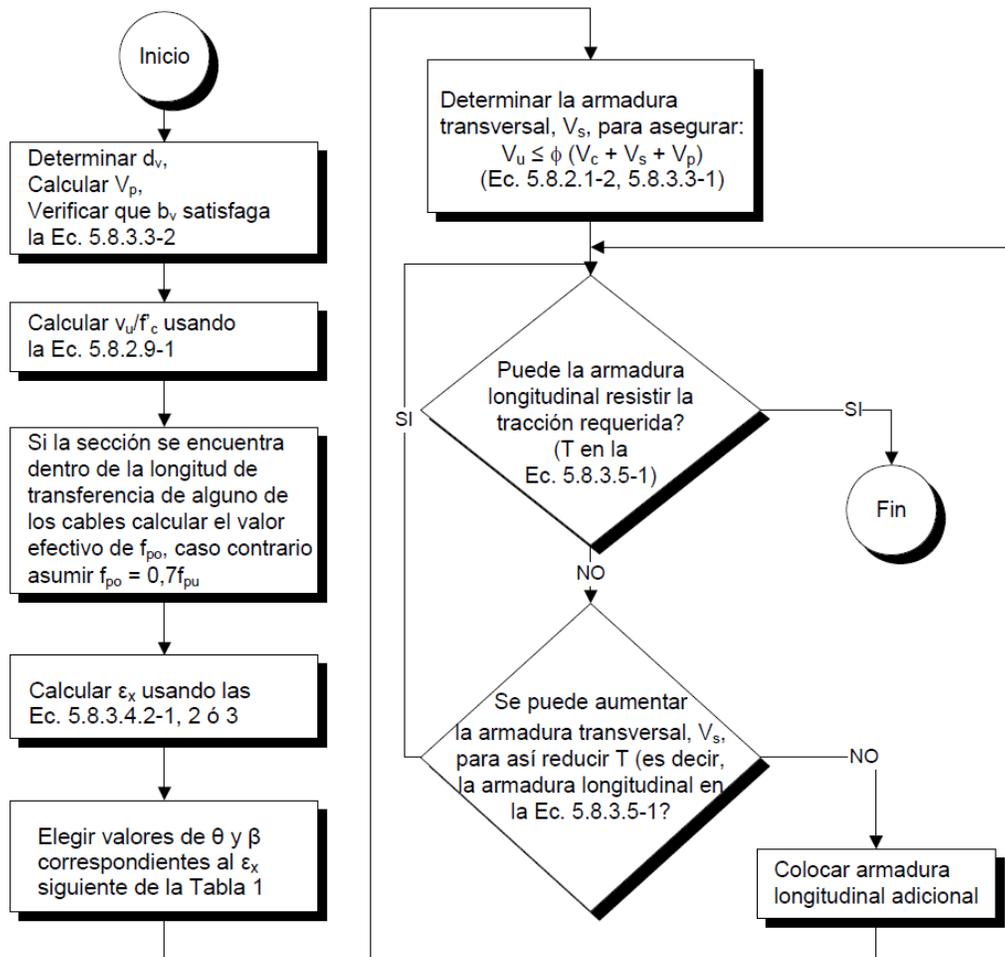
ejemplo de cálculo de la resistencia a flexión de este artículo. No obstante cabe resaltar que el procedimiento expuesto en el mencionado documento técnico es básicamente el mismo proceso iterativo expuesto líneas arriba.

Resistencia al corte en elementos de H^oP^o.- Se sigue el procedimiento general del Art. 5.8.3.4.2. Collins y Mitchel exponen su trabajo desarrollado en su libro “Prestressed Concrete Structures”, Response Publications, Canadá, 1997, conocido como La Teoría del Campo de Compresiones Modificado. También hay un ejemplo de cálculo en el libro de Richard M. Barker, Design of Highway Bridges an LRFD Aproach, 2007. Se remite al lector a la bibliografía.

Para el diseño al corte se seguirán los procedimientos expuestos en el siguiente diagrama:

CUADRO N°38

Diagrama de flujo para el diseño al corte.



Fuente: AASHTO LRFD (2004)

Con las siguientes ecuaciones acompañada de su numeración AASHTO:

$$V_r = \phi V_n \quad (5.8.2.1-2)$$

$$V_u = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v} \quad (5.8.2.9-1)$$

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (5.8.3.3-1)$$

$$V_n = 0,25 f'_c b_v d_v + V_p \quad (5.8.3.3-2)$$

siendo:

$$V_c = 0,083 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad (5.8.3.3-3)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s} \quad (5.8.3.3-4)$$

$$\epsilon_x = \frac{\left(\frac{M_u}{d_v} + 0,5 N_u + 0,5 (V_u - V_p) \cot \theta - A_{ps} f_{po} \right)}{2(E_s A_s + E_p A_{ps})} \quad (5.8.3.4.2-1)$$

$$\epsilon_x = \frac{\left(\frac{M_u}{d_v} + 0,5 N_u + 0,5 (V_u - V_p) \cot \theta - A_{ps} f_{po} \right)}{E_s A_s + E_p A_{ps}} \quad (5.8.3.4.2-2)$$

$$\epsilon_x = \frac{\left(\frac{M_u}{d_v} + 0,5 N_u + 0,5 (V_u - V_p) \cot \theta - A_{ps} f_{po} \right)}{2(E_c A_c + E_s A_s + E_p A_{ps})} \quad (5.8.3.4.2-3)$$

$$A_s f_y + A_{ps} f_{ps} \geq \frac{M_u}{d_v \phi_f} + 0,5 \frac{N_u}{\phi_c} + \left(\frac{V_u}{\phi_v} - 0,5 V_s - V_p \right) \cot \theta \quad (5.8.3.5-1)$$

Donde:

V_u = fuerza de corte mayorada (N)

V_c = resistencia nominal al corte del hormigón (N)

V_p = componente de la fuerza de pretensado efectiva en la dirección del corte aplicado; positiva si se opone al corte aplicado (N)

v_u = tensión de corte calculada de acuerdo con el Artículo 5.8.2.9 (MPa)

b_v = ancho de alma efectivo tomado como el mínimo ancho del alma dentro de la altura d_v

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

s = separación de los estribos (mm)

β = factor que indica la capacidad del hormigón fisurado diagonalmente de transmitir tracción

θ = ángulo de inclinación de las tensiones de compresión diagonal

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

A_v = área de la armadura de corte en una distancia s (mm^2)

ϕ = factor de resistencia para corte especificado en el Artículo 5.5.4.2

A_c = área del hormigón del lado del elemento traccionado por flexión

A_{ps} = área del acero de pretensado del lado del elemento traccionado por flexión

A_s = área del acero no pretensado del lado del elemento traccionado por flexión

f_{po} = parámetro que se toma como el módulo de elasticidad de los tendones de pretensado multiplicado por la diferencia de deformación unitaria remanente entre los tendones de pretensado y el hormigón que los rodea (MPa). Para los niveles de pretensado habituales, un valor de $0,7f_{pu}$ será adecuado tanto para elementos pretensados como para elementos postesados

N_u = fuerza axial mayorada, positiva si es de tracción y negativa si es de compresión (N)

M_u = momento mayorado, siempre positivo, pero nunca menor que $V_u d_v$ (N·mm)

V_u = esfuerzo de corte mayorado, siempre positivo (N)

CUADRO N°39

Valores de θ y β

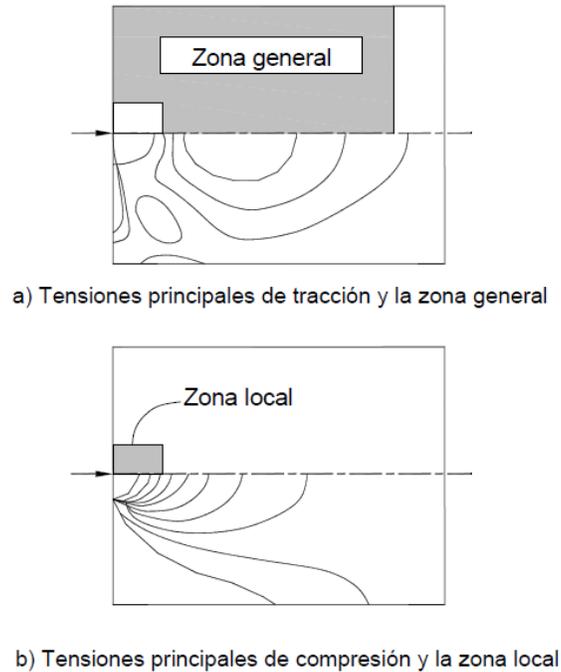
$\frac{V}{f_c}$	$\epsilon_x \times 1000$								
	$\leq -0,20$	$\leq -0,10$	$\leq -0,05$	≤ 0	$\leq 0,125$	$\leq 0,25$	$\leq 0,50$	$\leq 0,75$	$\leq 1,00$
$\leq 0,075$	22,3 6,32	20,4 4,75	21,0 4,10	21,8 3,75	24,3 3,24	26,6 2,94	30,5 2,59	33,7 2,38	36,4 2,23
$\leq 0,100$	18,1 3,79	20,4 3,38	21,4 3,24	22,5 3,14	24,9 2,91	27,1 2,75	30,8 2,50	34,0 2,32	36,7 2,18
$\leq 0,125$	19,9 3,18	21,9 2,99	22,8 2,94	23,7 2,87	25,9 2,74	27,9 2,62	31,4 2,42	34,4 2,26	37,0 2,13
$\leq 0,150$	21,6 2,88	23,3 2,79	24,2 2,78	25,0 2,72	26,9 2,60	28,8 2,52	32,1 2,36	34,9 2,21	37,3 2,08
$\leq 0,175$	23,2 2,73	24,7 2,66	25,5 2,65	26,2 2,60	28,0 2,52	29,7 2,44	32,7 2,28	35,2 2,14	36,8 1,96
$\leq 0,200$	24,7 2,63	26,1 2,59	26,7 2,52	27,4 2,51	29,0 2,43	30,6 2,37	32,8 2,14	34,5 1,94	36,1 1,79
$\leq 0,225$	26,1 2,53	27,3 2,45	27,9 2,42	28,5 2,40	30,0 2,34	30,8 2,14	32,3 1,86	34,0 1,73	35,7 1,64
$\leq 0,250$	27,5 2,39	28,6 2,36	29,1 2,33	29,7 2,33	30,6 2,12	31,3 1,93	32,8 1,70	34,3 1,58	35,8 1,50

Fuente: AASHTO LRFD (2004)

Diseño de Zona de Anclaje.- En elementos postensados, a los fines del diseño, las zonas de anclaje se deberán considerar compuestas por dos regiones:

- La zona general, para la cual se aplican los requisitos del Artículo 5.10.9.2.2, y
- La zona local, para la cual se aplican los requisitos del Artículo 5.10.9.2.3.

FIGURA N°18 – Zona general y zona local

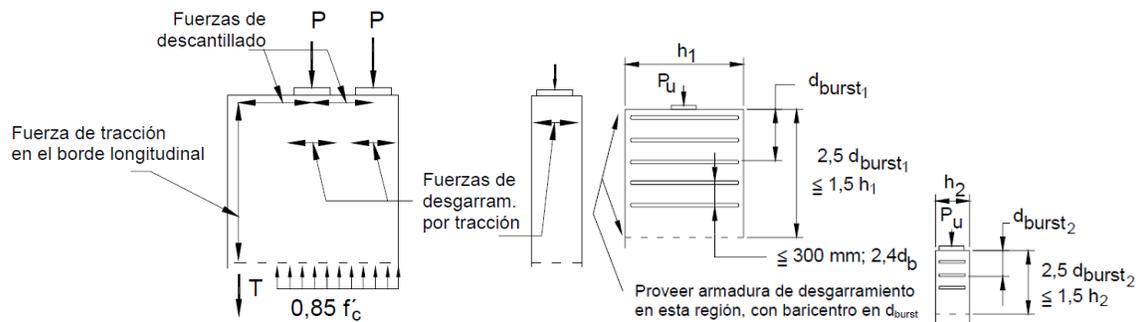


Fuente: AASHTO LRFD (2004).

Diseño de Zona General

Se deberá tomar idéntica a la de la totalidad de la zona de anclaje, incluyendo la zona local. El diseño de las zonas generales deberá satisfacer los requisitos del Artículo 5.10.9.3.

FIGURA N°19 – Tipos de fuerzas de tracción y disposición de armadura



Fuente: AASHTO LRFD (2004).

Fuerzas de Desgarramiento por Tracción, Diseño Aproximado (Art. 5.10.9.6)

Las fuerzas de desgarramiento por tracción en las zonas de anclaje, T_{burst} , y la ubicación de la fuerza de desgarramiento, d_{burst} , se pueden tomar como:

$$T_{burst} = 0,25 \sum P_u \left(1 - \frac{a}{h} \right) + 0,5 \left| \sum (P_u \sin \alpha) \right| \qquad d_{burst} = 0,5 (h - 2e) + 5e \sin \alpha$$

donde:

T_{burst} = fuerza de tracción en la zona de anclaje actuando delante del dispositivo de anclaje y transversal al eje del tendón (N)

P_u = fuerza mayorada en el tendón (N)

d_{burst} = distancia entre el disp. de anclaje y el baricentro de la fuerza de desgarramiento, (mm)

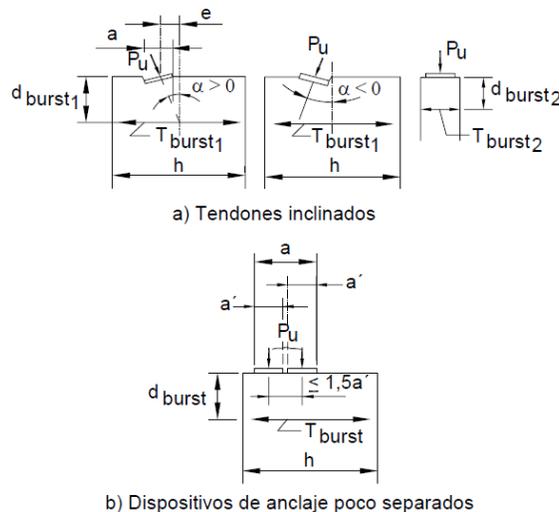
a = dimensión lateral del dispositivo de anclaje o grupo de dispositivos de anclaje en la dirección considerada (mm)

e = excentricidad del dispositivo de anclaje o grupo de dispositivos de anclaje respecto del baricentro de la sección transversal; siempre positiva (mm)

h = dimensión lateral de la sección transversal en la dirección considerada (mm)

α = ángulo de inclinación de la fuerza en un tendón respecto del eje del elemento; es positivo para tendones concéntricos o si la fuerza de anclaje apunta hacia el baricentro de la sección, y negativo si la fuerza de anclaje apunta en dirección contraria al baricentro de la sección.

FIGURA N°20 – Variables para determinar la fuerza de desgarramiento



Fuente: AASHTO LRFD (2004).

Para múltiples anclajes con una separación entre centros menor que 0,4 veces la altura de la sección, la fuerza de descantillado no se deberá tomar menor que 2 por ciento de la fuerza total del tendón mayorada. Para separaciones mayores las fuerzas de descantillado se deberán determinar mediante análisis.

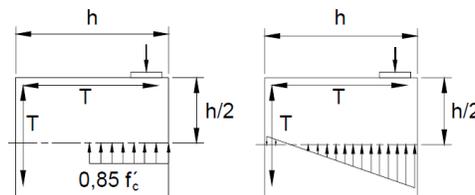
La disposición de armadura de desgarramiento considera los siguientes lineamientos:

- La armadura se debe extender en todo el ancho del elemento y anclar tan cerca de las caras exteriores del elemento como lo permita el recubrimiento;
- La armadura se debe distribuir delante de la superficie cargada a lo largo de ambos lados del tendón en una distancia tomada igual al menor valor entre $2,5d_{burst}$ para el plano considerado y 1,5 veces la correspondiente dimensión lateral de la sección.
- El baricentro de la armadura de desgarramiento debe coincidir con la distancia d_{burst} usada para el diseño; y La separación de la armadura no debe ser mayor que 24,0 diámetros de barra ó 300 mm.

Fuerzas de Tracción en los Bordes (5.10.9.6.4)

La fuerza de tracción en los bordes longitudinales se puede determinar a partir de un análisis de una sección ubicada a un medio de la altura de la sección a partir de la superficie cargada considerada como una viga solicitada por una combinación de flexión y carga axial.

FIGURA N°21 – Determinación de las fuerzas de tracción en los bordes



Fuente: AASHTO LRFD (2004).

Para múltiples anclajes con una separación entre centros menor que 0,4 veces la altura de la sección, la fuerza de descantillado no se deberá tomar menor que 2 por ciento de la fuerza total del tendón mayorada. Este valor es menor que el 4 por ciento propuesto por Guyon (1953) y refleja tanto resultados analíticos como experimentales que prueban que los valores indicados por Guyon para las fuerzas de descantillado son bastante conservadores y que en estudios experimentales rara vez se ha observado fisuración por descantillado (Base et al. 1966; Beeby 1983).

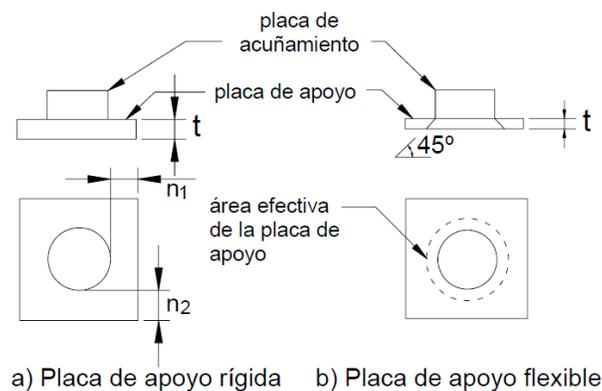
Para separaciones mayores se deberán determinar mediante análisis.

Diseño de Zona Local

La zona local se define ya sea como el prisma rectangular, o, en el caso de anclajes circulares u ovalados, como el prisma rectangular equivalente de hormigón que rodea al dispositivo de anclaje e inmediatamente delante del mismo y cualquier armadura de confinamiento integral. Las dimensiones de la zona local se definen en el Artículo 5.10.9.7.1.

La zona local debe resistir las elevadas tensiones locales introducidas por el dispositivo de anclaje y transferirlas al resto de la zona de anclaje. La resistencia de la zona local se ve más afectada por las características del dispositivo de anclaje y su armadura de confinamiento que por la geometría o las cargas de la estructura.

FIGURA N°22 – Área efectiva de la placa de apoyo para dispositivos de anclaje



Fuente: AASHTO LRFD (2004).

La resistencia al aplastamiento mayorada de los anclajes se deberá tomar como:

$$P_r = \phi f_n A_b$$

siendo f_n el menor valor entre:

$$f_n = 0,7 f_{ci} \sqrt{\frac{A}{A_g}} \quad ; \quad f_n = 2,25 f_{ci}$$

donde:

ϕ = factor de resistencia especificado en el Artículo 5.5.4.2

A = máxima área de la porción de la superficie de apoyo que es similar al área cargada y concéntrica con la misma, y que no se superpone con las áreas similares correspondientes a los dispositivos de anclaje adyacentes (mm^2)

A_g = área bruta de la placa de apoyo calculada de acuerdo con los requisitos aquí especificados (mm^2)

A_b = área neta efectiva de la placa de apoyo calculada como el área A_g menos el área de los orificios de la placa de apoyo (mm^2)

f_{ci} = resistencia nominal del hormigón al momento de aplicar la fuerza en el tendón (MPa)

Se puede utilizar la totalidad del área de la placa para A_g y el cálculo de A_b si el material de la placa de apoyo no entra en fluencia bajo la fuerza mayorada en el tendón, y la esbeltez de la placa de apoyo, n/t , deberá satisfacer:

$$n/t \leq 0,08 \left(\frac{E_b}{f_b} \right)^{0,33}$$

t = espesor promedio de la placa de apoyo (mm)

E_b = módulo de elasticidad del material de la placa de apoyo (MPa)

f_b = tensión en la placa de anclaje en una sección tomada en el borde del orificio u orificios de acuñaamiento (MPa)

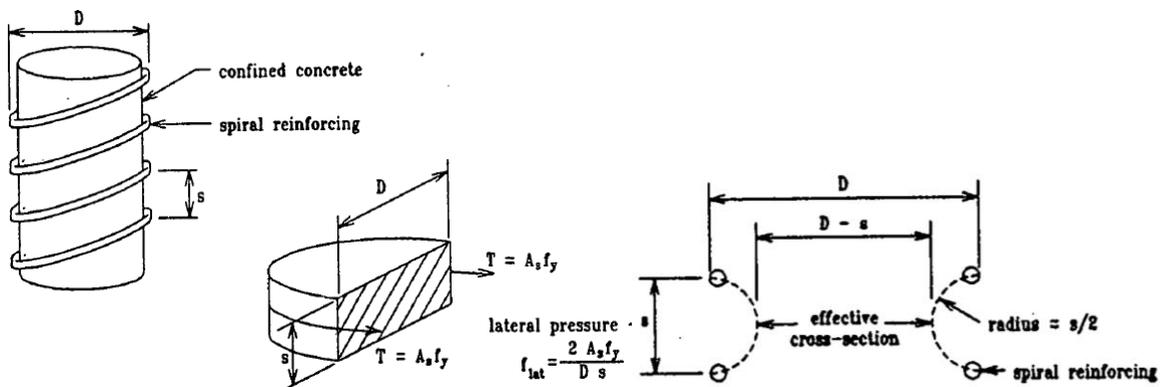
n = proyección de la placa de base más allá del orificio o placa de acuñaamiento, según corresponda (mm)

En caso de no satisfacer con las especificaciones, se deberá confinar la zona local por medio de refuerzo en zunchos o espiral. El reporte N°356 NCHRP “Anchorage Zone Reinforcement for Post-Tensioned Concrete Girders”, 1994, presenta el trabajo realizado por Roberts, quien propone una ecuación que predice que la carga última de una zona local como:

$$F_{ult} = 0.80 f'_c \sqrt{A/A_b} (A_b) + 4.1 f_{lat} A_{core} (1 - s/D)^2$$

Los parámetros que se utilizan son los mismos expuestos por la AASHTO, y los demás parámetros de confinamiento se indican en la siguiente figura:

FIGURA N°23 –Confinamiento en espiral y reducción de área efectiva.



Fuente: AASHTO LRFD (2004).

2.5.3. Infraestructura

Se deben transmitir las cargas de la superestructura, y además se deberán considerar las siguientes cargas:

Cargas de Suelo: EH (Art. 3.5.2 y Art. 3.11).- Las cargas correspondientes a empuje del suelo, sobrecarga de suelo y fricción negativa deberán ser como se especifica:

Empuje Lateral del Suelo (EH).- Se asumirá que el empuje lateral del suelo es linealmente proporcional a la altura de suelo, y se deberá tomar como:

$$p = k \gamma_s g z (\times 10^{-9})$$

donde:

p = empuje lateral del suelo (MPa)

k = coeficiente de empuje lateral tomado como ko , especificado en el Artículo 3.11.5.2, para muros que no se deforman ni mueven, ka , especificado en los Artículos 3.11.5.3, 3.11.5.6 y 3.11.5.7, para muros que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar la condición mínima activa, o kp , especificado en el Artículo 3.11.5.4.

γ_s = densidad del suelo (kg/m^3)

z = profundidad del suelo debajo de la superficie (mm)

g = aceleración de la gravedad (m/s^2)

Se asumirá que la carga de suelo lateral resultante debida al peso del relleno actúa a una altura igual a $H/3$ desde la base del muro, siendo H la altura total del muro medida desde la superficie del terreno en el respaldo del muro hasta la parte inferior de la zapata o la parte superior de la plataforma de nivelación (para estructuras de tierra estabilizadas mecánicamente).

El coeficiente de empuje lateral activo se puede tomar como:

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi'_f)}{\Gamma [\sin^2\theta \sin(\theta - \delta)]} \quad \Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_f + \delta)\sin(\phi'_f - \beta)}{\sin(\theta - \delta)\sin(\theta + \beta)}} \right]^2$$

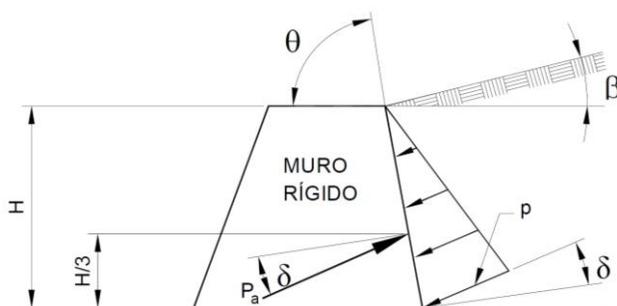
δ = ángulo de fricción entre relleno y muro tomado como se especifica en la Tabla (°)

β = ángulo entre la superficie del relleno respecto de la horizontal (°)

θ = ángulo que forma el respaldo del muro respecto de la horizontal como se indica en la Figura (°)

ϕ'_f = ángulo efectivo de fricción interna (°)

FIGURA N°24 - Simbología para el empuje activo de Coulomb



Fuente: AASHTO LRFD (2004)- [Fig. 3.11.5.3-1].

CUADRO N°40

Ángulo de fricción entre diferentes materiales (U.S. Department of the Navy 1982a)

Materiales en interfase	Ángulo de fricción, δ (°)	Coefficiente de fricción, $\tan \delta$
Hormigón masivo sobre los siguientes materiales de fundación:		
• Roca sana y limpia	35	0,70
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, arena gruesa	29 a 31	0,55 a 0,60
• Arena limpia fina a media, arena limosa media a gruesa, grave limosa o arcillosa	24 a 29	0,45 a 0,55
• Arena fina limpia, arena limosa o arcillosa fina a media	19 a 24	0,34 a 0,45
• Limo fino arenoso, limo no plástico	17 a 19	0,31 a 0,34
• Arcilla residual o preconsolidada muy rígida y dura	22 a 26	0,40 a 0,49
• Arcilla de rigidez media y rígida; arcilla limosa	17 a 19	0,31 a 0,34
Sobre estos materiales de fundación la mampostería tiene los mismos factores de fricción.		

Fuente: AASHTO LRFD (2004)- [Fragmento de Tabla 3.11.5.3-1].

Sobrecarga Viva sobre Superficie de Relleno: LS (Art. 3.11.6.4).- Se deberá aplicar una sobrecarga viva si se anticipa que habrá cargas vehiculares actuando sobre la superficie del relleno en una distancia igual a la mitad de la altura del muro detrás del paramento posterior del muro. Si la sobrecarga es para una carretera su intensidad deberá ser consistente con los requisitos del Artículo 3.6.1.2. Si la sobrecarga no es para una carretera el Propietario deberá especificar y/o a probar sobrecargas vivas adecuadas. El aumento del empuje horizontal provocado por la sobrecarga viva se puede estimar como:

$$\Delta_p = k \gamma_s g h_{eq} \times 10^{-9}$$

donde:

Δ_p = empuje horizontal constante del suelo debido a la sobrecarga viva (MPa)

γ_s = densidad total del suelo (kg/m^3)

k = coeficiente de empuje lateral del suelo

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

g = aceleración de la gravedad (m/s^2)

Las alturas de suelo equivalente, h_{eq} , para cargas carreteras sobre estribos y muros de sostenimiento se pueden tomar de las Tabla. Para alturas de muro intermedias se deberá interpolar linealmente. La altura del muro se deberá tomar como la distancia entre la superficie del relleno y el fondo de la zapata a lo largo de la superficie de contacto considerada.

CUADRO N°41

Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico.

Altura del estribo (mm)	h_{eq} (mm)
1500	1200
3000	900
≥ 6000	600

Fuente: AASHTO LRFD (2004)- [Tabla 3.11.6.4-1].

Cargas Hidráulicas: WA (Art. 3.7).- Se consideran las siguientes cargas:

Presión Hidrostática (Art. 3.7.1).- Se asumirá que la presión hidrostática actúa de forma perpendicular a la superficie que retiene el agua. La presión se deberá calcular como el producto entre la altura de la columna de agua sobre el punto considerado, la densidad del agua y g (aceleración de la gravedad).

Presión de Flujo (Art. 3.7.3).- La presión debida a un flujo de agua que actúa en la dirección longitudinal de las subestructuras se deberá tomar como:

$$p = 5,14 \times 10^{-4} C_D V^2$$

donde:

p = presión del agua que fluye (MPa)

C_D = coeficiente de arrastre para pilas como se especifica en la Tabla 1.25

V = velocidad del agua de diseño para la inundación de diseño en estados límites de resistencia y servicio y para la inundación de control en el estado límite correspondiente a evento extremo (m/s).

CUADRO N°42

Coeficiente de Arrastre.

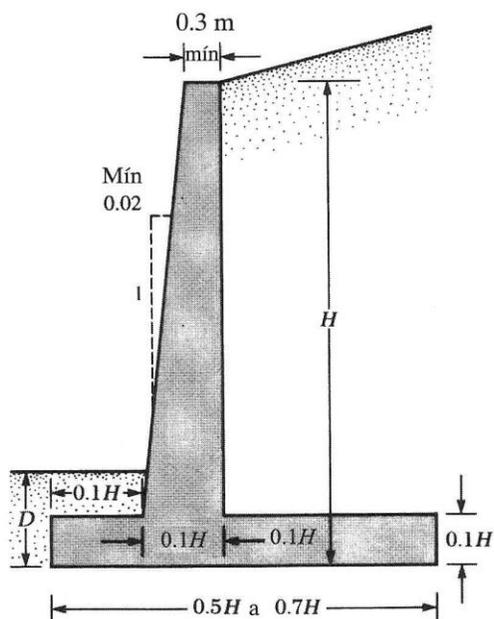
Tipo	C _D
Pila con borde de ataque semicircular	0,7
Pila de extremo cuadrado	1,4
Arrastres acumulados contra la pila	1,4
Pila con borde de ataque en forma de cuña, ángulo del borde de ataque ≤ 90°	0,8

Fuente: AASHTO LRFD (2004)- [Tabla 3.7.3.1-1].

La fuerza de arrastre longitudinal se deberá tomar como el producto entre la presión de flujo longitudinal y la proyección de la superficie expuesta a dicha presión.

Predimensionamiento de estribos.- Braja M. Das expone el siguiente predimensionamiento para muros ménsula que es de carácter referencial para el diseño de estribos:

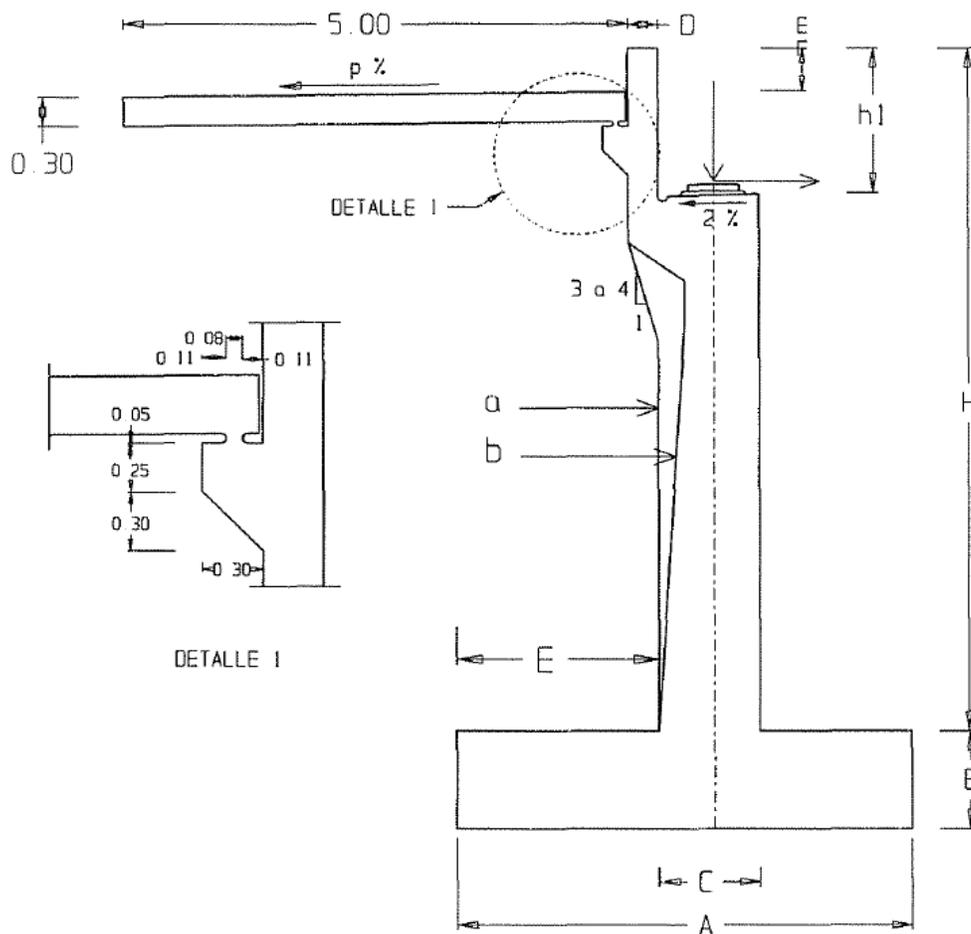
FIGURA N°25 – Predimensionamiento de muros ménsula



Fuente: Braja M. Das. Principios de Ingeniería de Cimentaciones (Pág. 447).

No obstante, de manera más precisa Javier Manterola, en su libro “Puentes, Apuntes para su diseño, cálculo y construcción” -Tomo II, expone de manera específica los tipos de estribos más usuales en el diseño de puentes. He aquí a continuación se presenta el caso de estribos cerrados.

FIGURA N°26 – Predimensionamiento de estribo cerrado



ESTRIBO CERRADO. SECCION TIPO

VALORES DE PREDIMENSIONAMIENTO	$A = 0.4 \text{ a } 0.9H$
	$B = H/12 \text{ a } H/8$
	$C = H/12 \text{ a } H/8$
	$D = \max(0.30, h1/8)$
	$E = \text{Espesor del firme}$

Fuente: Javier Manterola, "Puentes, Apuntes para su diseño, cálculo y construcción" - Tomo II (Pág. 680)

Aplicación del Método de Huntington para el diseño de muros con contrafuertes.- Se calcula en base al método de Huntington, según se expone en el libro de José Calavera, Muros de Contención y Sótano, 1989 (Pág.146). Este tipo de muros presenta diferencias muy importantes con los de gravedad y ménsula.

Se trata de una estructura altamente hiperestática y existen diferentes caminos para su cálculo, sin que con ninguno de ellos pueda pretenderse un gran rigor en el análisis de los esfuerzos. El método que se expone a continuación se ha mostrado como eficaz durante muchos años.

FIGURA N°27 - Aplicación del método de Huntington diseño de pantallas

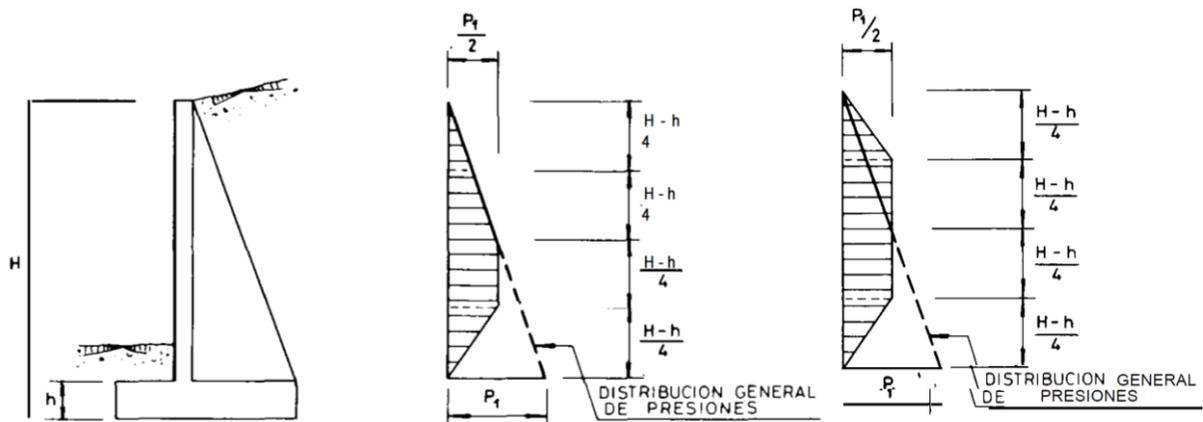
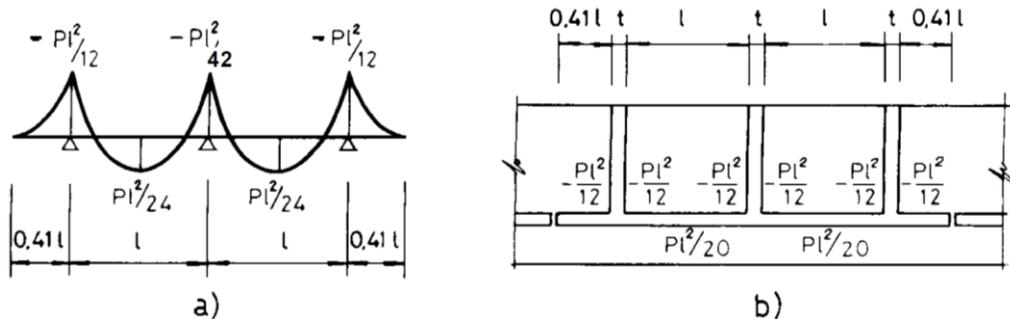


DIAGRAMA DE PRESIONES UTILIZADO PARA EL CALCULO DE LOS MOMENTOS DE APOYO EN LA FLEXION HORIZONTAL DE LA LOSA DEL ALZADO

DIAGRAMA DE PRESIONES UTILIZADO PARA EL CALCULO DE LOS MOMENTOS DE VANO EN LA FLEXION HORIZONTAL DE LA LOSA DEL ALZADO

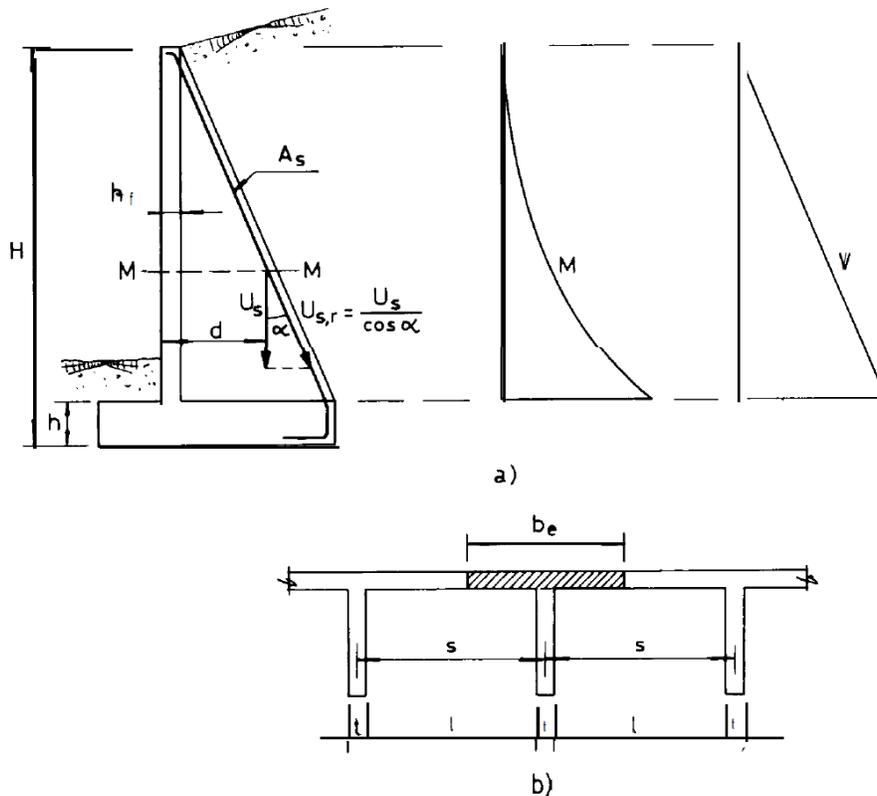


Fuente: José Calavera, Muros de Contención y Sótano, 1989, Cap. 8.

La parte alta de la losa se apoya en zonas de contrafuerte de escaso canto y tiene su borde superior libre y la distribución de presiones debe suponerse que sigue la ley general. La zona inferior la situación es considerablemente diferente y la losa está fuertemente coaccionada por su unión a los contrafuertes y a la losa del cimiento. Es en este sentido que se tienen la distribución de presiones mostrada en la anterior figura.

Para el caso del cálculo del contrafuerte se reduce, en esencia, al de un voladizo de sección T_e con canto variable, debiendo conocerse el ancho efectivo de la cabeza de compresión y calcularse de manera general como una viga rectangular.

**FIGURA N°28 - Aplicación del método de Huntington
diseño de contrafuertes**



Fuente: José Calavera, Muros de Contención y Sótano, 1989, Pág. 154.

2.6. Estrategia para la ejecución del proyecto

Se consideran los siguientes aspectos:

2.6.1. Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas se preparan para cada componente, ítem o actividad a ejecutar.

La estructura que tendrá será la siguiente:

1. DESCRIPCIÓN.
2. MATERIALES, HERRAMIENTAS Y EQUIPOS.
3. MÉTODO CONSTRUCTIVO.
4. MEDICIÓN Y FORMA DE PAGO.

2.6.2. Precios Unitarios

Aplicando conceptos de ingeniería de Costos, se efectúa el análisis de precios unitarios para ítem por separado diferenciando claramente todos sus componentes: insumos, precios de materiales, determinación del rendimiento de mano de obra, maquinaria, equipo, gastos

generales, impuestos y utilidad prevista. En el presente proyecto se realizará de acuerdo al Decreto Supremo N° 27328 para licitación de obras del sector público utilizando el Formulario denominado B-2. Una cálculo profundo de los parámetros a considerar se encuentra en el documento “Análisis de Precios Unitarios de Referencia para la Construcción” editado por la Cámara Departamental de la Construcción de Cochabamba el año 2010, se remite al lector a este documento.

La estructura que tendrá será la siguiente:

1. MATERIALES

Los materiales componentes de cada ítem, son determinados por las Especificaciones Técnicas, las mismas que definen las características de los materiales.

2. MANO DE OBRA

Rendimiento.-

Para el cálculo de los costos de mano de obra, se debe determinar en función del trabajo a realizar el rendimiento de mano de obra promedio de maestros experimentados y principiantes, considerando los tiempos muertos de preparación, arreglos, limpieza, etc.

Cargas Sociales.-

En la determinación del porcentaje de cargas sociales sobre el jornal o salario se deben considerar varios aspectos que están regulados por Leyes, Decretos, resoluciones, etc.

Las incidencias por cargas sociales deben estar dentro del rango del 55 al 71,18% del subtotal de mano de obra.

3. EQUIPO MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS

Para determinar los costos maquinaria y equipo en forma exacta se deberá considerar por separado los costos y rendimientos horarios de la maquinaria y equipo utilizado en cada ítem y un costo porcentual la mano de obra por desgaste de herramientas y equipo menor.

Un porcentaje del 5% del Total de mano de obra se considera como el costo de herramientas y equipo menor.

4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS

El porcentaje de gastos generales sobre el valor total de la obra es muy variable y de varios aspectos:

El lugar donde se debe realizar la obra (las obras locales tienen gastos generales más bajos que las obras en el campo o el interior), el tipo de garantías que exige la entidad licitante para

la ejecución de obras, el monto de contratos anuales y especialmente la magnitud de la empresa constructora (una empresa grande tiene gastos generales mayores en relación a una pequeña), por otra parte existen dentro de los gastos generales gastos fijos que representan un porcentaje permanente del costo total de la mano de obra como son los entidades.

El porcentaje de gastos generales puede fluctuar entre 10 a 15% de la semisuma de costos totales de materiales, mano de obra y equipos.

5. UTILIDAD

Los gastos generales incluyen aquellos gastos que siendo imputables a la obra no pueden ser asignados dentro los costos directos (materiales, mano de obra y equipo) y también aquellos que siendo independientes se erogan exista o no trabajo para la empresa constructora. La determinación del porcentaje de utilidad que percibe una empresa, es atribución de los responsables de la misma. De acuerdo a las condiciones y grado de dificultad de la obra, este porcentaje fluctúa por lo general entre el 10 al 15% de la semisumas de costos totales de materiales, mano de obra, equipos y gastos generales.

6. IMPUESTOS

Comprende los impuestos fijados por ley con sus respectivas alícuotas. En la estructura de precios unitarios el Impuesto a las Transacciones (IT) se aplica sobre todos los componentes y el Impuesto al Valor Agregado (IVA) se aplica solamente sobre la mano de obra conforme al formulario B-2 del Modelo de Documento Base de Contrataciones, es decir, se interpreta de esta situación que la aplicación del correspondiente impuesto es sólo sobre la mano de obra porque no presenta crédito fiscal y que para el resto de los componentes se entiende que son ingresados a la estructura de precios con sus precios contemplando ya los impuestos de ley (con factura).

El Impuesto al Valor agregado (IVA) de 13% tiene como incidencia el 14,94% del subtotal de mano de obra.

El Impuesto a las Transacciones (IT) de 3% tiene como incidencia el 3,09% del total de materiales, mano de obra, equipos, gastos generales y utilidades.

2.6.3. Cómputos métricos

Por medio del cómputo métrico se miden los elementos que forman parte de una estructura u obra de ingeniería con el objeto de establecer su costo y cuantificar los materiales necesarios para ejecutarla.

El cómputo métrico es un problema de medición de longitudes, áreas y volúmenes, presupone el conocimiento de procedimientos constructivos y la experiencia de quien lo realiza. Se puede ejecutar mediciones en obra o por medio de planos.

El trabajo de computar deberá ser detallado en todas sus partes para facilitar su revisión, corrección o modificación, deberá quedar constancia no solamente de todas las operaciones, sino también de los criterios particulares que haya sido necesario adoptar, se buscare un orden, que permita reducir al mínimo el número de operaciones y el de mediciones, no se deben descuidar ciertas operaciones de control que permitan asegurarse contra errores groseros.

La planilla de cómputo métrico a usarse en el presente proyecto tendrá la siguiente forma:

CUADRO N°43

Ejemplo de formato de planilla de cómputo métrico

N°	ACTIVIDAD	UNIDAD	DIMENSIONES			PARCIAL	N° VECES	TOTAL
			LARGO	ANCHO	ALTO			
1								
2								

Fuente: Elaboración propia.

2.6.4. Presupuesto

El presupuesto es el valor tentativo de una construcción, constituyendo por lo tanto, el programa de trabajo de la misma expresado en valores económicos.

En el presente proyecto se desarrollará el cálculo del presupuesto por precios unitarios. El cómputo métrico de cada ítem computado con relativa exactitud se multiplica con su respectivo precio unitario dando lugar al costo del ítem, la suma del costo de todos los ítems es el costo general de la obra.

La planilla de Presupuesto por Ítems y General de la Obra tendrá la siguiente forma:

CUADRO N°44

Ejemplo de formato de planilla de presupuesto por ítems y general de la obra

N° ITEM	DESCRIPCION ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (NUMERAL)	PRECIO UNITARIO (LITERAL)	PRECIO TOTAL (NUMERAL)
MODULO:						
1						
2						

Fuente: Elaboración propia.

2.6.5. Planeamiento y cronograma

La planeación del proyecto se realizará con el método GANTT.

En el gráfico de GANTT se realiza la planificación y la programación al mismo tiempo, o sea que la longitud de la barra que representa cada actividad indica las unidades de tiempo. Cada actividad puede comenzar independientemente y ubicada en la línea de tiempo, así como tener actividades predecesoras. Una gran herramienta informática que aplica ésta metodología es Microsoft Project 2010.

Duración de la actividad.- Es determinada en base al rendimiento de cada actividad y los volúmenes de obra. La optimización de los tiempos de duración puede realizarse con el aumento de grupos de trabajo.

Ruta crítica.- Es la línea formada entre actividades cuyo cambio en su duración influye directamente en el tiempo total de ejecución del proyecto.

Tiempo Total de Ejecución del Proyecto.- Es el tiempo que existiría entre el inicio del proyecto con la primera actividad y el fin de la última actividad.

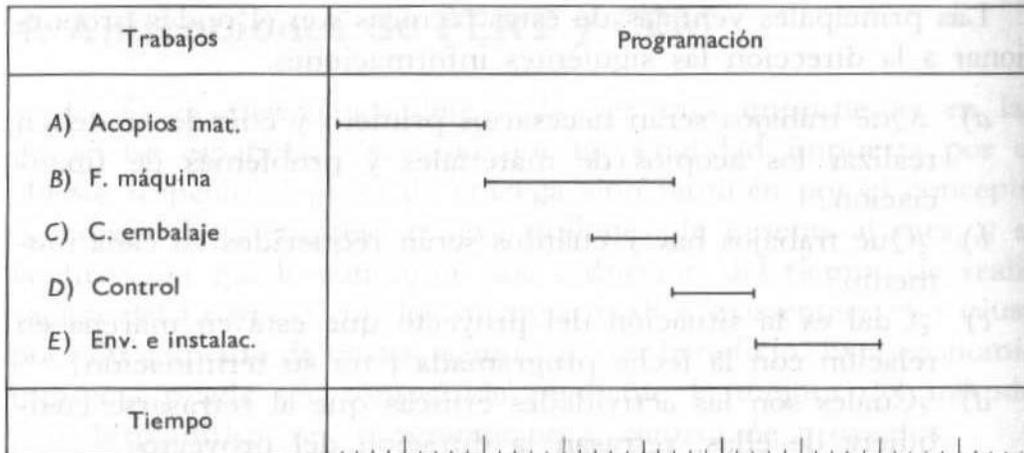
Se ejemplifica su uso con ejemplo de construcción de maquinaria:

- A. Acopios de material
- B. Fabricación de maquinaria
- C. Construcción de equipo de embalaje.
- D. Verificación y control.
- E. Envíos e instalación.

Se obtendría la planificación como la mostrada en la figura:

CUADRO N°45

Ejemplo de Planificación Metodología Gantt



Fuente: Escuela Superior de Informática Universidad de Castilla la Mancha, Laura Bachiller Crespo, “Técnicas de Planificación de proyectos”, 1999.

3. INGENIERÍA DE PROYECTO.-

3.1. Análisis del levantamiento topográfico.-

Se realizó el trabajo en campo obteniéndose los siguientes resultados:

⇒ Planos topográficos (Ver Anexo 12, Lámina 1/5).

⇒ Perfil transversal del río para los estudios de hidrología e hidráulica y el estudio de suelos y geotecnia.

COTA MÍN DEL LECHO:1836.08 m.s.n.m.

NAME: 1840.48 m.s.n.m.

⇒ Definición precisa de la ubicación y las dimensiones de los elementos estructurales.

COTA FUNDACIÓN:1832.91 m.s.n.m.

COTA RASANTE: 1845.00 m.s.n.m.

⇒ Se establecieron puntos de referencia para el replanteo ante la posibilidad de construcción.

Donde:

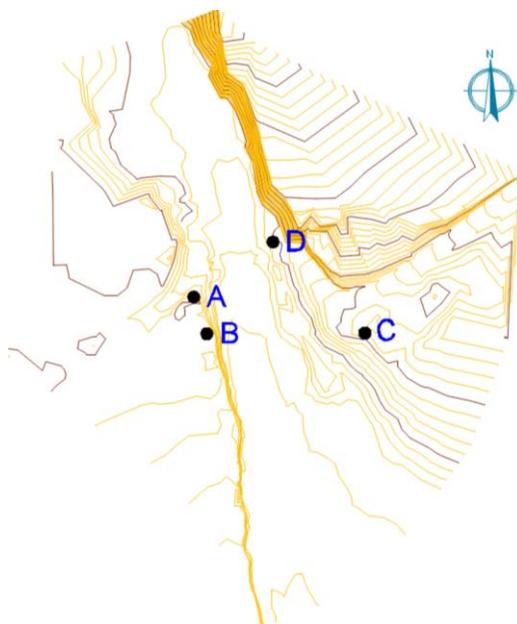
PUNTO A: N: 7574291.000 E: 324071.000 Z: 1845.000

PUNTO B: N: 7574273.986 E: 324077.100 Z: 1845.136

PUNTO C: N: 7574274.290 E: 324150.523 Z: 1847.247

PUNTO D: N: 7574316.674 E: 324107.844 Z: 1840.229

FIGURA N°29 – Puntos de referencia



Fuente: Elaboración propia (Sin escala).

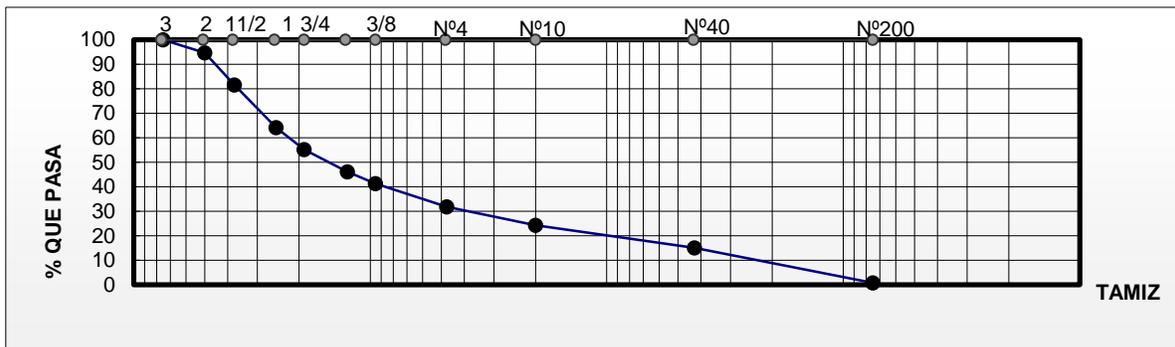
3.2. Análisis del estudio de suelos.-

Se realizó el ensayo de carga directa S.P.T. en el sitio de emplazamiento.

POZO 1 ESTRIBO LADO EL ZAIRE

Profundidad de excavación: 4,00m

FIGURA N°30 – Granulometría pozo 1



Cu=59.43 Cc=2,03 (BIEN GRADUADO)

Clasificación AASHTO: A-1-a(0)

Clasificación SUCS: GW (Grava Bien Graduada)

Humedad del Suelo: 12,67% (Saturado).

LL: N.P.

LP: N.P.

IP: N.P.

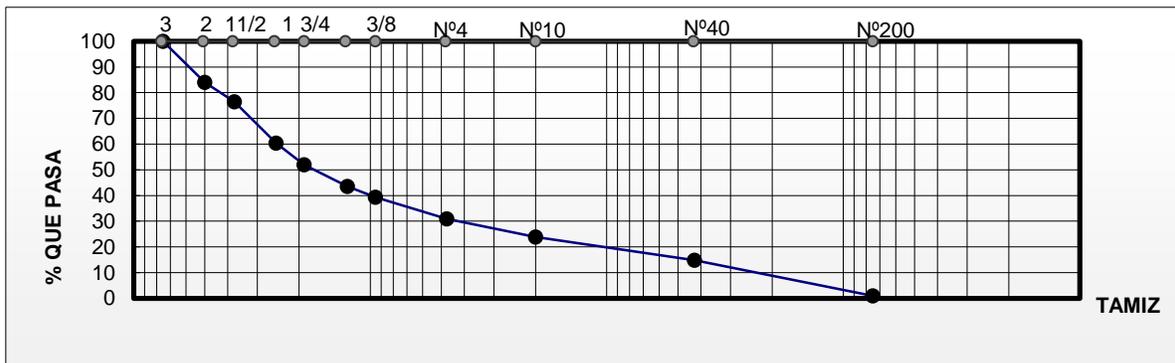
IG: 0

RESIST. ADMISIBLE: 3,00 [Kg/cm²]

POZO 2 ESTRIBO LADO RINCÓN GRANDE

Profundidad de excavación: 4,25m

FIGURA N°31 – Granulometría pozo 2



Cu=66,13 Cc=2,12 (BIEN GRADUADO)

Clasificación AASHTO:	A-1-a (0)
Clasificación SUCS:	GW (Grava Bien Graduada)
Humedad del Suelo:	12,78% (Saturado)
LL:	N.P.
LP:	N.P.
IP:	N.P.
IG:	0
RESIST. ADMISIBLE:	3,10 [Kg/cm ²]

3.3. Análisis del estudio hidrológico e hidráulico.-

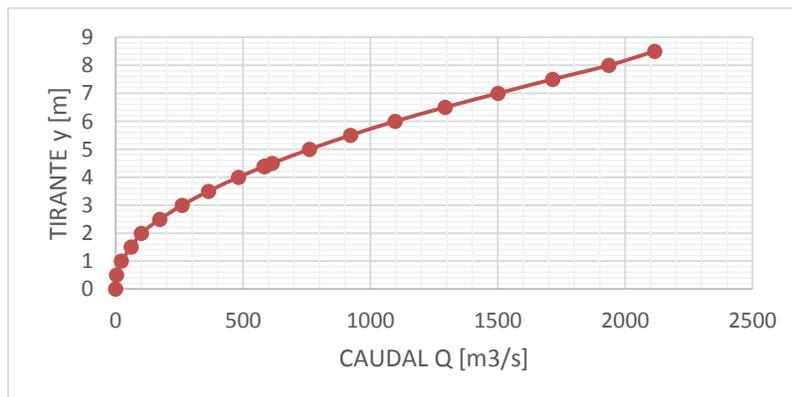
ESTUDIO HIDROLÓGICO

Área de la cuenca:	78,19[Km ²]
Tiempo de concentración:	1,81[hr]
Periodo de retorno:	100 [años]
Intensidad máxima:	55,88[mm/h]
Precipitación efectiva:	68,80[mm]
Caudal máximo:	460,00[m ³ /s] M. Hidrograma Unitario – SCS, 1972. 583,10[m ³ /s] M. Racional Modificado por Temez – ABC.

ESTUDIO HIDRÁULICO

Pendiente media del río:	0,0144 [m/m]
Coefficiente “n” de Manning:	0,06[s/m ^{1/3}] Fondos de guijarros y cantos rodados grandes.
Cota lecho:	1836,08 [msnm]
Tirante máximo:	4,39 [m]
Cota Ymáx:	1840,47 [msnm]

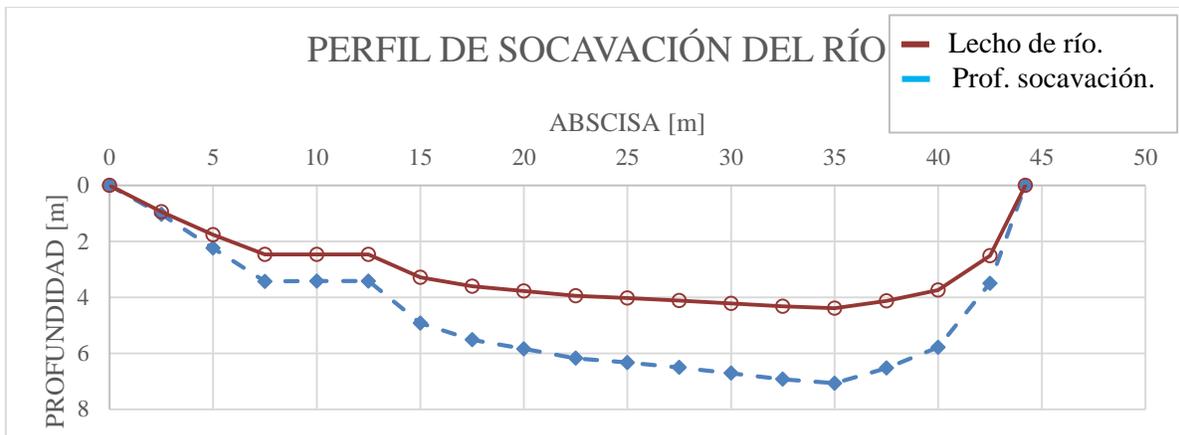
FIGURA N°32 – Curva de descarga río Padcaya



ESTUDIO SOCAVACIÓN

Caudal máximo:	583,10[m ³ /s]
Área hidráulica del río:	140,43[m ²]
Diámetro medio de las partículas:	19,00[mm] D ₅₀ del lecho.
Pendiente media del río:	0,0144 [m/m]
Coefficiente “n” de Manning:	0,06[s/m ^{1/3}] Fondo de guijarros y canto rodado grande.
Cota lecho:	1836,08 [msnm]
Tirante máximo:	4,39 [m]
Profundidad de socavación máxima:	2,68 [m]

FIGURA N°33 – Perfil de socavación río Padcaya



3.4. Geometría del puente.-

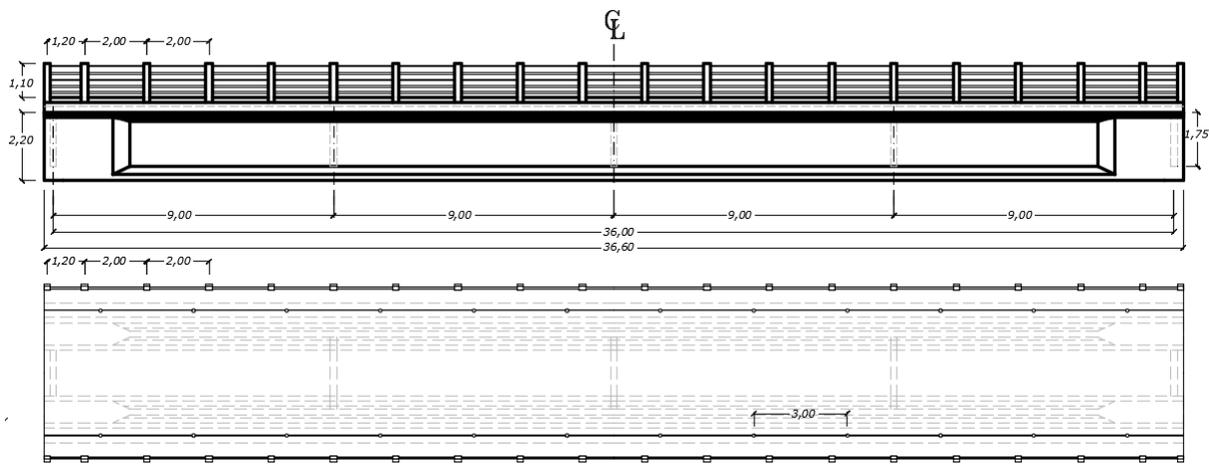
Longitud del puente:	36,60[m]
Ancho de calzada:	4,00[m]

SUPERESTRUCTURA

Losa:	H°A°
Altura losa:	0,18 [m]
Vigas:	H°P° AASHTO TIPO IV (fuste ajustado)
Altura Viga:	2,20 [m]
Separación vigas:	2,50 [m]
Luz de cálculo:	36,00 [m]
Altura bordillo:	0,45 [m]
Ancho Bordillo:	0,25 [m]
Altura acera:	0,15 [m]

Ancho de acera:	0,63 [m]
Altura postes de barandado:	1,10 [m] (desde cara superior de acera)
Sección base inferior poste:	0,20[m]x0,20[m]
Sección superior poste:	0,12[m]x0,20[m]
Separación postes:	2,00[m]
Altura diafragma:	1,75[m]
Ancho diafragma:	0,20[m]
Separación entre diafragmas:	9,00[m]

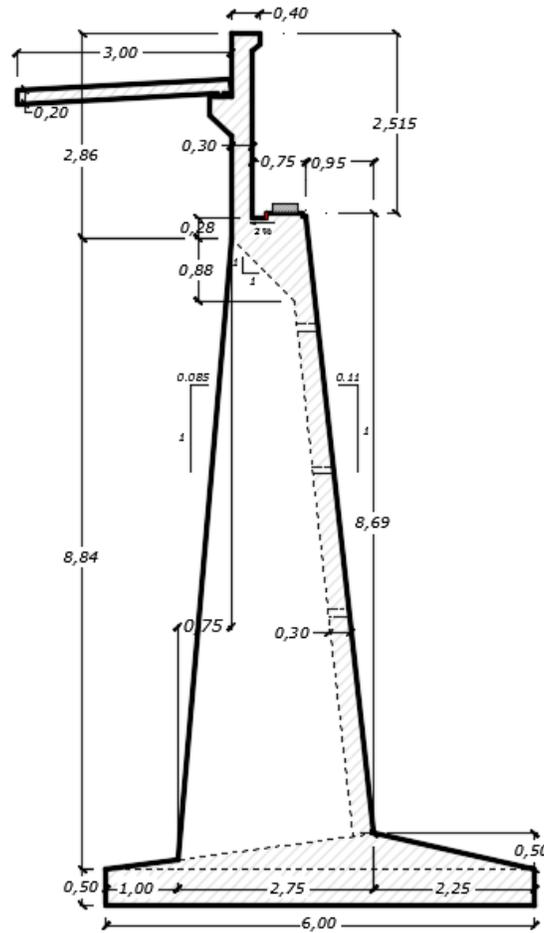
FIGURA N°34 – Geometría de la superestructura



INFRAESTRUCTURA

Altura de Alzado:	11,20[m]
Altura Superestructura:	2,380[m]
Ancho Zapata:	7,000[m]
Altura Zapata:	1,000[m]
Espesor Alzado:	0,300[m]
Espaldar:	0,300[m]
Puntera:	1,750[m]
Altura Total:	12,20[m]
Altura losa transición:	0,20[m]
Largo losa transición:	3,00[m]
Ancho losa transición:	4,00[m]

FIGURA N°35 – Geometría de estribo en pantalla frontal



ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS.- No se consideran estructuras complementarias.

3.5. Diseño estructural.- A continuación se presenta un resumen de los resultados de la memoria de cálculo detallada en anexos.

Normativa de diseño: "Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD - Unidades S.I." 2004.

3.5.1. Filosofía de diseño (Art. 1.3.)

Se realiza el diseño considerando los estados límites, satisfaciendo la siguiente ecuación para todas las solicitaciones y combinaciones de solicitaciones especificadas.

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

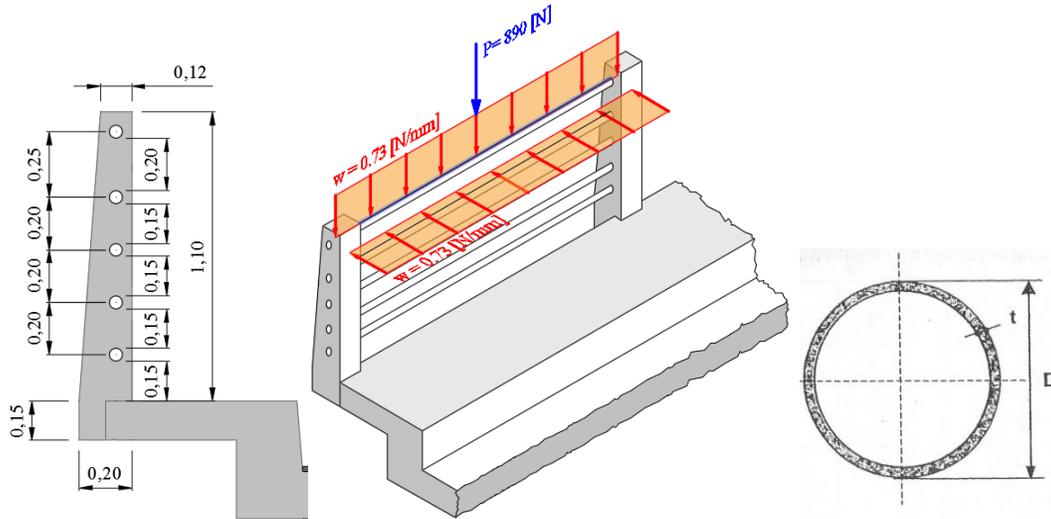
Los factores γ_i y ϕ de mayoración de cargas y minoración de resistencia respectivamente, se determinarán de tablas, sin embargo el factor de modificación de las cargas η_i (para diseños convencionales, niveles convencionales de redundancia y puentes típicos) es igual a la unidad.

En todos los cálculos de ahora en adelante se asume el criterio de $\eta_i=1$.

3.5.2. Diseño de la superestructura

DISEÑO DE PASAMANOS BARANDADO (F°G°)

FIGURA N°36 – Geometría y cargas de diseño pasamanos



L=	2	[m]	q _o =	36,9	[N/m]
A=	0,020	[m ²]	w=	1032,375901	[N/m]
P=	890	[N]	M _u =	1705	[N*m]

D=50,8[mm] Diámetro externo. t=3,2[mm] Espesor de pared.

Z=7260[mm³] Módulo plástico. f_y=36[Ksi] = 248,2[MPa]

Se adopta: D=50,8mm x t=3,20 mm

DISEÑO DE POSTE BARANDADO (F°G°)

Flexión:

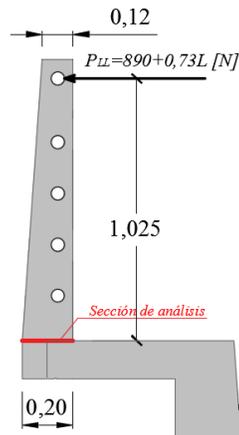
f _c '=	25	[Mpa]	f _y =	420	[Mpa]
φ=	0,9	Art. 5.5.4.2	b=	0,2	[m]
h=	0,2	[m]	r=	0,025	[m]
d=	0,175	[m]			

M_u= 5040 [N*m]

A_{s nec}= 0,779 [cm²]

Se adopta: 2φ 12mm

FIGURA N°37 – Esquema cargas de diseño poste



Corte:

$$V_u = 4112,5 \text{ [N]}$$

$$V_c = 13145 \text{ [N]}$$

$$V_s = 0 \text{ [N]}$$

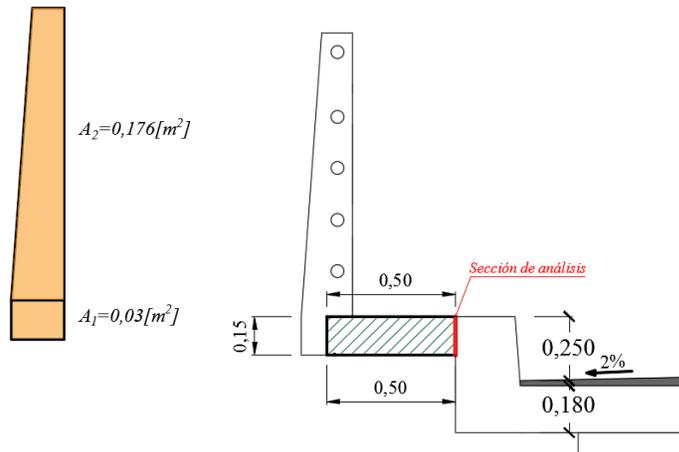
$$A_{v \text{ nec}} = 0 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{v \text{ min}} = 0,36 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Se adopta: $\phi 6 \text{ c}/20$

DISEÑO DE VEREDA

FIGURA N°38 – Geometría de vereda



Armadura Principal:

$$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 25 \text{ [kN/m}^3\text{]}$$

$$DC_{vereda} = 1875,00 \text{ [N/m]}$$

$$f'_c = 25 \text{ [MPa]}$$

$$Q_L = 3600,00 \text{ [N/m}^2\text{]}$$

$$f_y = 420 \text{ [MPa]}$$

$$P_{L \text{ eje}} = 35000 \text{ [N]}$$

$$r = 0,035 \text{ [m]}$$

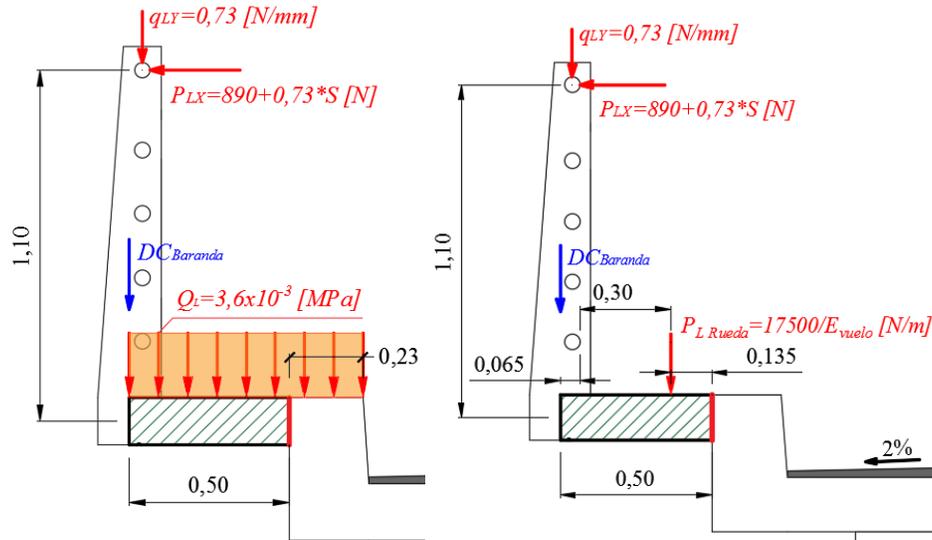
$$X = 0,135 \text{ [m]}$$

$$DC_{baranda} = 453,8 \text{ [N/m]}$$

$$E_{vuelo} = 1552,455 \text{ [mm]}$$

	M_u [N*m/m]	V_u [N/m]	Observaciones
CASO I:	4557,69	8117,25	
CASO II:	7312,14	31203,92	Se usará esta combinación

FIGURA N°39 – Combinación Vereda caso i (izq.) y caso ii (der.)



$$M_u = 7312,14 \text{ [N*m]}$$

$$A_{s \text{ nec}} = 2,28 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{s \text{ min}} = 2,70 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Se adopta: $\phi 12c/20$

Armadura secundaria (Se dispone armadura por contracción y temperatura):

$$b = 0,5 \text{ [m]}$$

$$h = 0,15 \text{ [m]}$$

$$A_g = 0,075 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$A_s = 1,35 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Se adopta: $3\phi 10$

DISEÑO DE BORDILLO

$$b = 0,25 \text{ [m]}$$

$$E = 1552,455 \text{ [mm]}$$

$$h = 0,45 \text{ [m]}$$

$$P_{\text{choque}} = 7500 \text{ [N/m]}$$

$$A = 0,1125 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$H_{\text{choque}} = 0,25 \text{ [m]}$$

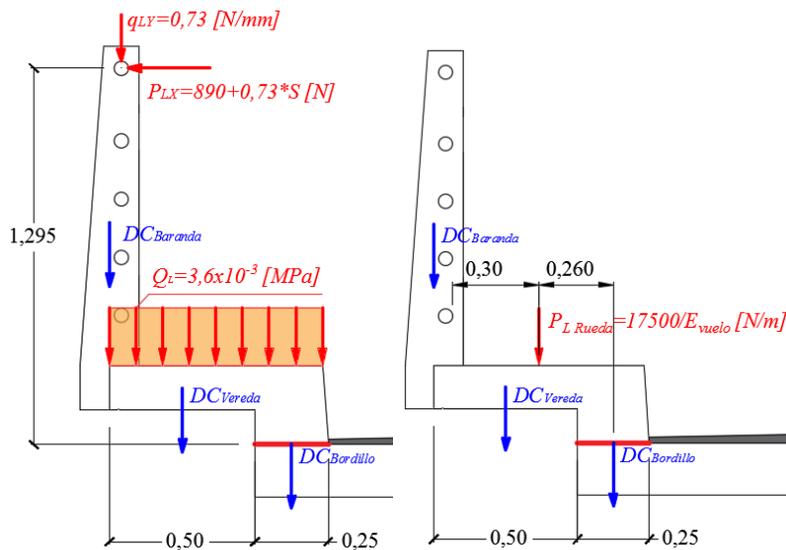
$$DC_{\text{bordillo}} = 2812,50 \text{ [N/m]}$$

$$H_{\text{rodadura}} = 0,02 \text{ [m]}$$

$$P_{L \text{ rueda}} = 17500 \text{ [N]}$$

$$h_{\text{losa tablero}} = 0,18 \text{ [m]}$$

FIGURA N°40 – Combinación Bordillo caso i (izq.) y caso ii (der.)



	$M_u [N*m/m]$	$V_u [N/m]$	Observaciones
CASO I:	10638.38	15181.25	Se usará en flexión y corte.
CASO II:	8054.97	0.00	

$$M_u = 7277,83 [N*m]$$

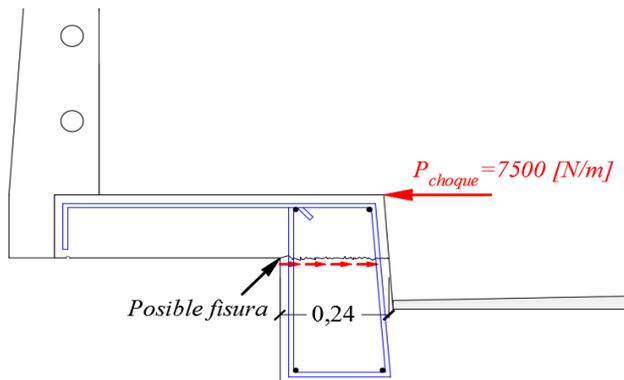
$$A_{s \text{ min}} = 1,312 [cm^2]$$

$$A_{s \text{ contraccion}} = 4,50 [cm^2]$$

Se adopta: $\phi 12c/20$

Verificación de Armadura al corte por fricción (Art. 5.8.4.1)

FIGURA N°41 – Plano de fisura potencial en bordillo



$A_{vf} = 5,65 [cm^2/m]$ Acero en flexión que cose la posible fisura.

$b = 100 [cm]$

$h = 24 [cm]$

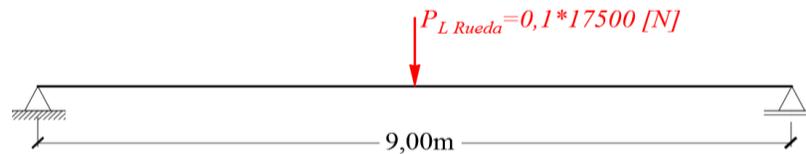
$A_{cv} = 2400[\text{cm}^2/\text{m}]$ Área del hormigón en el plano de corte.
 $f_c' = 25[\text{Mpa}]$
 $f_y = 420[\text{Mpa}]$
 $\phi = 0,9$ Art. 5.5.4.2
 $c = 0,7[\text{MPa}]$ Para hormigón masa- hormigón endurecido, rugoso.
 $\lambda = 1$ (Para hormigón con densidad normal).
 $\mu = 1[\text{MPa}]$ Para hormigón masa- hormigón endurecido, rugoso. $\mu = 1,0 * \lambda$
 $P_c = 0[\text{N}]$ Fuerza de compresión permanente.

$$\phi V_n = 153337,54 \quad [\text{N/m}]$$

Para $V_u = 15181,25[\text{N/m}]$ y Con $\phi 12\text{c}/20$ se calcula que la sección comprueba.

Análisis longitudinal de la viga de borde o bordillo. Belmonte "PUENTES" 1990, Pg. 85.

FIGURA N°42 – Esquema de cargado longitudinal de bordillo.



$$A_{s \text{ nec}} = 2,48[\text{cm}^2]$$

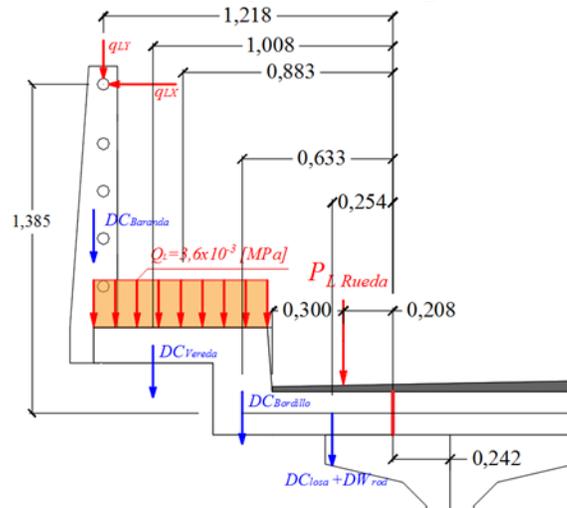
$$A_{s \text{ contraccion}} = 2,03[\text{cm}^2]$$

Se adopta: $4\phi 10$

DISEÑO DE VUELO DEL TABLERO

$f_c = 25$ [MPa]	$E_{\text{vuelo}} = 1613,54[\text{mm}]$
$f_y = 420$ [MPa]	$P_{L \text{ rueda}} = 72500[\text{N}]$
$h_{\text{losa vereda}} = 0,15[\text{m}]$	$h_{\text{rod}} = 0,05$ [m]
$h_{\text{losa tablero}} = 0,18[\text{m}]$	$b = 0,508$ [m]
$\gamma_{\text{rod}} = 22000$ [N/m ³]	$DW_{\text{rod}} = 559,17[\text{N/m}]$
$Sc_{\text{rit}} = 0,242$ [m] a partir del eje de apoyo.	$DC_{\text{losa}} = 2287,50$ [N/m]
$X = 0,208$ [m]	

FIGURA N°43 – Esquema de cargas de vereda.



$$M_u = 35886,9 \text{ [N*m/m]}$$

$$A_{s \text{ nec}} = 6,87 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{s \text{ contraccion}} = 3,24 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Se adopta: $\phi 12c/10$ en dirección principal

Se adopta: $\phi 10c/20$ en las demás direcciones

DISEÑO DE LOSA DEL TABLERO

$$DC_{\text{baranda}} = 453,80 \text{ [N/m]}$$

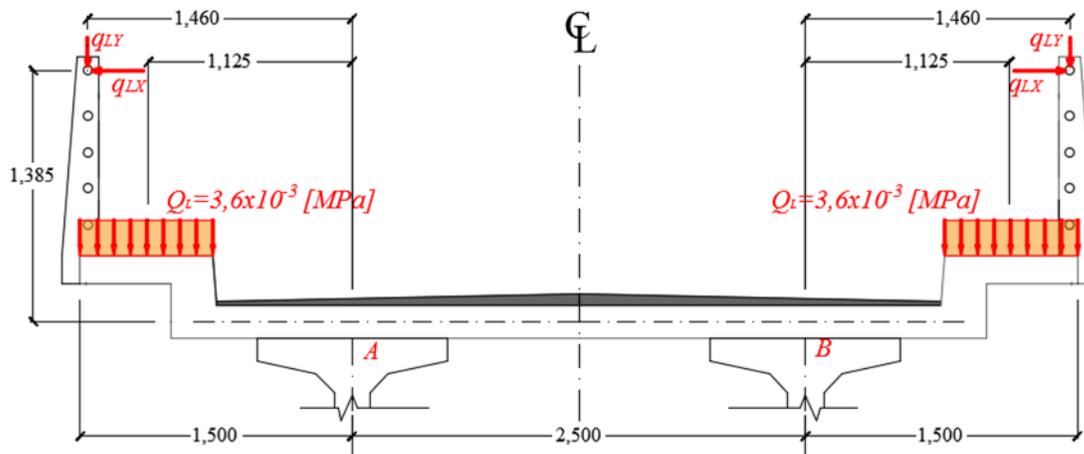
$$DW_{\text{rod}} = 1100,00 \text{ [N/m/m]}$$

$$DC_{\text{vereda}} = 1875,00 \text{ [N/m]}$$

$$DC_{\text{bordinillo}} = 2812,50 \text{ [N/m]}$$

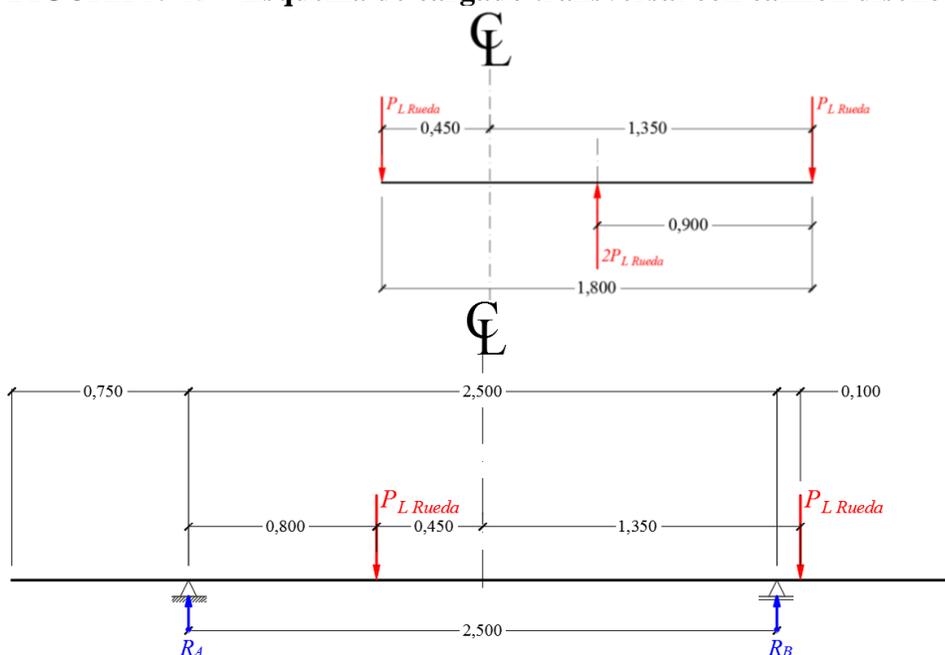
$$DC_{\text{losa}} = 4500,00 \text{ [N/m/m]}$$

FIGURA N°44 – Esquema de cargas vivas barandado y peatonales



$$ML_{\text{baranda y vereda}} = -1499,43 \text{ [N*m/m]}$$

FIGURA N°45 – Esquema de cargado transversal con camión diseño



$$S=2,5 \text{ [m]} ; E=2035,00[\text{mm}]$$

$$MLL \text{ max}=37120,00[\text{N}\cdot\text{m}/\text{m}]$$

Para momento positivo (camión de diseño)

En dirección principal:

$$A_{s \text{ nec}}= 7,94[\text{cm}^2/\text{m}]$$

$$A_{s \text{ contraccion}}= 3,24[\text{cm}^2/\text{m}]$$

Se adopta: ϕ 12c/10

En dirección secundaria:

$$A_{s \text{ distrib}}= 5,32[\text{cm}^2/\text{m}]$$

Se adopta: ϕ 12c/20

Para momento negativo (cargas de barandado y peatonal)

En dirección principal:

$$A_{s \text{ nec}}= 1,74[\text{cm}^2/\text{m}]$$

$$A_{s \text{ contraccion}}= 3,24[\text{cm}^2/\text{m}]$$

Se adopta: ϕ 12c/20

En dirección secundaria:

$$A_{s \text{ distrib}}= 3,24[\text{cm}^2/\text{m}]$$

Se adopta: ϕ 10c/20

DISEÑO DE VIGAS LONGITUDINALES $L_{CAL}=36,00[M]$ V_{MAX} EN $H/2$ DE LA VIGA

FIGURA N°46 – Esquema de cargas muertas

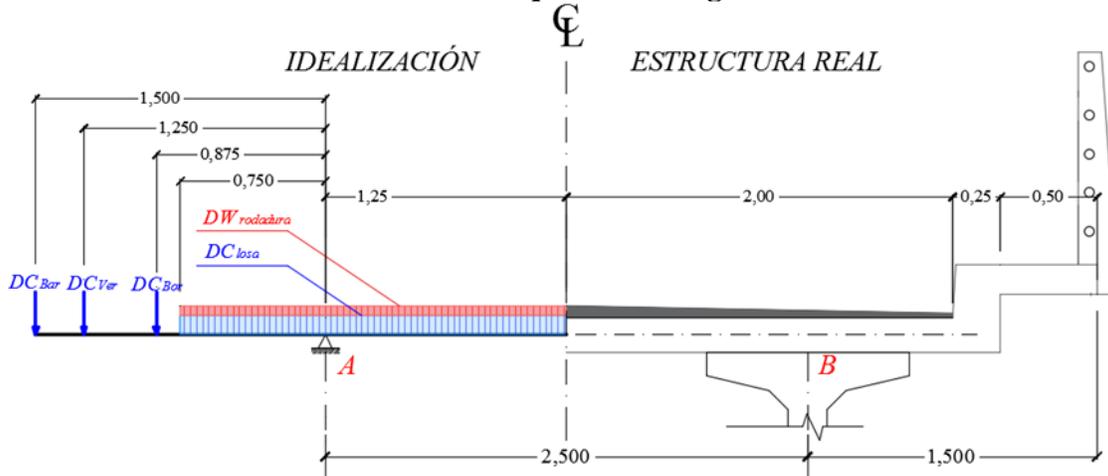
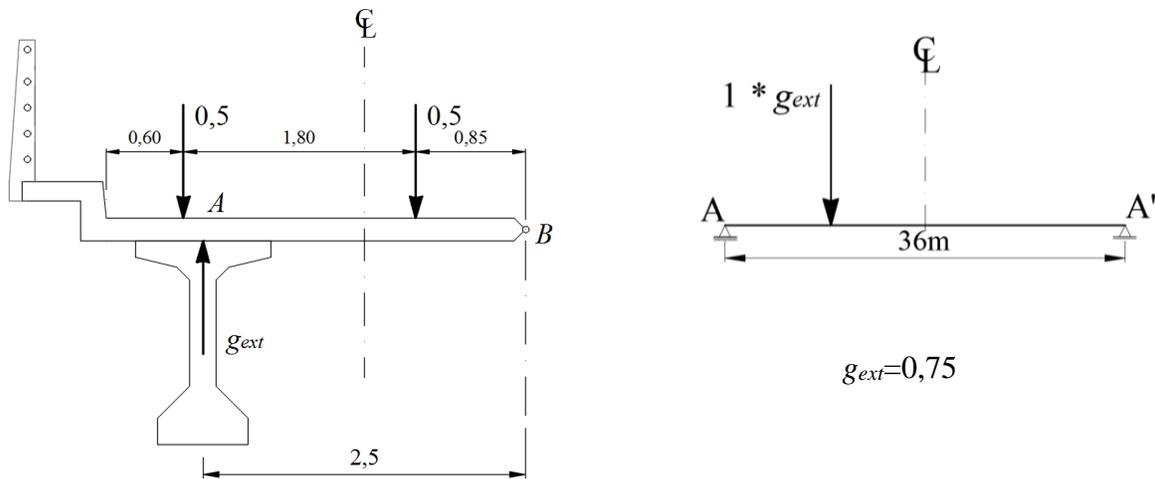
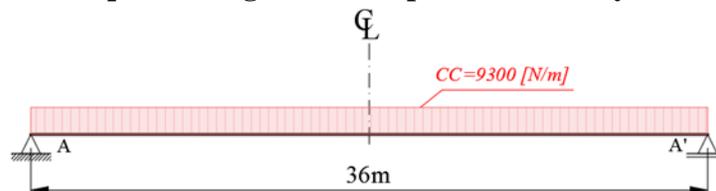


FIGURA N°47 – Esquema ley de momentos



CC carril=9300,00[N/m]

FIGURA N°48 – Esquema carga de carril para momento y reacciones máximas

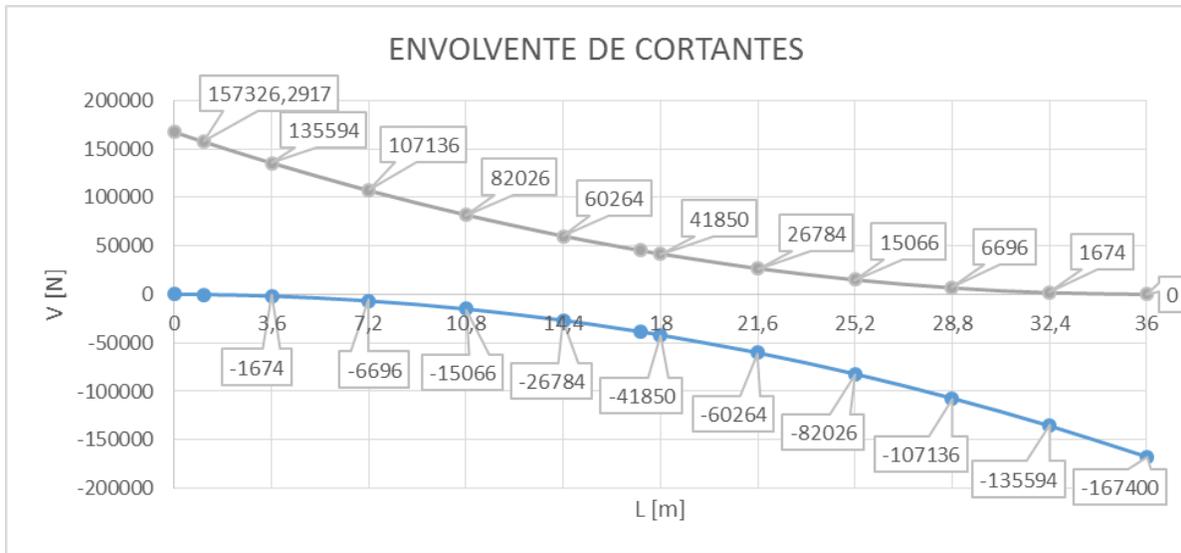
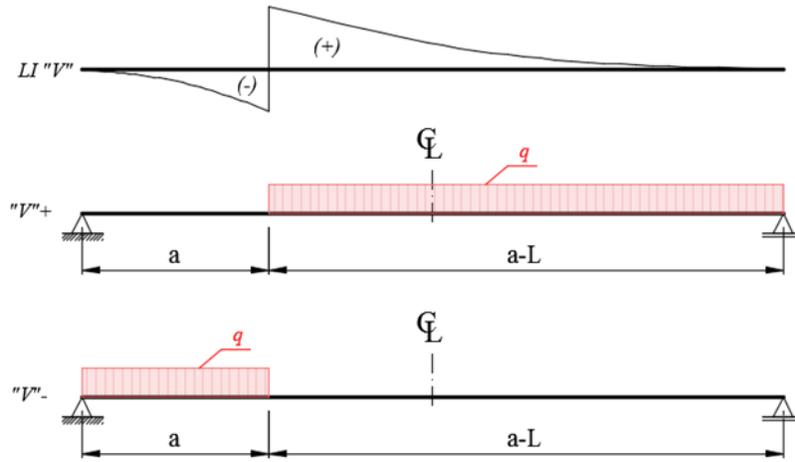


$$M \text{ máx}=1506600,00[N*m]$$

$$V \text{ máx}=157170,00[N]$$

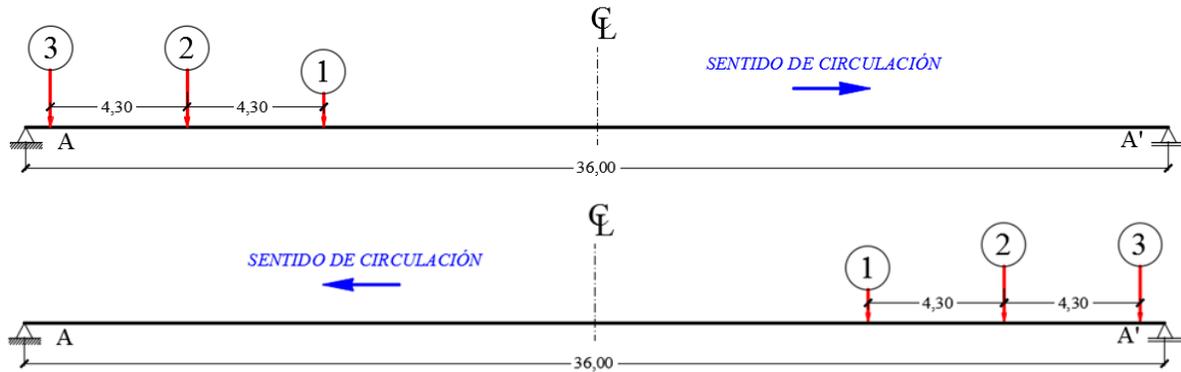
$$R \text{ máx}=167400,00[N]$$

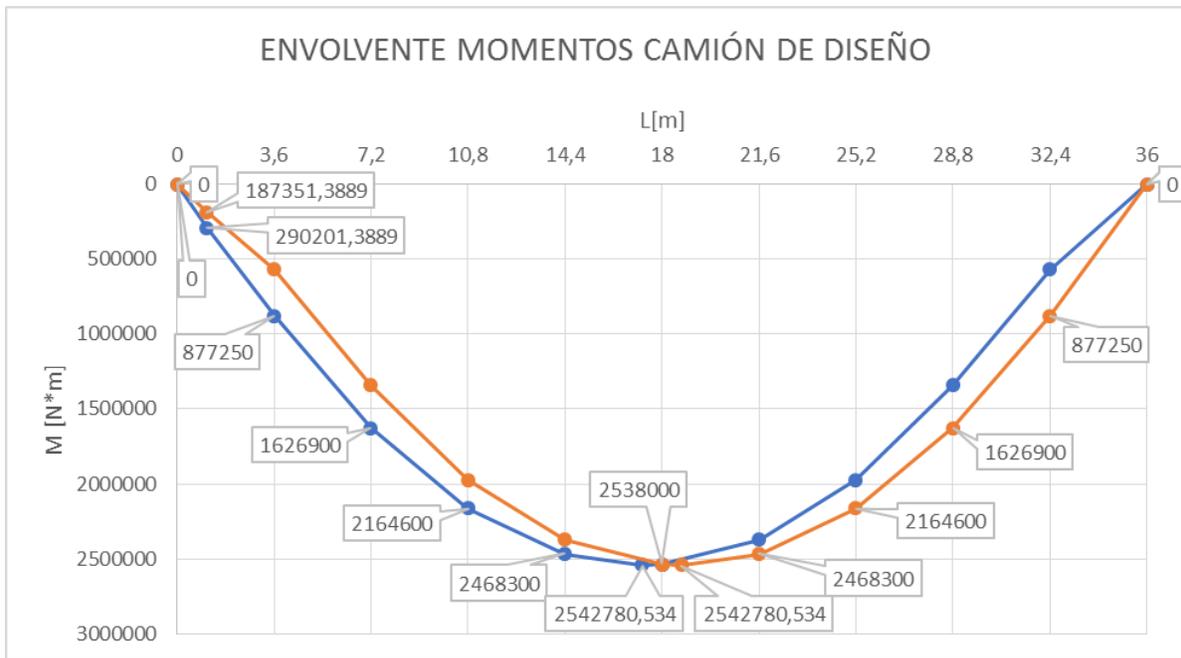
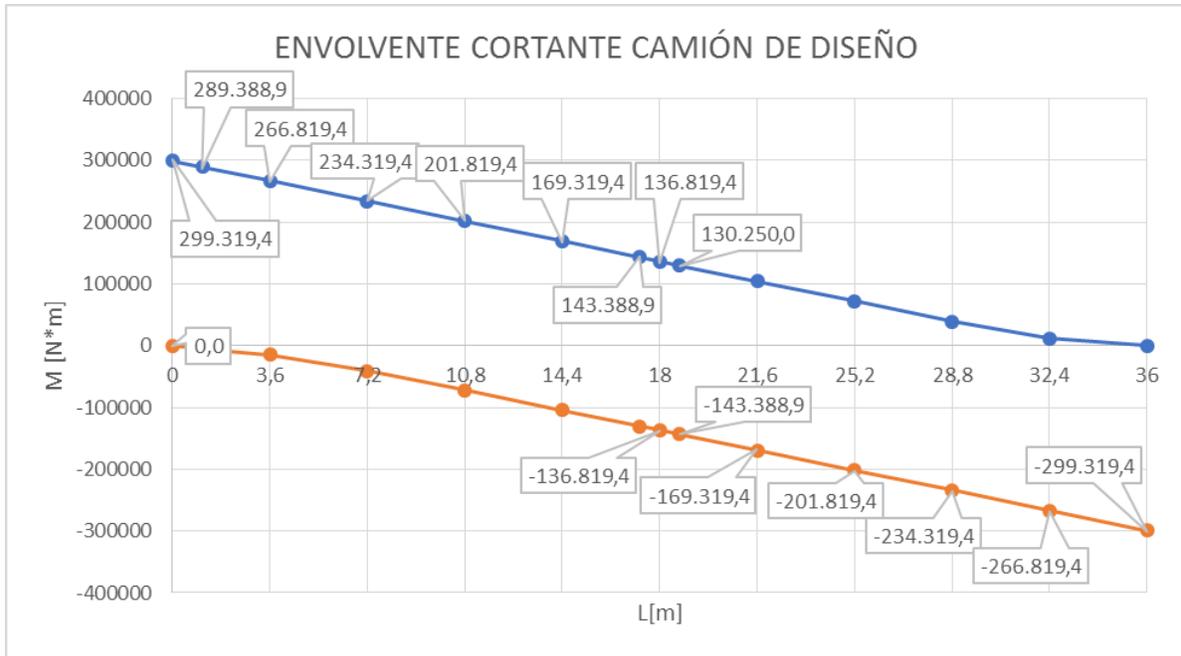
FIGURA N°49 – Esquema carga de carril y envolventes para cortante



CAMIÓN DE DISEÑO

FIGURA N°50 – Esquema cargado con camión de diseño y envolventes para cortante y momento





DISEÑO BAJO CARGAS DE SERVICIO

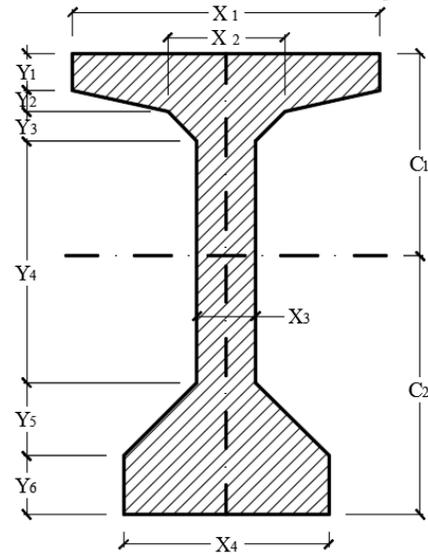
A continuación se tienen los datos de la última iteración de ajuste del fuste para que se abriera un conjunto solución para definir la fuerza de pretensado:

SECCIÓN BRUTA TIEMPO T=0

El fuste (y_4) se ajusta de acuerdo al requerimiento de las cargas.

$x_1 =$	1050 [mm]	=	1,050	[m]
$x_2 =$	400 [mm]	=	0,400	[m]
$x_3 =$	200 [mm]	=	0,200	[m]
$x_4 =$	700 [mm]	=	0,700	[m]
$y_1 =$	125 [mm]	=	0,125	[m]
$y_2 =$	75 [mm]	=	0,075	[m]
$y_3 =$	100 [mm]	=	0,100	[m]
$y_4 =$	1450 [mm]	=	1,450	[m]
$y_5 =$	250 [mm]	=	0,250	[m]
$y_6 =$	200 [mm]	=	0,200	[m]

FIGURA N°51 – Variables Viga T=0



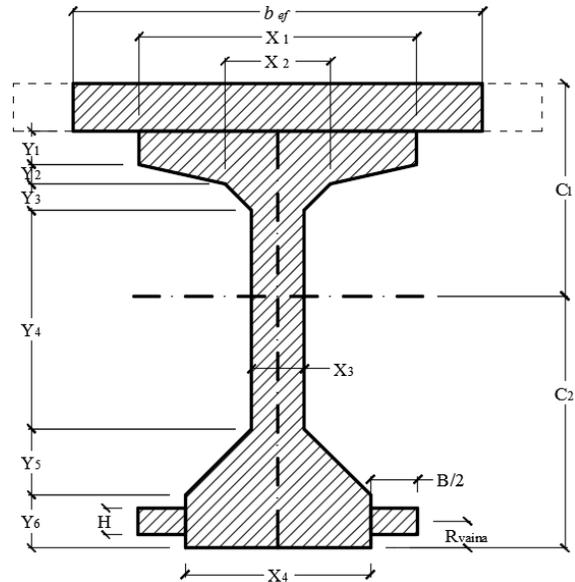
Fuente: Elaboración propia.

$A_0 =$	758125,00 [mm ²]	=	0,7581	[m ²]
$I_{x0} =$	4,7692E+11 [mm ⁴]	=	0,4769	[m ⁴]
$C_{10} =$	1093,30 [mm]	=	1,0933	[m]
$C_{20} =$	1106,70 [mm]	=	1,1067	[m]
$h_0 =$	2200,00 [mm]	=	2,2000	[m]
$r_0^2 =$	629077,62 [mm ²]	=	0,6291	[m ²]
$S_{10} =$	436219443 [mm ³]	=	0,4362	[m ³]
$S_{20} =$	430939025 [mm ³]	=	0,4309	[m ³]
$R_{vaina} =$	100,00 [mm]	=	0,1000	[m]
$e_0 =$	1006,70 [mm]	=	1,0067	[m]

PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE SECCIÓN T=∞

$b_{ef} =$	1690 [mm]	=	1,690	[m]
$x_1 =$	1050 [mm]	=	1,050	[m]
$x_2 =$	400 [mm]	=	0,400	[m]
$x_3 =$	200 [mm]	=	0,200	[m]
$x_4 =$	700 [mm]	=	0,700	[m]
$B =$	240 [mm]	=	0,240	[m]
$h_{losa} =$	180 [mm]	=	0,180	[m]
$y_1 =$	125 [mm]	=	0,125	[m]
$y_2 =$	75 [mm]	=	0,075	[m]
$y_3 =$	100 [mm]	=	0,100	[m]
$y_4 =$	1450 [mm]	=	1,450	[m]
$y_5 =$	250 [mm]	=	0,250	[m]
$y_6 =$	200 [mm]	=	0,200	[m]
$H =$	100 [mm]	=	0,100	[m]
$R_{vaina} =$	100 [mm]	=	0,100	[m]

FIGURA N°52 – Variables Viga T=∞



Propiedades:

$A_{\infty} =$	1086325,00 [mm ²]	=	1,0863	[m ²]
$I_{x\infty} =$	8,2422E+11 [mm ⁴]	=	0,8242	[m ⁴]
$C_{1\infty} =$	964,19 [mm]	=	0,9642	[m]
$C_{2\infty} =$	1415,81 [mm]	=	1,4158	[m]
$h_{\infty} =$	2380,00 [mm]	=	2,3800	[m]
$r_{\infty}^2 =$	758727,24 [mm ²]	=	0,7587	[m ²]
$S_{1\infty} =$	854839170 [mm ³]	=	0,8548	[m ³]
$S_{2\infty} =$	582156022 [mm ³]	=	0,5822	[m ³]
$r_{recubrimiento} =$	100,00 [mm]	=	0,1000	[m]
$e_{\infty} =$	1315,81 [mm]	=	1,3158	[m]

ESFUERZOS ADMISIBLES DEL HORMIGÓN. Art. 5.9.4.

Para las vigas, totalmente Pretensadas, se tienen los siguientes esfuerzos admisibles.

$$f_c' = -35 \text{ [MPa] o [N/mm}^2\text{]} \text{ Resistencia característica del H}^\circ.$$

$$f_{ci}' \approx 0,70 * f_c' = -24,5 \text{ [MPa]} \text{ Resistencia del H}^\circ \text{ al momento de aplicar la fuerza de pretensado}$$

$T=0$: Antes de las Pérdidas (Inmediatamente después de aplicar la fuerza de pretensado).

Esfuerzos de Compresión, Art. 5.9.4.1.1.

$$f_{ci} = 0,60 * f_{ci}' = -14,7 \text{ [MPa]}$$

Esfuerzos de Tracción, Art. 5.9.4.1.2.

$$f_{ti} = 0,25\sqrt{f_{ci}'} \leq 1,38 = 1,24 \text{ [MPa]}$$

$T=\infty$: Después de las Pérdidas.

Esfuerzos de Compresión, Art. 5.9.4.2.1.

$$f_{cs} = 0,45 * f_c' = -15,75 \text{ [MPa]}$$

Esfuerzos de Tracción, Art. 5.9.4.2.2.

$$f_{ts} = 0,50\sqrt{f_c'} = 2,96 \text{ [MPa]}$$

DETERMINACIÓN DE LA FUERZA DE PRETENSADO

Momentos en centroluz:

$$M_0 = 3482543.25 \text{ [N*m]} = \text{MDC}_{\text{viga}}$$

$$M_T = 9970330.43 \text{ [N*m]} = \text{MDC}_{\text{viga}} + \text{MDC}_{\text{accesorios}} + \text{MDC}_{\text{losa}} + \text{MDC}_{\text{diafr}} + \text{MDW}_{\text{rod}} + \text{MCC} + \text{MLL}$$

Eficiencia de la fuerza de pretensado:

$$\eta = 0.802$$

Inecuaciones de condición:

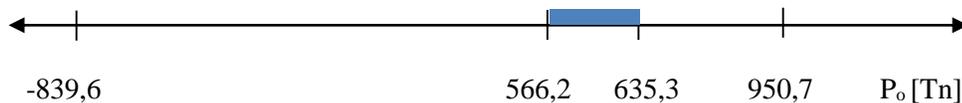
$$P_o \leq \frac{\left(f_{ti} + \frac{M_0 * C_{10}}{I_o}\right)}{\left(\frac{e_o * C_{10}}{I_o} - \frac{1}{A_o}\right)} = \begin{matrix} 9325952,99 \text{ [N]} \\ 950,7 \text{ [Tn]} \end{matrix}$$

$$P_o \leq \frac{\left(-f_{ci} + \frac{M_0 * C_{20}}{I_o}\right)}{\left(\frac{e_o * C_{20}}{I_o} + \frac{1}{A_o}\right)} = \begin{matrix} 6232738,82 \text{ [N]} \\ 635,3 \text{ [Tn]} \end{matrix}$$

$$P_o \geq \frac{\left(f_{cs} + \frac{M_T * C_{1\infty}}{I_\infty}\right)}{\eta * \left(\frac{e_\infty * C_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{1}{A_\infty}\right)} = \begin{matrix} -8236728 \text{ [N]} \\ -839,6 \text{ [Tn]} \end{matrix}$$

$$P_o \geq \frac{\left(-f_{ts} + \frac{M_T * C_{2\infty}}{I_\infty}\right)}{\eta * \left(\frac{e_\infty * C_{2\infty}}{I_\infty} + \frac{1}{A_\infty}\right)} = \begin{matrix} 5554903,36 \text{ [N]} \\ 566,2 \text{ [Tn]} \end{matrix}$$

Obteniendo el siguiente conjunto solución para definir la fuerza de pretensado:



Para torones de pretensado de diámetro nominal 12,7mm (0,5") se tienen los siguientes valores:

$$\begin{aligned}
 A_p &= 98,7 \quad [\text{mm}^2/\text{toron}] & \text{Límite de tensión (Tabla 5.9.3-1):} \\
 \text{GRADO} &= 270 \quad [\text{Ksi}] \\
 f_{pu} &= 1860 \quad [\text{MPa}] & f_{po} \leq 0,74 * f_{pu} = 1376,40 \quad [\text{MPa}] \\
 f_{py} &= 1674 \quad [\text{MPa}]
 \end{aligned}$$

Para: $P_o = 5554903,4 \quad [\text{N}]$

Para: $P_o = 6232738,8 \quad [\text{N}]$

$P_o = 566,2 \quad [\text{Tn}]$

Para: $P_o = 635,3 \quad [\text{Tn}]$

Si tesamos a su máxima tensión tendríamos:

$$\#_{\text{torones}} = \frac{P_o}{A_p * f_{po}} = 40,89 \quad [\text{torones}]$$

$$\#_{\text{torones}} = \frac{P_o}{A_p * f_{po}} = 45,9 \quad [\text{torones}]$$

Se define usar:

$$\#_{\text{torones}} = 48 \quad [\text{torones}]$$

$$P_o = 6082200 \quad [\text{N}] = 620 \quad [\text{Tn}] \rightarrow f_{po} = 1283,81 \quad [\text{MPa}]$$

$$f_{po} = 0,6902 * f_{pu}$$

DEFINICIÓN DE TRAYECTORIA DEL CABLE

Se hará uso de las siguientes inecuaciones:

$$e \leq \frac{f_{ti} * I_o}{P_o * C_{10}} + \frac{I_o}{C_{10} * A_o} + \frac{M_o}{P_o}$$

$$e \geq \frac{f_{cs} * I_{\infty}}{\eta * P_o * C_{1\infty}} + \frac{I_{\infty}}{C_{1\infty} * A_{\infty}} + \frac{M_t}{\eta * P_o}$$

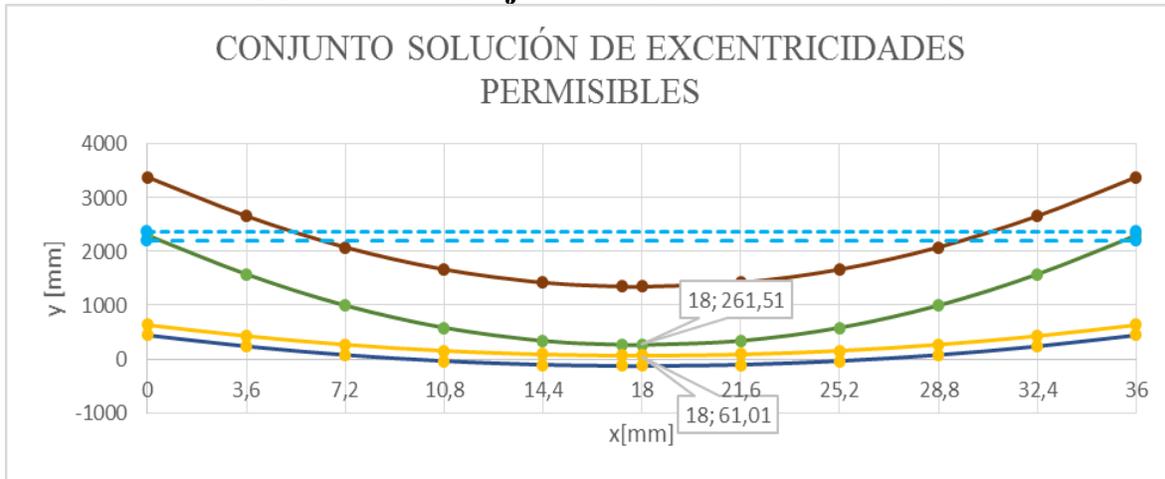
$$e \leq -\frac{f_{ci} * I_o}{P_o * C_{20}} - \frac{I_o}{C_{20} * A_o} + \frac{M_o}{P_o}$$

$$e \geq -\frac{f_{ts} * I_{\infty}}{\eta * P_o * C_{2\infty}} - \frac{I_{\infty}}{C_{2\infty} * A_{\infty}} + \frac{M_t}{\eta * P_o}$$

CUADRO N°46 – Excentricidades permisibles

X	Mo	Md	M(LL+IM)	M _T	e ≤ sup [mm]	e ≤ inf [mm]	e ≥ sup [mm]	e ≥ inf [mm]
0	0,00	0	0	0	664,142304	473,10422	-1973,6017	-888,9707
3,6	1253715,57	1005261,5	1281838,88	3540816	870,270936	679,23286	-1247,6164	-162,9853
7,2	2228827,68	1798739,8	2346000,75	6373568	1030,59321	839,55513	-666,8077	417,82336
10,8	2925336,33	2363022,5	3108346,5	8396705	1145,10911	954,07103	-251,99712	832,63394
14,4	3343241,52	2698109,7	3546881,25	9588232	1213,81866	1022,7806	-7,6943306	1076,9367
17,27	3476851,48	2813567,3	3664526,83	9954946	1235,78603	1044,748	67,4940933	1152,1252
18	3482543,25	2821413,6	3661605	9965562	1236,72184	1045,6838	69,6707808	1154,3018
21,6	3343241,52	2698109,7	3546881,25	9588232	1213,81866	1022,7806	-7,6943306	1076,9367
25,2	2925336,33	2363022,5	3108346,5	8396705	1145,10911	954,07103	-251,99712	832,63394
28,8	2228827,68	1798739,8	2346000,75	6373568	1030,59321	839,55513	-666,8077	417,82336
32,4	1253715,57	1005261,5	1281838,88	3540816	870,270936	679,23286	-1247,6164	-162,9853
36	0,00	0	0	0	664,142304	473,10422	-1973,6017	-888,9707

FIGURA N°53 – Conjunto solución de excentricidades.



PÉRDIDA TOTAL EN TODAS LAS SECCIONES

$$P_{o1} = P_o / 4 = 1520550 \text{ [N]}$$

$$P_{ei} = P_{oi} - A_{pi} * \Delta f_{pi} \qquad P_e = P_{e1} + P_{e2} + P_{e3} + P_{e4} \qquad \eta = \frac{P_e}{P_o}$$

CUADRO N°47 – Resumen de eficiencia de fuerza de pretensado

	T 1	T 2	T 3	T 4	TOTAL		EFIC.
X[m]	Pe1	Pe2	Pe3	Pe4	Po	Pe	η
0,00	1146023,4	1157612,4	1170930,5	1186597,3	6082200,0	4661163,6	0,7664
3,60	1160393,8	1169692,8	1180660,2	1193907,2	6082200,0	4704654,0	0,7735
7,20	1174773,6	1181811,8	1190433,4	1201249,6	6082200,0	4748268,4	0,7807
10,80	1189199,2	1193986,8	1200256,3	1208626,1	6082200,0	4792068,4	0,7879
14,40	1203707,4	1206235,4	1210135,4	1216037,7	6082200,0	4836115,9	0,7951
17,27	1215366,9	1216072,3	1218061,9	1221977,3	6082200,0	4871478,4	0,8009
18,00	1216966,9	1217501,2	1219303,1	1223485,8	6082200,0	4877257,0	0,8019
18,43	1221445,4	1221116,5	1222032,2	1224370,6	6082200,0	4888964,7	0,8038
20,11	1213083,9	1225865,7	1225942,7	1227874,6	6082200,0	4892766,8	0,8044
21,60	1206948,1	1220728,2	1230086,4	1230971,6	6082200,0	4888734,4	0,8038
22,45	1203453,8	1217799,8	1232461,7	1232745,7	6082200,0	4886461,0	0,8034
25,20	1192234,2	1208381,8	1224896,2	1238496,3	6082200,0	4864008,4	0,7997
25,97	1189108,9	1205753,7	1222781,7	1240114,0	6082200,0	4857758,4	0,7987
28,80	1177742,3	1196174,8	1215061,5	1234319,8	6082200,0	4823298,4	0,7930
32,40	1163502,2	1184121,8	1205312,2	1226982,2	6082200,0	4779918,3	0,7859
36,00	1149540,2	1172236,3	1195653,4	1219686,9	6082200,0	4737116,8	0,7788

DISEÑO POR RESISTENCIA

FLEXIÓN

Del análisis estructural se tienen los siguientes efectos en centroluz:

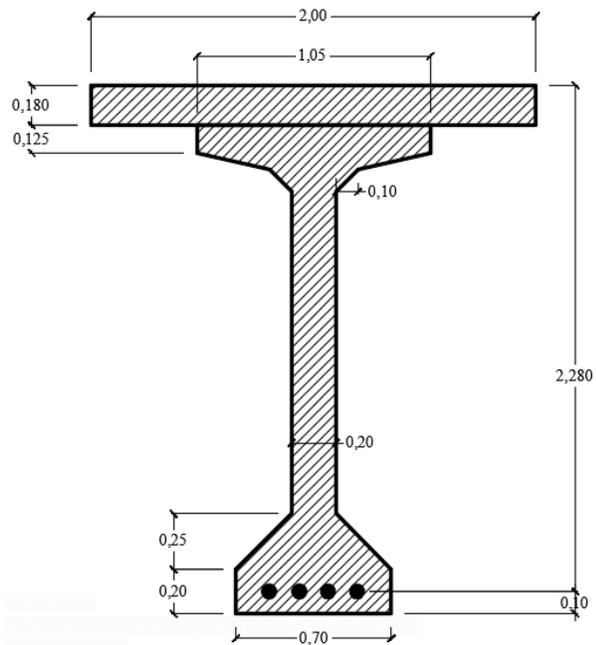
<i>Descripción</i>	<i>M máx [N*m]</i>
<i>DC accesorios:</i>	832890,60
<i>DC losa:</i>	1458000,00
<i>DW rodadura:</i>	356400,00
<i>DC diafragma:</i>	174123,00
<i>DC viga:</i>	3482543,25
<i>CC Carga de Carril:</i>	1129950,00
<i>(LL+IM) HL93:</i>	2536423,58

$$U = 1,25 * DC + 1,5DW + 1,75(LL + IM) = 14385200 \text{ [N*m]}$$

El $M_{\text{máx}}$ se encuentra en centroluz, de ahora en adelante la sección de análisis:

$\phi =$	1,00	Factor de Resistencia Flexión en elementos pretensados.
$b =$	2000,00	[mm]
$b_{w1} =$	1050,00	[mm]
$b_{w2} =$	400,00	[mm]
$b_{w3} =$	200,00	[mm]
$h_f =$	180,00	[mm]
$h_{f1} =$	125,00	[mm]
$h_{f2} =$	75,00	[mm]
$h_{\text{viga}} =$	2200,00	[mm]
$R_{\text{vainas}} =$	100,00	[mm]
$d_p =$	2280,00	[mm]
$A_p =$	4737,6	[mm ²]
$f_{py} =$	1674,00	[MPa]
$f_{pu} =$	1860,00	[MPa]
$f_{po} =$	1283,81	[MPa] Bajo P_o
$\eta =$	0,802	Eficiencia

FIGURA N°54 – Variables Viga



MOMENTO NOMINAL Y RESISTENTE DE LA SECCIÓN

$$\begin{aligned}
 d_p &= 2280 & [\text{mm}] \\
 b &= 2000 & [\text{mm}] \text{ Ancho efectivo losa.} \\
 b_w &= 1050 & [\text{mm}] \text{ Ancho de patín superior.} \\
 h_f &= 180 & [\text{mm}] \text{ Altura de losa.} \\
 f'_{c \text{ losa}} &= 25 & [\text{MPa}] \\
 f'_{c \text{ viga}} &= 35 & [\text{MPa}] \\
 Y &= 25,039 & [\text{mm}] \text{ Altura comprimida en el patín } b_w.
 \end{aligned}$$

Del equilibrio de Momentos en la sección desde el centroide de acero:

$$M_n = 0,85f'_{c \text{ losa}} b h_f \left(d_p - \frac{h_f}{2} \right) + 0,85f'_{c \text{ viga}} b_w (Y) \left(d_p - h_f - \frac{Y}{2} \right)$$

$$M_n = 18386243206 \text{ [N*mm]} = 18386243 \text{ [N*m]}$$

Entonces el momento resistente será:

$$\phi = 1 \quad \text{Art. 5.5.4.2.1}$$

$$\phi M_n = 18386243 \text{ [N*mm]} > M_u = 14385200 \text{ [N*m]} \text{ ok!!!}$$

CORTE

CUADRO N° 48 – Armadura de corte

$X \text{ [mm]} =$	H/2	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	MmáxLL	0,5L
	1100	3600	7200	10800	14400	17272	18000
$V_u =$	1775644.4	1565462.2	1267763.8	963832.5	677852.1	453881.1	397731
$V_p \text{ [N]} =$	570420.5	498999.0	378651.7	255214.3	128917.3	26258.4	0.0
$v_u \text{ [MPa]} =$	6.063	5.362	4.371	3.043	2.171	1.628	1.5
$v_u / f'_c =$	0.173	0.153	0.125	0.087	0.062	0.047	0.0
$V_c \text{ [N]} =$	311769	318653	291504	310532	322849	330251	330548.8
$V_s \text{ [N]} =$	1090748.7	921750.7	738470.9	505179.2	301403.1	147802.8	111374.2
$S \text{ [mm]} =$	200.0	200.0	250.0	300.0	300.0	300.0	300.0
$A_{v \text{ calc}} \text{ [mm]} =$	131.9	113.3	143.7	121.6	75.3	38.3	28.8
$A_{v \text{ min}} \text{ [mm]} =$	31.6	31.6	39.5	47.3	47.3	47.3	47.3
Asumo:	φ12c/20	φ10c/20	φ10c/25	φ10c/30	φ10c/30	φ10c/30	φ10c/30

DISEÑO POR CORTE HORIZONTAL EN LA INTERFACE VIGA-LOSA (Art. 5.8.4.2)

Se debe diseñar en la interface entre dos hormigones vaciados en diferentes tiempos.

Analizando en la zona de cortante máximo:

$$A_{vf} = 226 \text{ [mm}^2\text{]} \text{ acero de cortante que cruza el plano de corte.}$$

$$b = 1050 \text{ [mm]}$$

$$h = 1 \text{ [mm]}$$

$$A_{cv} = 1050 \text{ [mm}^2\text{/mm]} \text{ Área del hormigón en el plano de corte.}$$

$$f_c' = 25 \text{ [MPa]} \text{ Resistencia del hormigón más débil, en este caso, la losa.}$$

$$f_y = 420 \text{ [MPa]}$$

$$\phi = 0,9 \text{ Art. 5.5.4.2}$$

$$c = 0,7 \text{ [MPa]} \text{ Sup. de hormigón limpia, con rugosidad intencional de 6mm.}$$

$$\lambda = 1 \text{ (Para hormigón con densidad normal).}$$

$$\mu = 1 \text{ [MPa]} \text{ Para hormigón masa- hormigón endurecido, rugoso. } \mu = 1 * \lambda$$

Para primera iteración, se comprueba el acero proporcionado por los estribos ϕ 12c/20, no verifica.

+ 2 barras de $d=10\text{mm}$

$$\text{para : } s = 200 \text{ [mm]} \rightarrow A_{vf} = 1,92 \text{ [mm}^2\text{/mm]} > A_{vf \text{ min}} \text{ ok!!}$$

$$\left. \begin{array}{l} V_n = c A_{cv} + \mu [A_{vf} f_y + P_c] = 1554,0 \text{ [N/mm]} \\ V_n \leq 0,2 f_c' A_{cv} = 5250,0 \text{ [N/mm]} \\ V_n \leq 5,5 A_{cv} = 5775,0 \text{ [N/mm]} \end{array} \right\} V_n = 1554,02 \text{ [N/mm]}$$

Cortante nominal requerido:

$$V_{uh}/\phi = 1379,87 \text{ [N/mm]} < V_n = 1554,02 \text{ [N/mm]} \text{ Verifica!!}$$

Se adopta: ϕ 12c/20 + ϕ 10c/20 (x2piernas)

ZONA DE ANCLAJE (Art. 5.10.9)

Se adopta $\emptyset=12\text{mm}$ como armadura de confinamiento en espiral para zona local.

$$P_o = 6082200 \text{ [N]} = P_o ; \text{ Fuerza de pretensado al momento de la transferencia.}$$

$$\phi = 1 \text{ Factor de reducción de resistencia para tracciones en zonas de anclaje.}$$

$$f_y = 420 \text{ [MPa]} \text{ Tensión de fluencia del acero.}$$

$$\gamma_p = 1.2 \text{ Factor de mayoración de postesado. Art.3.4.3.2}$$

$$T_{burst\ 1} = 2106197,6 \text{ [N]} \rightarrow A_s \geq 5014,7562 \text{ [mm}^2\text{]}$$

Se adopta: 25 ϕ 12c/9 (x2piernas)

$$T_{burst\ 2} = 1199062,3 \text{ [N]} \rightarrow A_s \geq 2854,9102 \text{ [mm}^2\text{]}$$

Se adopta: 9 ϕ 12 + 8 ϕ 12

Fuerzas de tracción en los bordes (Descantillado) Art.5.10.9.3.2 y C5.10.9.3.2-3

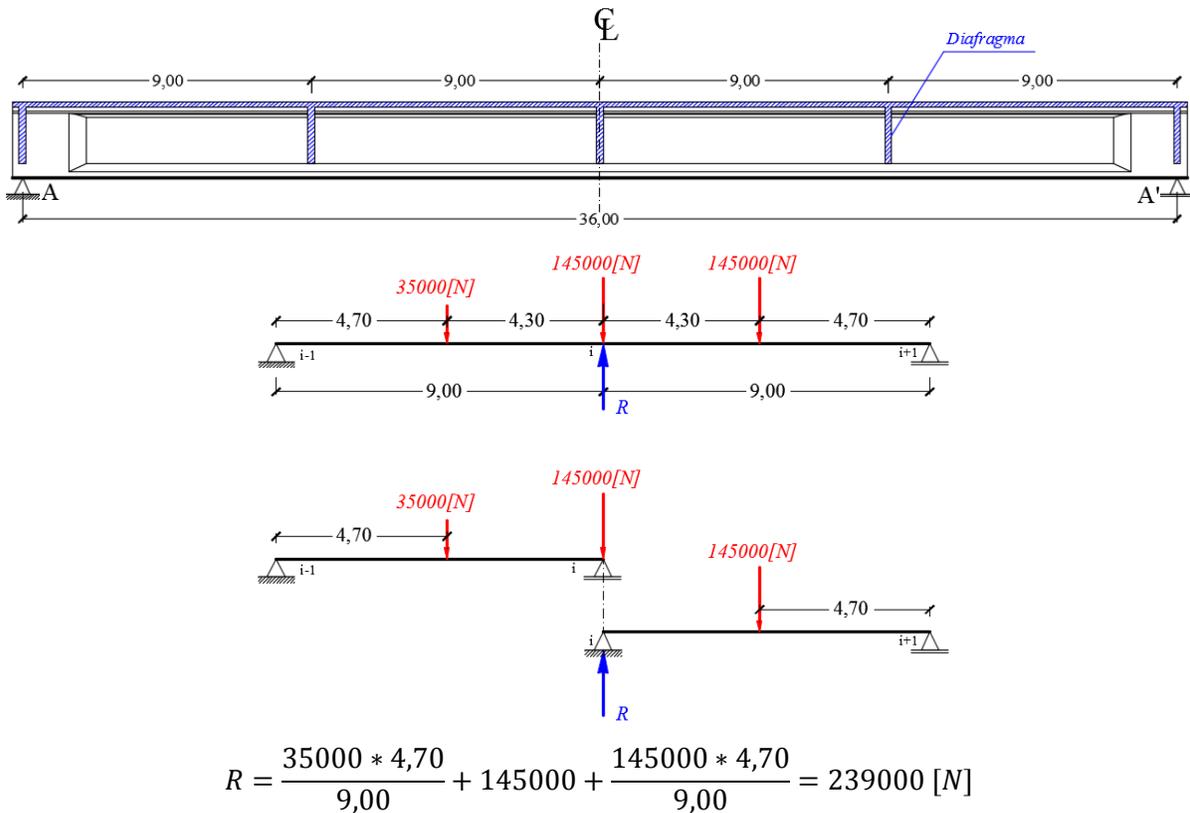
$$P_r = A_s * f_y \geq 0,02 * P_u = 145972,8 \text{ [N]} \rightarrow A_s \geq 347,55429 \text{ [mm}^2\text{]}$$

Se adopta: 6 ϕ 10

DIAFRAGMAS

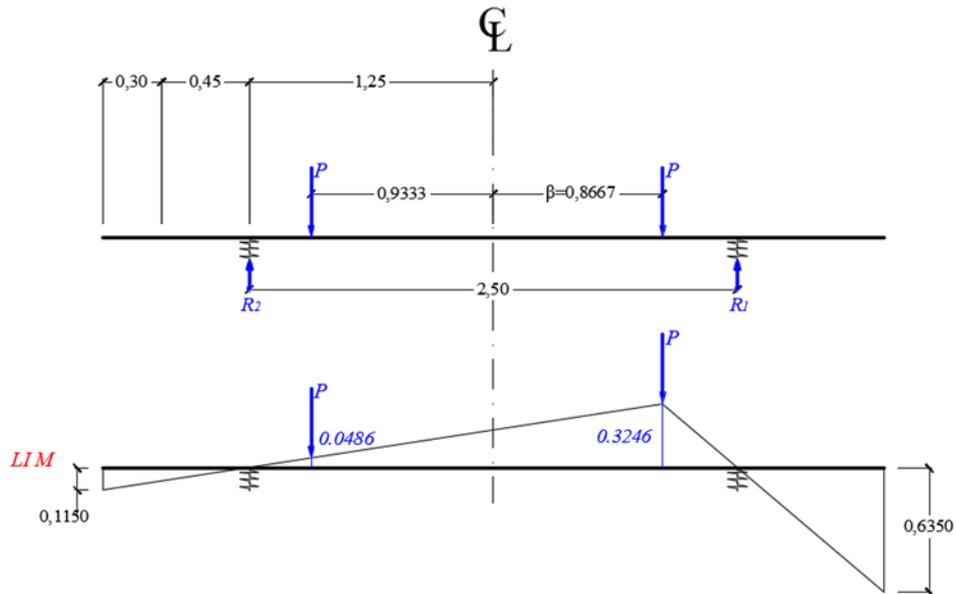
Para evaluar las cargas que actúan sobre el diafragma i , se consideran rótulas en los diafragmas $i-1$, i , $i+1$. De esta manera, y con la distribución de cargas mostrada en la figura, es posible determinar la reacción R actuante sobre el diafragma en cuestión.

FIGURA N°55 – Reacción R por eje de ruedas sobre el diafragma i .



Por el teorema de Courbon:

FIGURA N°56 – Línea de influencia para $M_{\text{máx}}$ por Courbon.

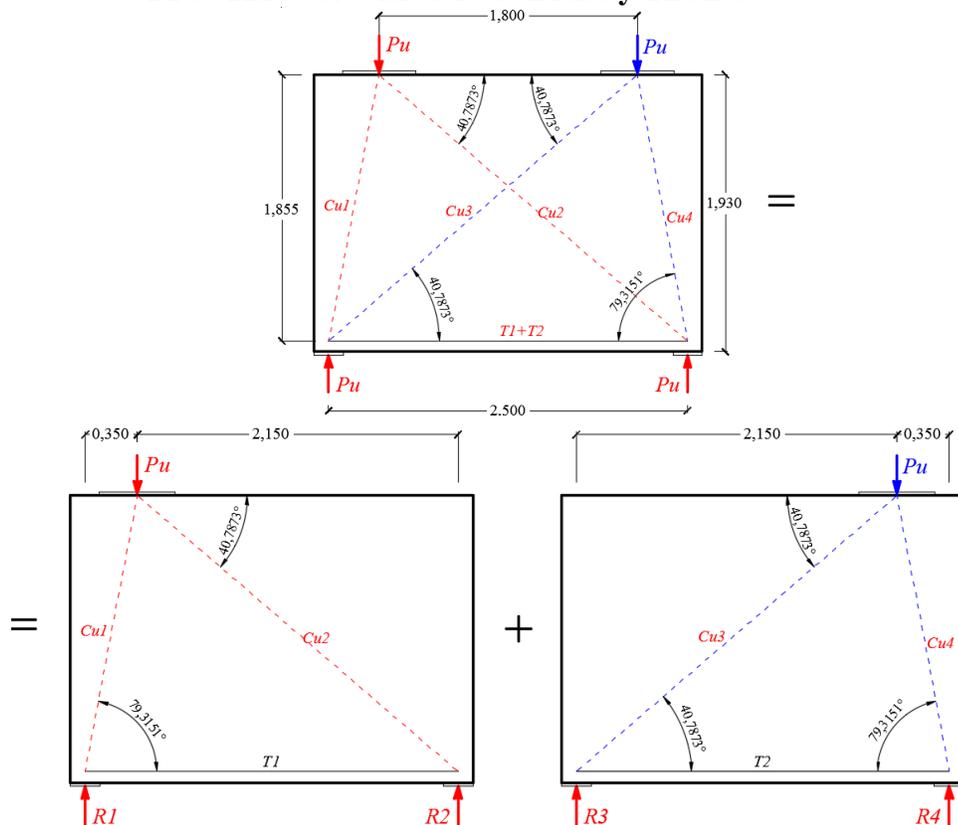


El valor predominante se da en la combinación $x=e+d$ por el teorema de Courbon.

$$M_u = 103800,45 \text{ [N*m]}$$

Por el Método de Bielas y Tirantes:

FIGURA N°57 – Modelo de Bielas y Tirantes.



$$\alpha = 79,3150876 \quad \beta = 40,78731925 \quad P_u = 278136,25 \text{ [N]}$$

Fuerzas internas en el modelo:

$$\begin{aligned} R1=R4 &= P_u * 2,15/2,5 = 239197,2 \text{ [N]} \\ R2=R3 &= P_u * 0,35/2,5 = 38939,1 \text{ [N]} \\ Cu1=Cu4 &= R1 * \sin \alpha = 235049,9 \text{ [N]} \\ Cu2=Cu3 &= Cu1 * \cos \alpha / \cos \beta = 57558,9 \text{ [N]} \\ T1=T2 &= Cu1 * \cos \alpha = 43580,1 \text{ [N]} \\ T1+T2 &= 2 * Cu1 * \cos \alpha = 87160,2 \text{ [N]} \end{aligned}$$

Diseño de armadura (Tirante, Art. 5.6.3.4.1):

$$\begin{aligned} N_u &= 87160,2 \text{ [N] Tensión en el tirante.} \\ \phi &= 0,9 \text{ Art. 5.5.4.2 Para tracción.} \\ f_y &= 420 \text{ [MPa]} \end{aligned}$$

Para T1+T2:

$$A_s \geq N_u / (\phi * f_y) = 230,6 \text{ [mm}^2] = 2,31 \text{ [cm}^2]$$

Se adopta: 3 ϕ 12

La verificación de tensiones en nudos, bielas y tirantes se puede ver en ANEXOS.

ARMADURA PARA LIMITACIÓN DE FISURACIÓN EN DIAFRAGMA (Art. 5.6.3.6)

Esta armadura se distribuye en cada dirección (horizontal y verticalmente).

$$\begin{aligned} h_{\text{diafragma}} &= 1855 \text{ [mm] Altura de diafragma.} \\ b_w &= 200 \text{ [mm] Ancho del alma del diafragma.} \\ N^{\circ}_{\text{caras}} &= 2 \text{ La armadura se distribuye en las 2 caras del diafragma.} \\ A_f = 0,003A_g &= 1113 \text{ [mm}^2] = 11,13 \text{ [cm}^2] \end{aligned}$$

Se adopta: 10 ϕ c/20

DISEÑO DE APARATO DE APOYO

Del análisis estructural se tienen los siguientes efectos en apoyos:

CUADRO N°49 –Resumen de reacciones

<i>Descripción</i>	<i>R máx [N]</i>
<i>DC accesorios:</i>	92543,40
<i>DC losa:</i>	162000,00
<i>DW rodadura:</i>	39600,00
<i>DC diafragma:</i>	24183,75
<i>DC viga:</i>	386949,25
<i>CC Carga de Carril:</i>	167400,00
<i>(LL+IM) HL93:</i>	298571,15
<i>N Total =</i>	1171247,55

Siendo:

$$P_D = 705276,4 \text{ [N] Por carga muerta.}$$

$$P_L = 465971,1 \text{ [N] Por carga viva.}$$

$$P_T = 1171247,5 \text{ [N] Total bajo cargas en servicio.}$$

Área del elastómero (Art. 14.7.5.3.2)

$$\sigma_s \leq 1.66GS \leq 11.0 \text{ MPa} \rightarrow A_{req} = \frac{P_T}{\sigma_s} = 106477 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$\text{Para } L = 350 \text{ [mm]} \rightarrow W_{req} = \frac{A_{req}}{L} = 304,22 \text{ [mm]}$$

$$\text{Adoptamos } W = 400 \text{ [mm]} \rightarrow A = WL = 140000 \text{ [mm}^2\text{] ok!!}$$

Para $G = 0,9 \text{ [MPa]}$ Dureza Shore A 60 y $\Delta_{servicio} = 47,94 \text{ [mm]}$

Verificación de altura del elastómero para la deformación por corte (Art. 14.7.5.3.4)

$$h_{rt} = 108 \text{ [mm]}$$

$$\Delta_s = 47,94 \text{ [mm]} \quad h_{rt} \geq 2\Delta_s = 95,87344 \text{ [mm]} \quad \text{ok!}$$

Se adopta: Neopreno 350x400x9(15)

3.5.3. Diseño de la infraestructura

$$\gamma_H = 2500 \text{ Kg/m}^3$$

$$\gamma_{suelo} = 1800 \text{ Kg/m}^3$$

$$\sigma_{suelo} = 3 \text{ Kg/cm}^2$$

$\phi'_f = 34,56 [^\circ]$ Ángulo de fricción interna.

$\beta = 0,0 [^\circ]$ ángulo que forma la superficie del relleno respecto de la horizontal.

$\delta = 1/3 * \phi'_f = 11,518 [^\circ]$ Áng. de fricc. Entre muro y terreno. Para muro poco rugoso..

$\tan \delta = 0,204$ Coeficiente de fricción.

$\theta = 90,00 [^\circ]$ ángulo entre respaldo de muro y la horizontal.

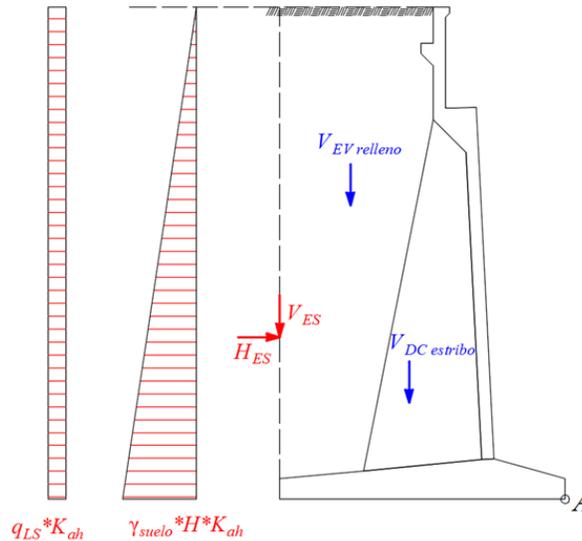
$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_f + \delta) \sin(\phi'_f - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \beta)}} \right]^2 = 2,708 \rightarrow k_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi'_f)}{\Gamma [\sin^2 \theta \sin(\theta - \delta)]} = 0,256$$

$$\text{Para ES vertical: } K_{av} = K_a * \text{sen } \delta = 0,0510$$

$$\text{Para ES horizontal: } K_{ah} = K_a * \text{cos } \delta = 0,2504$$

ESTADO I (Estribo construido, sometido al empuje de tierras)

FIGURA N° 58 – Cargas Estado I sobre el Estribo



Resumen de Momentos Resistentes al Volteo

Descripción	V [Kg]	e [m]	M[Kg*m]
DC estribo:	67206,48	3,235	217387,80
EV relleno:	127163,09	4,676	594605,19
ES vertical:	18773,22	6,000	112639,31

Resumen de Momentos de Volteo

Descripción	H [Kg]	e [m]	M[Kg*m]
ES Horizontal:	92121,12	4,25	391400,20

Seguridad al Volteo

$$C_{SV} = \frac{M_{DCestribo} + M_{EVrelleno} + M_{ESvertical}}{M_{EShorizontal}} = 2,36 > 2 \quad \text{Cumple!!}$$

Seguridad al deslizamiento:

$$\mu = \tan \phi'_f = 0,689 \text{ para hormigonado directo al suelo (Art. 10.6.3.3).}$$

$$C_{SD} = \frac{(V_{DCestribo} + V_{EVrelleno} + V_{ESvertical}) * \mu}{H_{ES}} = 1,59 > 1,5 \quad \text{Cumple!!}$$

CÁLCULO DE LOS ESFUERZOS EN EL TERRENO DE FUNDACIÓN

Con esfuerzo admisible del terreno

$$B = 6,000 \text{ m}$$

$$E = 0,498 \text{ m}$$

$$q = \frac{\Sigma Fe}{B} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot E}{B} \right) \leq q_{adm}$$

$$\sigma_{suelo} = 3 \text{ Kg/cm}^2$$

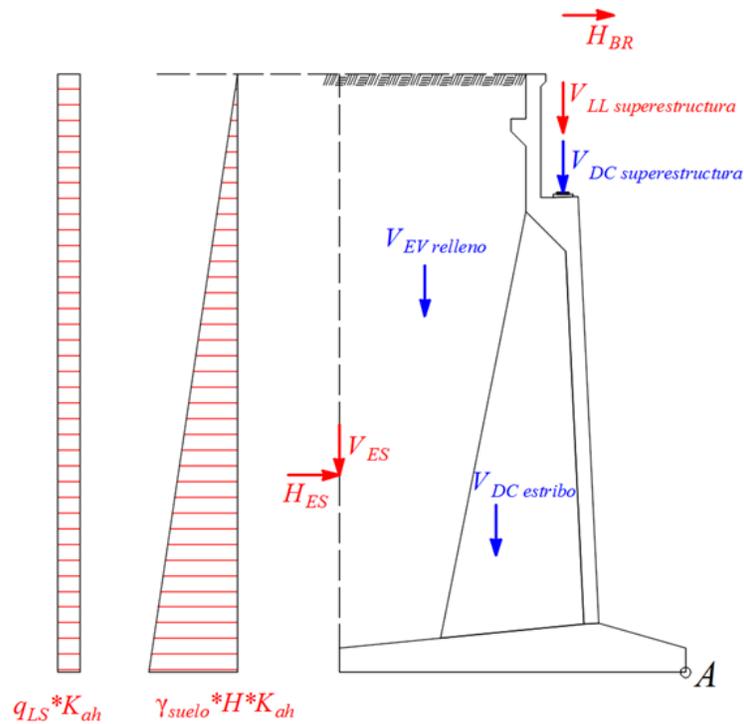
$$q_1 = 53223,2 \text{ Kg/m} / S = 21289,268 \text{ [Kg/m}^2\text{]} = 2,13 \text{ [Kg/cm}^2\text{]} \text{ puntera}$$

$$q_2 = 17824,4 \text{ Kg/m} / S = 7129,7697 \text{ [Kg/m}^2\text{]} = 0,71 \text{ [Kg/cm}^2\text{]} \text{ talón}$$

Verifica!!!

ESTADO II (Estribo con puente sometido al empuje de tierras y cargas vivas)

FIGURA N° 59 – Cargas Estado II sobre el Estribo



Resumen de Momentos Resistentes al Volteo

<i>Descripción</i>	<i>V [Kg]</i>	<i>e [m]</i>	<i>M[Kg*m]</i>
<i>DC estribo:</i>	67206,48	3,23	217387,80
<i>EV relleno:</i>	127163,09	4,68	594605,19
<i>ES vertical:</i>	18773,22	6,00	112639,31
<i>DC superestructura:</i>	69204,71	3,500	242216,47
<i>LL superestructura:</i>	47516,08	3,500	166306,26

Resumen de Momentos de Volteo

<i>Descripción</i>	<i>H [Kg]</i>	<i>e [m]</i>	<i>M[Kg*m]</i>
<i>ES Horizontal:</i>	92121,12	4,25	391400,20
<i>BR frenado:</i>	4142,62	13,40	55511,08

Seguridad al Volteo

$$C_{SV} = \frac{M_{DCestribo} + M_{EVrelleno} + M_{ESvertical} + M_{DC} + M_{LL}}{M_{EShorizontal} + M_{BR}} = 2,98 > 2 \quad \text{Cumple!}$$

Seguridad al deslizamiento:

$$\mu = \tan \phi'_f = 0,689 \text{ para hormigonado directo al suelo (Art. 10.6.3.3).}$$

$$C_{SD} = \frac{(V_{DCestribo} + V_{EVrelleno} + V_{ESvertical} + V_{DC} + V_{LL}) * \mu}{H_{ES} + H_{BR}} = 2,36 > 1,5 \quad \text{Cumple!}$$

CÁLCULO DE LOS ESFUERZOS EN EL TERRENO DE FUNDACIÓN

Con esfuerzo admisible del terreno

$$B = 6,000 \text{ m}$$

$$E = 0,313 \text{ m}$$

$$q = \frac{\Sigma Fe}{B} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot E}{B} \right) \leq q_{adm}$$

$$\sigma_{suelo} = 3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_1 = 72201,7 \text{ Kg/m} / S = 28880,7 \text{ [Kg/m}^2\text{]} = 2,89 \text{ [Kg/cm}^2\text{]} \text{ puntera}$$

$$q_2 = 37752,8 \text{ Kg/m} / S = 15101,109 \text{ [Kg/m}^2\text{]} = 1,51 \text{ [Kg/cm}^2\text{]} \text{ talón}$$

Verifica!!!

ARMADURAS EN LOSA DEL ALZADO (PANTALLA FRONTAL)

- $hf_{losa} = 0,3$ [m] Ancho de pantalla.
 $b_{losa} = 1$ [m] Ancho unitario (transversal a la horizontal).
 $r_{losa} = 0,05$ [m] Recubrimiento refuerzo flexión para pantalla.
 $Lc=S-Bw = 2,100$ [m]
 $\gamma_f = 1,5$ Factor de mayoración de carga.
 $\phi = 0,9$ Factor de resistencia a la flexión.
 $f_c = 250$ [Kg/cm²]
 $f_y = 4200$ [Kg/cm²]

$As_{min} = 0,0015 * Ag = 4,5$ [cm²] Art. 5.10.8.2-2. En 2 caras.

$S_{max} = 30$ [cm] Art. 5.10.8.2-2. En cada dirección.

CUADRO N° 50 – Cargas y armadura a flexión necesaria para el alzado

Profundidad [m]	d	q [Kg/m]		M _{serv}		M _{serv} [Kg*m]		M _u [Kg*m]		As _{nes} [cm ²]	
		Apoyo	Vano	Apoyo	Vano	Apoyo	Vano	Apoyo	Vano	Apoyo	Vano
0	0	0,25	0,0	0,00		0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00
h/4	2,8	0,25	1532,7	2795		563,3	616,3	844,9	924,4	0,90	0,98
h/2	5,6	0,25	2795,0	2795	-q*L ² /12	1027,1	616,3	1540,7	924,4	1,64	0,98
3*h/4	8,4	0,25	2795,0	2795	+q*L ² /20	1027,1	616,3	1540,7	924,4	1,64	0,98
h	11,2	0,25	0,0	0		0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00

Se adopta: ϕ 10c/30Horizontal

Se adopta: ϕ 10c/30Vertical

ARMADURA EN CONTRAFUERTE DE PANTALLA CENTRAL

$h = 11,2$ [m] Altura de alzado.

$hf_{losa} = 0,3$ [m] Ancho de pantalla.

$b_f = 2,50$ [m] Ancho efectivo de ala

Armadura a flexión

$$M_{serv} = \frac{q_1 * Y^2}{6} + \frac{q_2 * Y^2}{2}$$

CUADRO N° 51 – Armadura a flexión necesaria contrafuerte de pantalla

Profundidad [m]	d	q [Kg/m]		M _{serv} [Kg*m]	M _u [Kg*m]	a[cm]	As _{nes} [cm ²]
		q1	q2				
0	0,20	0	676	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,20	2254	676	2855,07	4282,61	0,45	5,73
2,5	0,20	2818	676	5048,03	7572,04	0,81	10,22
2,8	0,97	3156	676	6774,03	10161,05	0,22	2,77
4	1,21	4508	676	17430,96	26146,44	0,45	5,75
6	1,59	6762	676	52743,68	79115,52	1,04	13,21
8	1,98	9016	676	117809,25	176713,88	1,88	23,72
10	2,37	11270	676	221643,68	332465,52	2,95	37,34
11,2	2,60	12622	676	306304,05	459456,08	3,72	47,09

CUADRO N° 52 – Armadura a flexión adoptada contrafuerte de pantalla

Profundidad [m]	As _{nes} [cm ²]	Se adopta:	Obs.
0	0,00	φ 10c20	Espaldar
2	5,73	φ 10c20	Espaldar
2,5	10,22	φ 10c20	Espaldar
2,8	2,77	3φ 25	Inicio Contraf.
4	5,75	3φ 25	Contrafuerte
6	13,21	3φ 25	Contrafuerte
8	23,72	5φ 25	Contrafuerte
10	37,34	8φ 25	Contrafuerte
11,2	47,09	10φ 25	Fin Contraf.

Armadura a corte

$$B_w \text{ contrafuerte} = 0,4 \text{ [m]}$$

$$f'_c = 250 \text{ [Kg/cm}^2\text{]} = 25 \text{ [MPa]}$$

$$f_y = 4200 \text{ [Kg/cm}^2\text{]} = 420 \text{ [MPa]}$$

$$\phi = 0,75 \text{ Factor de resistencia a la flexión.}$$

$$V_{serv} = \frac{q_1 * Y}{2} + q_2 * Y \qquad V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d \quad (ACI318 - 05 \text{ Art: 11.3})$$

CUADRO N° 53 –Armadura a corte contrafuerte de pantalla central

Profundidad [m]	d	q [Kg/m]		V _{serv} [Kg]	V _u [N]	V _c [N]	V _s [N]
		q1	q2				
0	0,20	0	676	0,00	0,00	400000,00	-
2	0,20	2254	676	3606,41	53049,87	400000,00	-
2,5	0,20	2818	676	5212,38	76673,63	400000,00	-
2,8	0,97	3156	676	6311,21	92837,27	1940000,00	-
4	1,21	4508	676	11720,82	172412,06	2410000,00	-
6	1,59	6762	676	24343,24	358086,60	3180000,00	-
8	1,98	9016	676	41473,66	610073,46	3960000,00	-
10	2,37	11270	676	63112,10	928372,65	4740000,00	-
11,2	2,60	12622	676	78259,00	1151182,09	5200000,00	-

$$A_v = \frac{V_s * s}{f_{yt} d}$$

$$A_{v,min} = \frac{1}{16} \sqrt{f_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \geq 0.33 b_w s / f_{yt}$$

CUADRO N° 54 –Armadura a corte adoptada contrafuerte de pantalla central

Profundidad [m]	s [cm]	As _{nes} [cm ²]	As _{min} [cm ²]	Se adopta:
0	30,00	-	0,94	φ 10c/30
2	30,00	-	0,94	φ 10 c/30
2,5	30,00	-	0,94	φ 10 c/30
2,8	30,00	-	0,94	φ 10 c/30
4	30,00	-	0,94	φ 10 c/30
6	30,00	-	0,94	φ 10 c/30
8	30,00	-	0,94	φ 10 c/30
10	30,00	-	0,94	φ 10 c/30
11,2	30,00	-	0,94	φ 10c/30

ARMADURA EN CONTRAFUERTE DE ALEROS

h`=10,60[m] Altura de alzado.

hf_{losa}=0,3[m] Ancho de pantalla.

b_f=2,50[m] Ancho efectivo de ala:

Armadura a flexión

$$M_{serv} = \frac{q_1 * Y^2}{6} + \frac{q_2 * Y^2}{2}$$

CUADRO N° 55 – Armadura a flexión necesaria contrafuerte de aleros

Profundidad [m]	d	q [Kg/m]		M _{serv} [Kg*m]	M _u [Kg*m]	a[cm]	As _{nes} [cm ²]
		q1	q2				
0	0,23	0	676	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,64	2254	676	2855,07	4282,61	0,14	1,77
4	1,06	4508	676	17430,96	26146,44	0,52	6,57
6	1,47	6762	676	52743,68	79115,52	1,13	14,29
8	1,89	9016	676	117809,25	176713,88	1,97	24,93
10	2,30	11270	676	221643,68	332465,52	3,04	38,49
10,6	2,43	11946	676	261701,83	392552,74	3,41	43,13

CUADRO N° 56 – Armadura a flexión adoptada contrafuerte aleros

Profundidad [m]	As _{nes} [cm ²]	Se adopta:	Obs.
0	0,00	3φ 25	
2	1,77	3φ 25	
4	6,57	3φ 25	
6	14,29	3φ 25	
8	24,93	6φ 25	
10	38,49	8φ 25	
10,6	43,13	10φ 25	

Armadura a corte

$$B_w \text{ contrafuerte} = 0,4 \text{ [m]}$$

$$f'_c = 250 \text{ [Kg/cm}^2\text{]} = 25 \text{ [MPa]}$$

$$f_y = 4200 \text{ [Kg/cm}^2\text{]} = 420 \text{ [MPa]}$$

$$\phi = 0,75 \text{ Factor de resistencia a la flexión.}$$

$$V_{serv} = \frac{q_1 * Y}{2} + q_2 * Y \qquad V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d \quad (ACI318 - 05 \text{ Art: 11.3})$$

CUADRO N° 57 – Armadura necesaria a corte contrafuerte aleros

Profundidad [m]	d	q [Kg/m]		V _{serv} [Kg]	V _u [N]	V _c [N]	V _s [N]
		q1	q2				
0	0,23	0	676	0,00	0,00	450000,00	-
2	0,64	2254	676	3606,41	53049,87	1280188,68	-
4	1,06	4508	676	11720,82	172412,06	2110377,36	-
6	1,47	6762	676	24343,24	358086,60	2940566,04	-
8	1,89	9016	676	41473,66	610073,46	3770754,72	-
10,6	2,43	11946	676	70482,69	1036793,32	4850000,00	-

$$A_v = \frac{V_s * s}{f_{yt} d}$$

$$A_{v,min} = \frac{1}{16} \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \geq 0.33 b_w s / f_{yt}$$

CUADRO N° 58 – Armadura a corte adoptada contrafuerte de aleros

<i>Profundidad [m]</i>	<i>s [cm]</i>	<i>As_{nes} [cm²]</i>	<i>As_{min} [cm²]</i>	<i>Se adopta:</i>
0	30,00	-	0,94	φ 8 c/30
2	30,00	-	0,94	φ 8 c/30
4	30,00	-	0,94	φ 8 c/30
6	30,00	-	0,94	φ 8 c/30
8	30,00	-	0,94	φ 8 c/30
10,6	30,00	-	0,94	φ 8 c/30

ARMADURA ZAPATA

Se calcula en base al esfuerzo del suelo en servicio. Rige el cálculo de puntera.

$$q = 28880,70 \text{ [Kg/m/m]}$$

$$L = 2,25 \text{ [m]}$$

$$B = 1 \text{ [m] Ancho unitario.}$$

$$r_{zapata} = 0,1 \text{ [m] Recubrimiento refuerzo flexión para zapata.}$$

$$h_{zapata} = 1 \text{ [m]}$$

$$d = 0,9 \text{ [m] Canto útil.}$$

$$f'_c = 250 \text{ [Kg/cm}^2\text{]} = 25 \text{ [MPa]}$$

$$f_y = 4200 \text{ [Kg/cm}^2\text{]} = 420 \text{ [MPa]}$$

$$\gamma_f = 1,5 \text{ Factor de mayoración de carga.}$$

$$\phi = 0,9 \text{ Factor de resistencia a la flexión.}$$

Asumiendo distribución rectangular de presiones:

$$M_{serv} = q * \frac{L^2}{8} = 18276,07 \text{ [Kg*m/m]}$$

$$M_u = 27414,10 \text{ [Kg*m/m]} \rightarrow A_{s,nec} = 5,404 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

$$A_{s,min} = 0,0015 A_g = 15,0 \text{ [cm}^2\text{] Art. 5.10.8.2-2. En 2 caras.}$$

$$S_{max} = 30 \text{ [cm] Art. 5.10.8.2-2. En cada dirección.}$$

Se adopta: φ 16c/20

LOSA DE TRANSICIÓN

Armadura mínima

$L =$	5,00	[m]	
$B =$	4	[m]	
$h_{losa} =$	0,2	[m]	
$A_{s\ min} = 0,0015 * A_g =$	12,0	[cm ²]	Art. 5.10.8.2-2. En 2 caras.
$S_{max} =$	30	[cm]	Art. 5.10.8.2-2. En cada dirección.

Se adopta: ϕ 8c/30 Inferior

Se adopta: ϕ 8c/30 Superior

Cada uno de los procedimientos de cálculos y resultados se desarrolla a detalle en Anexo 4.

3.6. Especificaciones técnicas.- Ver Anexo 8.

3.7. Precios unitarios.- Ver Anexo 7.

3.8. Cómputos métricos.- Ver Anexo 6.

3.9. Presupuesto.- El presupuesto se distribuye en los siguientes módulos:

MÓDULO I: ACTIVIDADES PRELIMINARES	Bs.	19.661,10
MÓDULO II: INFRAESTRUCTURA	Bs.	1.713.936,52
MÓDULO III: SUPERESTRUCTURA	Bs.	835.987,95
MÓDULO IV: OBRAS FINALES	Bs.	175.137,52
COSTO TOTAL DEL PROYECTO:	Bs.	2.744.723,09

El detalle del presupuesto se encuentra en el Anexo 5.

3.10. Planeamiento y cronograma.- El Proyecto tiene un tiempo de ejecución de 245 días calendario. El diagrama Gantt y la planificación de actividades se encuentran plasmados en el Anexo 9.

4. APORTE ACADÉMICO

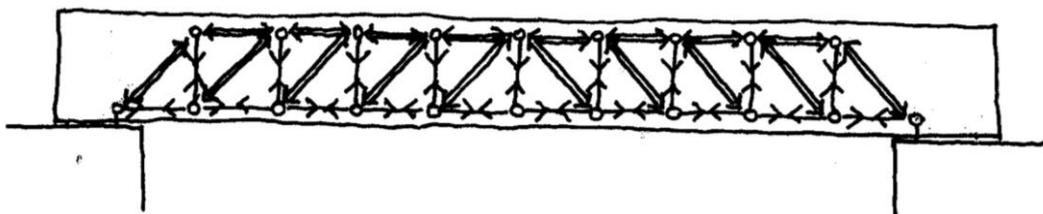
“MÉTODO DE BIELAS Y TIRANTES – APLICACIÓN AL DISEÑO DE DIAFRAGMA DE PUENTES”

4.1. Marco conceptual.

El método de las bielas y tirantes es prácticamente tan antiguo como el hormigón estructural. La primera referencia bibliográfica de que se dispone sobre la aplicación del método para la descripción del comportamiento de un elemento de hormigón armado, consiste en la explicación dada por Ritter en 1899 para el funcionamiento a cortante de una viga simplemente apoyada sometida a una carga uniformemente distribuida.

Según Ritter la viga funciona como una estructura articulada formada dos cordones longitudinales, uno superior que trabaja a compresión, y uno inferior traccionado. Además existen dos series de elementos, unos verticales que trabajan a tracción y otros en diagonal que trabajan a compresión, los cuales transmiten el cortante hasta los apoyos.

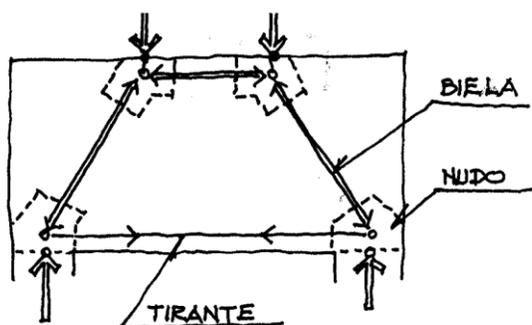
FIGURA N° 60– Celosía de Ritter



Fuente: ACHE Método de Bielas y Tirantes (2003)

El método de las bielas y tirantes es un procedimiento que permite el diseño de elementos lineales, superficiales o volumétricos de elementos de hormigón estructural. El método incluye una parte de análisis estructural y otra de dimensionamiento, en la que se realiza la comprobación del hormigón y el diseño de la armadura. Durante la primera fase de análisis, la estructura se idealiza mediante un sistema (plano o espacial) de barras biarticuladas, que intenta representar el comportamiento de la estructura o de parte de ella. Por tratarse de sistemas biarticulados, los elementos que los componen trabajan a tracción o compresión puras. En la nomenclatura clásica del método, los elementos (barras) comprimidos se denominan bielas, mientras que los tirantes corresponden a las barras traccionadas. Las zonas de unión entre bielas, entre tirantes o entre unos y otras se denominan nudos.

FIGURA N° 61 – Terminología y Simbología del MBT



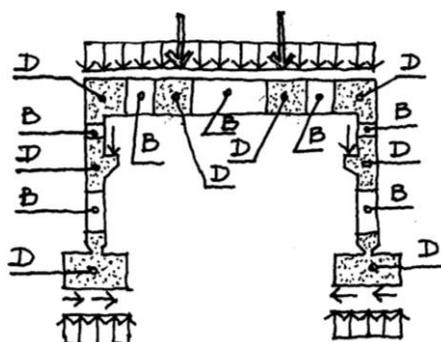
Fuente: ACHE Método de Bielas y Tirantes (2003)

Este método es el más adecuado para el dimensionamiento de aquellas zonas, presentes en muchos elementos estructurales, en las que la distribución de deformaciones es no lineal, zonas denominadas en adelante regiones D o de discontinuidad.

El método de bielas y tirantes es un método simplificado, ya que no tiene en cuenta efectos tales como la rigidez del hormigón entre fisuras, el efecto pasador de la armadura, etc.

El método es la base de la formulación de muchas expresiones que permiten el diseño y comprobación en ELU de tensiones tangenciales (cortante, rasante, torsión) en las regiones tipo B (que son aquellas en las que sigue siendo válida la Ley de Bernoulli/Navier o de deformación plana). No obstante, estas formulaciones están corregidas para adecuarlas a los resultados experimentales, como sucede por ejemplo en el caso del dimensionamiento a esfuerzo cortante.

FIGURA N° 62 – Ejemplo de Regiones B y Regiones D en un pórtico

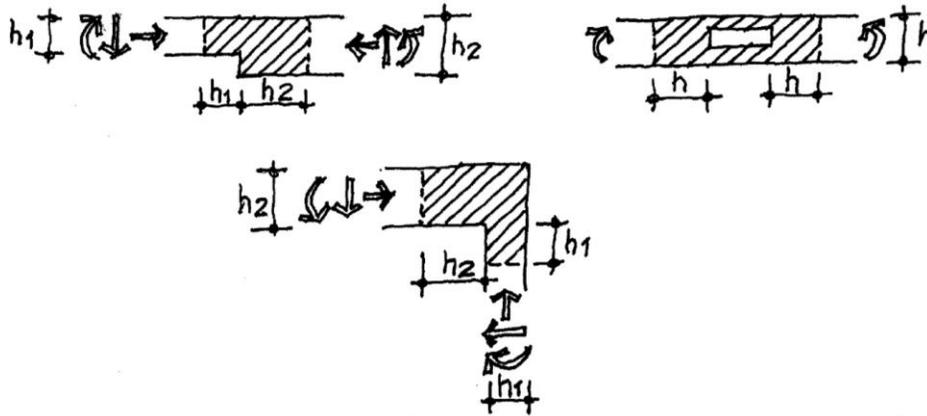


Fuente: ACHE Método de Bielas y Tirantes (2003)

Discontinuidades geométricas.- Se trata de aquellos casos en los que la geometría de la pieza se aleja del elemento viga prismático. Un ejemplo de este tipo es un cambio brusco de sección en una estructura. En la figura se recoge una región D de este tipo, donde se aprecia claramente que pretender aplicar las distribuciones de tensiones y deformaciones que se

deducen de la hipótesis de Bernoulli-Navier a ambos lados del cambio de sección llevaría a resultados erróneos.

FIGURA N° 63 – Ejemplos de discontinuidad geométrica

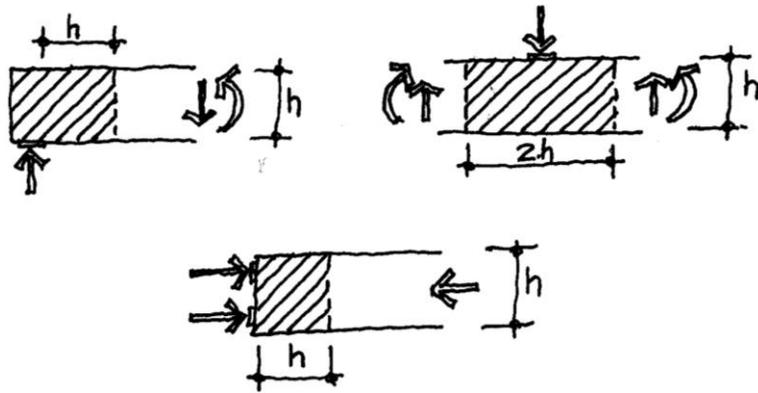


Fuente: ACHE Método de Bielas y Tirantes (2003)

Discontinuidades estáticas.- También son llamadas discontinuidades mecánicas. Una discontinuidad estática es el resultado de la aplicación de una carga puntual o concentrada. El flujo de tensiones inducido por la carga no responde, en una determinada zona, a la hipótesis de Bernoulli-Navier, sino que suele ser un flujo con una distribución tensional y de deformaciones complejas. En la figura se muestran las isostáticas del extremo de una viga en el cual se ancla un tendón de pretensado. En la parte inferior hay un apoyo, lo que añade una discontinuidad estática adicional. Se puede comprobar la diferencia entre las isostáticas regularizadas del extremo derecho de la figura (región B) y las isostáticas de la región D.

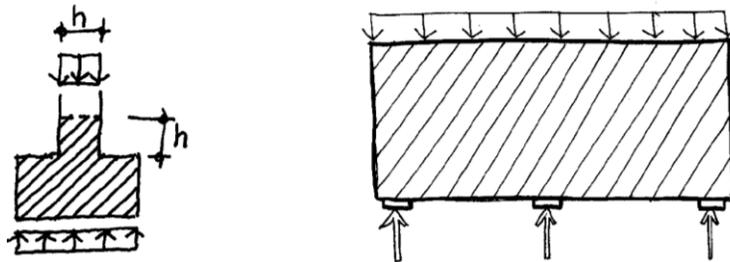
Discontinuidad generalizada.- A diferencia de los tipos expuestos anteriormente, que correspondían a zonas determinadas de una estructura en las que localmente no se puede aplicar la hipótesis de Bernoulli-Navier por una única causa, hay casos en los que confluyen varios factores: discontinuidades geométricas y estáticas; por ejemplo, el caso de una viga de gran canto o de una zapata rígida.

FIGURA N° 64 – Ejemplos de discontinuidad estática (o mecánica).



Fuente: ACHE Método de Bielas y Tirantes (2003).

FIGURA N° 65 – Ejemplos de discontinuidad generalizada



Fuente: ACHE Método de Bielas y Tirantes (2003).

Elementos del modelo

Bielas

Son los elementos resistentes del modelo sometidos a compresión. Generalmente, y debido a las características resistentes de los materiales, lo más adecuado es materializarlas sólo en hormigón.

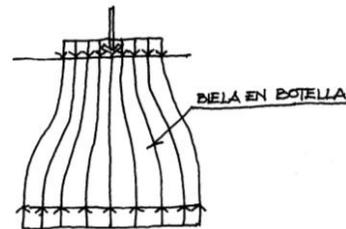
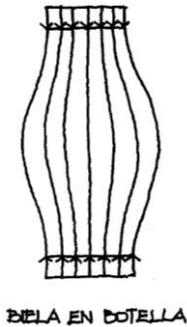
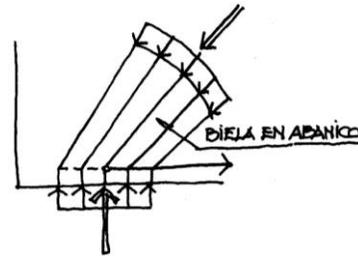
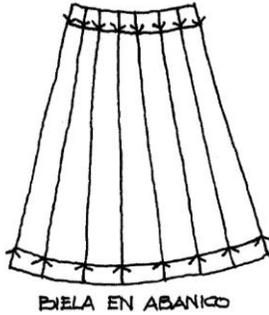
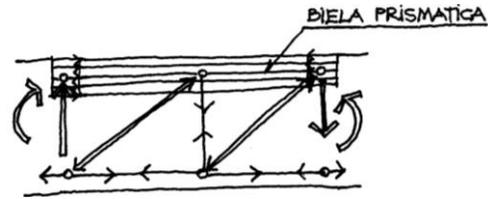
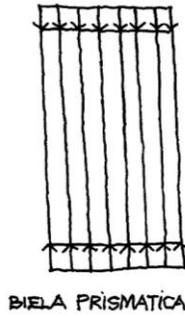
No obstante, hay bielas que además del hormigón pueden contar con armaduras comprimidas, como modo de aumentar su resistencia.

A continuación se describen las distintas tipologías de bielas, desde el punto de vista geométrico. Posteriormente se analiza la capacidad resistente de las mismas.

Geometría de las bielas.

En la figura se muestran los tres tipos básicos de bielas.

FIGURA N° 66 – Tipos básicos de bielas



Fuente: ACHE Método de Bielas y Tirantes (2003).

Tipos de bielas

Las bielas prismáticas se producen en aquellos casos en que existe una limitación bien física bien mecánica a la disposición de las compresiones, como podría ser el caso del cordón comprimido de una viga sometida a flexión.

Las bielas en abanico se producen cuando existe la posibilidad de dispersión de los campos de compresiones.

Un ejemplo de esta tipología se produce en el caso de apoyo extremo de una viga.

Las bielas en botella se producen cuando existe la posibilidad de dispersión bidimensional de las compresiones, como ocurre por ejemplo en el caso de cargas sobre macizos.

Tirantes

Se denomina tirantes a los elementos resistentes del modelo que están sometidos a tracción. Este hecho condiciona que los tirantes se materialicen generalmente por medio de barras corrugadas o cables de acero, debido a la capacidad de este material para resistir tracciones dentro del cuerpo de una estructura de hormigón.

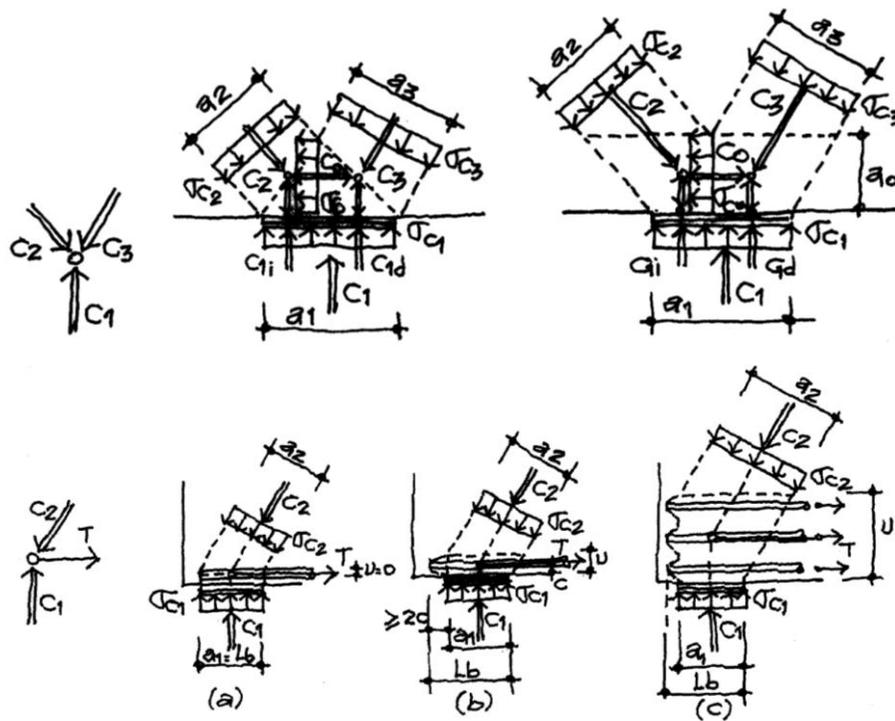
El acero presenta un comportamiento lineal tensión-deformación dentro de los márgenes habituales de trabajo. Además, se trata de un trabajo de deformación axial que no se ve influido por el estado tensional del material que rodea a las barras o los cables que constituyen el tirante. Por tanto, resulta más fácil acotar la capacidad de un tirante que en el caso de una biela; dicha capacidad depende únicamente del área de acero que compone el tirante y de la tensión a que está trabajando.

Nudos

Los nudos son los elementos del modelo donde confluye una biela o tirante con otros tirantes o bielas.

Los nudos pueden clasificarse en aquellos en los que sólo confluyen bielas (nudos multicomprimidos o CCC) y aquellos en los que se anclan tirantes (CCT).

FIGURA N° 67 – Tipos de nudos.



Fuente: ACHE Método de Bielas y Tirantes (2003).

4.2. Alcance del aporte.

Las Normativas de Diseño de Hormigón Estructural como la ACI318-14 (desde la edición del año 2002), La EHE-08, AASHTO-LRFD 2004, entre otras, desarrollan el método, no obstante, todas ellas difieren en alguna manera en las ecuaciones de comprobación de los elementos del mecanismo resistente. Es en este sentido, que en el presente trabajo nos limitamos a exponer el planteamiento reflejado en las “Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD” – Unidades S.I., publicado por la American Association of State Highway and Transportation Officials (2004).

4.3. Desarrollo y Procedimiento de Aplicación del Método de Bielas y Tirantes

Se debe realizar el siguiente procedimiento:

- 1° Geometría y Cargas.
- 2° Establecer el modelo de bielas y tirantes y determinar las fuerzas requeridas en el reticulado.
- 3° Dimensionar el tirante.
- 4° Verificar la capacidad portante en los puntos de carga y apoyo. (Nudo CCC).
- 5° Diseñar las zonas nodales y verificar los anclajes.
- 6° Verificar las bielas diagonales.
- 7° Calcular la armadura mínima requerida para limitar la fisuración.
- 8° Detallar la armadura.

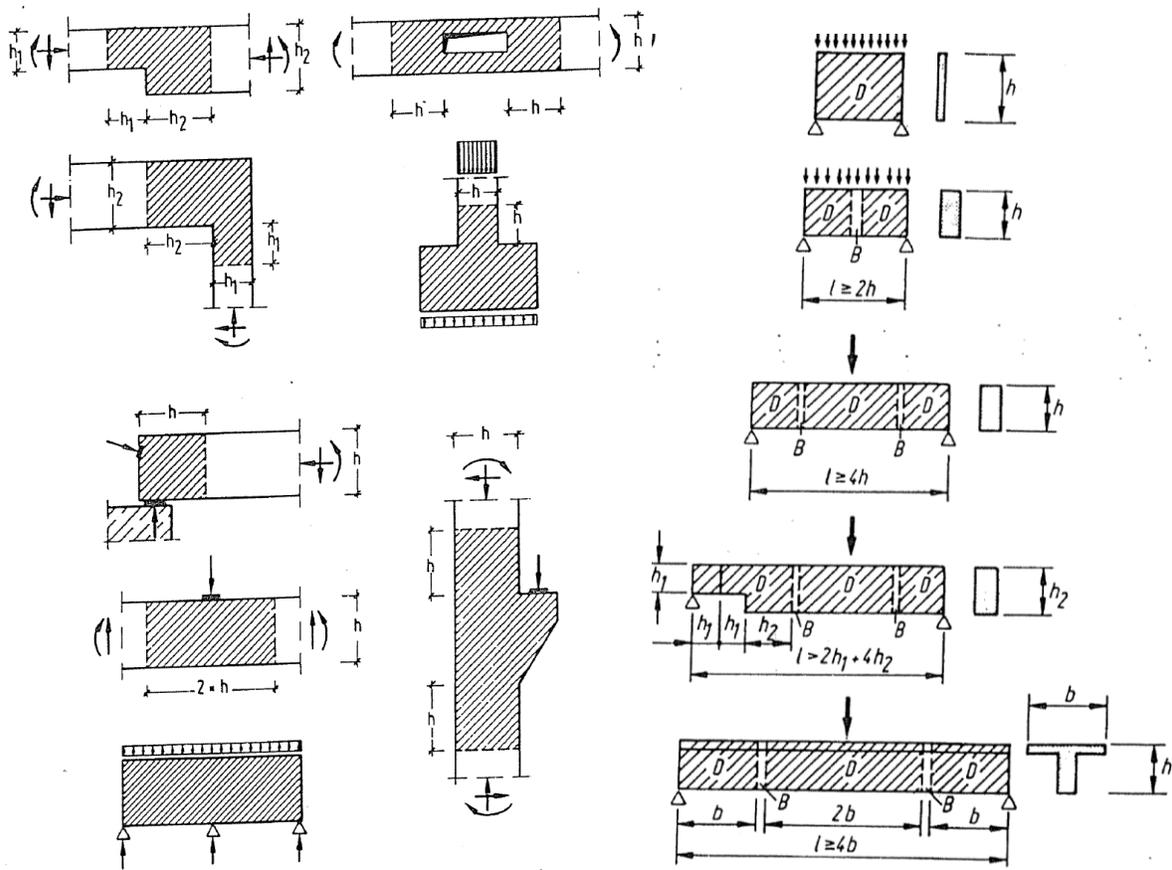
4.3.1. Geometría y Cargas.

Se debe plasmar la geometría y las cargas en la estructura, acotando claramente los puntos de aplicación, dimensiones de la superficie de apoyo.

4.3.2. Establecer el modelo de bielas y tirantes y determinar las fuerzas requeridas en el reticulado.

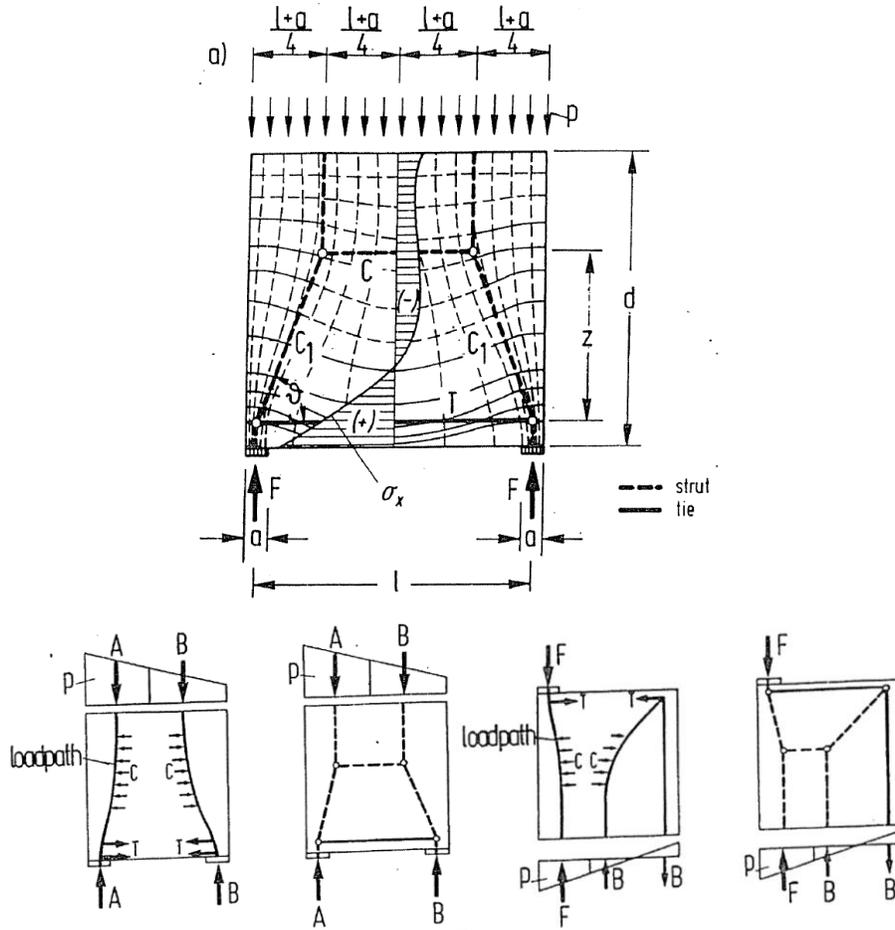
Puntualización de cargas distribuidas, y limitando las zonas de discontinuidad geométrica (Regiones D). Se debe establecer el modelo de bielas y tirantes teniendo en cuenta la distribución elástica de esfuerzos en el elemento.

FIGURA N° 68 – Identificación de regiones D



Fuente: Schaich, Pci Journal /May-June 1987.

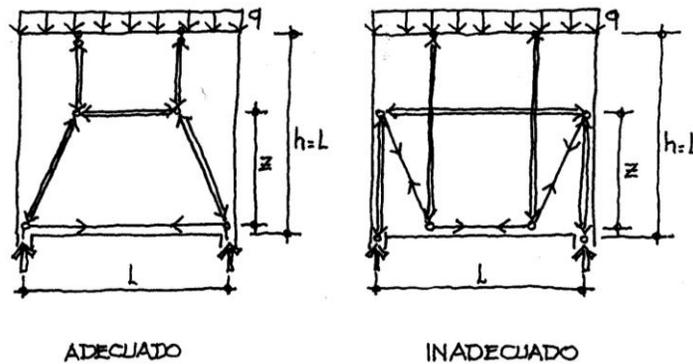
FIGURA N° 69 – Selección del modelo



Fuente: Schaich, Pci Journal /May-June 1987.

Un principio básico al definir el modelo es que la estructura real tiende a soportar las cargas con la mínima deformación posible, traduciéndose en que el trabajo a tracción debe ser mínimo, por ello, debe procurarse elegir modelos con longitud de tirantes mínima.

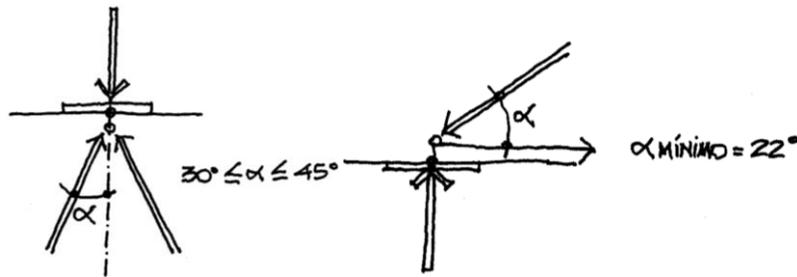
FIGURA N° 70 – Criterio de selección de celosía



Fuente: ACHE Método de Bielas y Tirantes (2003)

El trazado de las bielas debe orientarse de la siguiente manera:

FIGURA N° 71 – Ángulos de desviación de cargas puntuales y tirantes



Fuente: ACHE Método de Bielas y Tirantes (2003)

En la difusión de cargas puntuales, los ángulos posibles de desviación (α) varían entre 30° y 45° . El valor 30° representa una difusión clásica en un medio elástico (sin fisuración), mientras que el valor 45° corresponde a una situación de carga más avanzada (fisuración en el hormigón).

En el caso en que se produzca una desviación en la dirección de una biela ligada a la presencia de un tirante el ángulo de desviación mínimo α será de 22° .

Dimensiones de Sección Transversal de una Biela (Art. 5.6.3.3.2).

Si una biela está anclada mediante armadura, se puede considerar que el área efectiva de hormigón se extiende una distancia de hasta seis diámetros de barra a partir de la barra anclada.

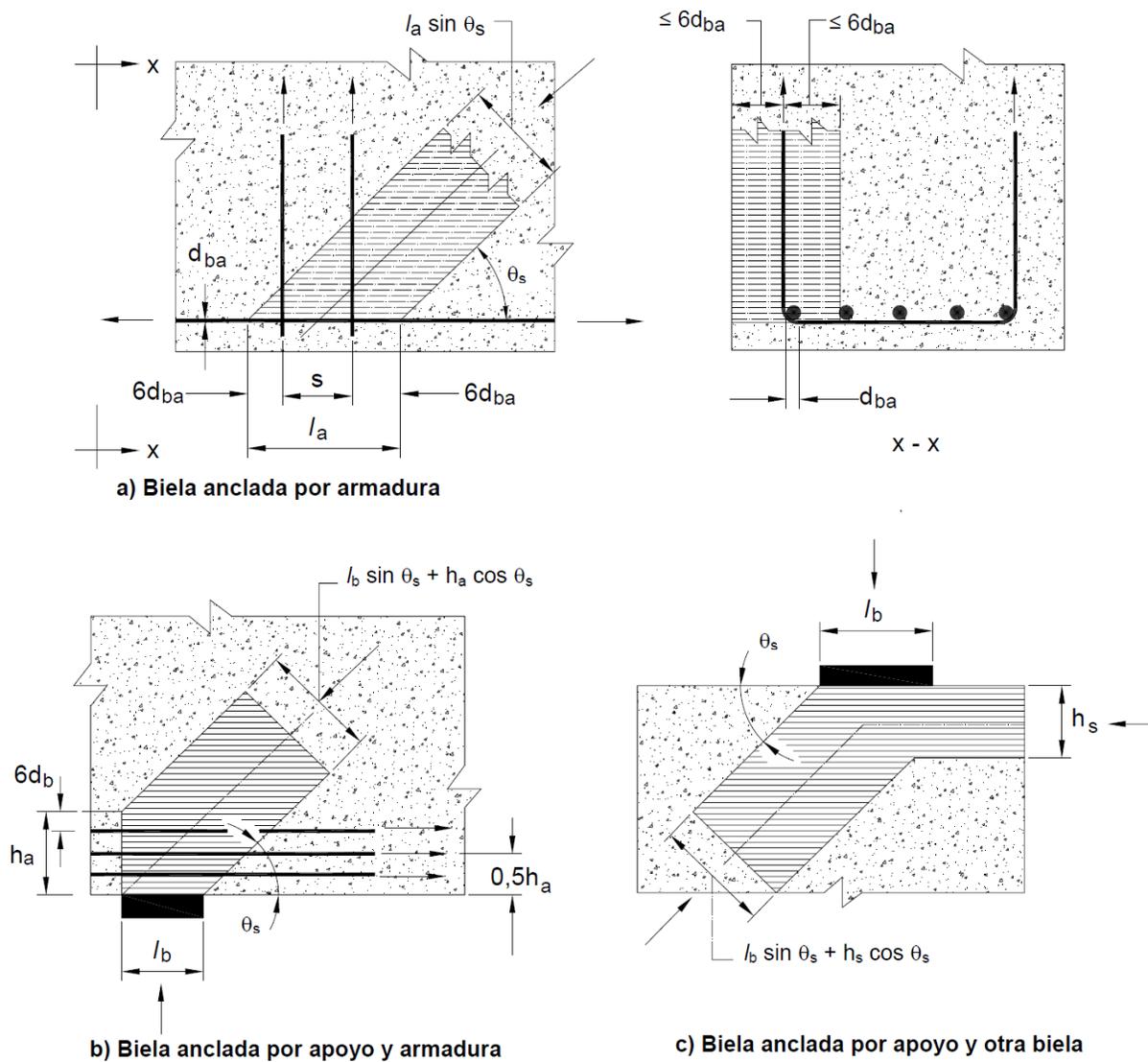
La norma AASHTO y la norma ACI mencionan que la armadura de los tirantes traccionados se deberá distribuir uniformemente en un área efectiva de hormigón h_a (según ASSHTO) o w_t (según ACI) igual a la fuerza en el tirante traccionado dividida por los límites de tensión:

$$w_t = \frac{F_u / \phi}{f_{cu} b_w}$$

Donde, F_u es la fuerza de tracción, y f_{cu} es el límite de tensión del H°.

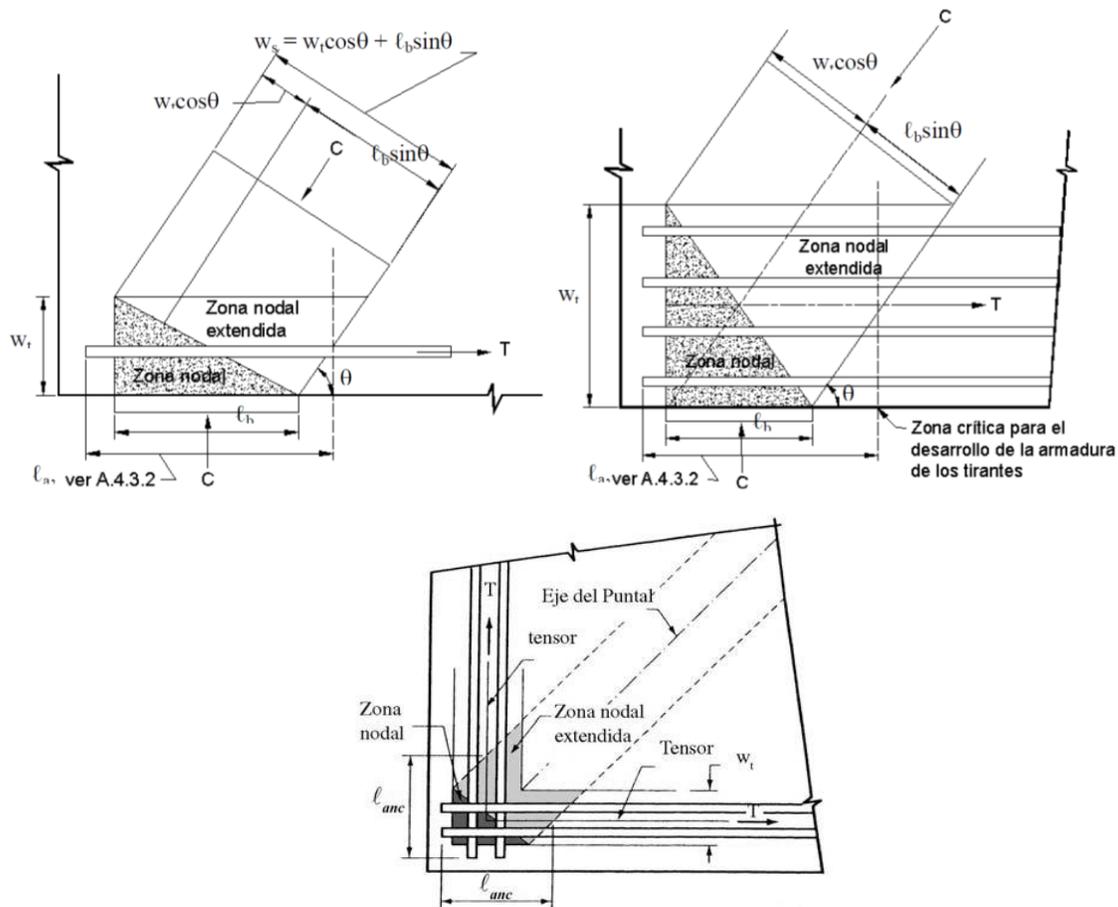
El valor mínimo de w_t es igual al diámetro de las barras más dos veces el recubrimiento de las barras.

FIGURA N° 72 – Dimensionamiento de bielas y zona nodal - AASHTO



Fuente: AASHTO LRFD 2004.

FIGURA N° 73 – Dimensionamiento de bielas y zona nodal – ACI



Fuente: Karl-Heinz Reineck, *Ejemplos para el Diseño de Hormigón Estructural usando Modelos de Bielas y Tirantes*, 2002; ACI318-05

En esta última figura, w_s es el ancho de la biela, w_t es el ancho efectivo del tirante, ℓ_b es la longitud de la placa de apoyo y θ es el ángulo entre el eje de la biela y el eje horizontal del miembro. Esta relación resulta útil para ajustar el tamaño de las zonas nodales en los modelos de bielas y tirantes. El ancho de una biela se puede ajustar variando w_t ó ℓ_b , una dimensión a la vez. Una vez ajustado el ancho de biela, es necesario verificar las tensiones en todas las caras de la zona nodal.

El Art. 5.6.3.4.2 dice que la armadura de los tirantes traccionados se deberá anclar para transferir la fuerza de tracción a las regiones nodales del reticulado.

La longitud de anclaje en tracción, ℓ_d , no deberá ser menor que el producto entre la longitud básica de anclaje en tracción, ℓ_{db} , y los factores de modificación. La longitud de anclaje en tracción no deberá ser menor que 300 mm.

Según Art. 5.11.2.1.1, la longitud básica de anclaje en tracción, ℓ_{db} , en mm, se deberá ser:

- Para barras de 36mm y menores:

$$\frac{0,02 A_b f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

Pero no menor que: $0,06 d_b f_y$

Donde:

A_b = sección de la barra o alambre (mm²)

f_y = tensión de fluencia especificada de las barras de armadura (MPa)

f'_c = resistencia a la compresión especificada del hormigón a 28 días, a menos que se especifique una edad diferente (MPa)

d_b = diámetro de la barra o alambre (mm).

La longitud básica de anclaje, ℓ_{db} , se deberá aumentar multiplicando por 1,4 si la armadura superior horizontal o casi horizontal se coloca de manera que haya más de 300 mm de hormigón fresco colado debajo de la armadura.

Puede disminuir si la armadura que se está anclando en la longitud considerada tiene una separación lateral entre centros de al menos 150 mm, y tiene un recubrimiento libre medido en la dirección de la separación no menor que 75 mm (multiplicando por 0,8), si no se requiere anclaje o desarrollo para la totalidad de la tensión de fluencia de la armadura, o si en un elemento flexionado hay más armadura que la requerida por el análisis, multiplicando por la relación ($A_{requerida}$)/($A_{provista}$).

También puede anclarse por medio de ganchos, en este caso debe aplicarse los requisitos del Art. 5.11.2.4.

4.3.3. Dimensionar el tirante en tracción (Art. 5.6.3.4)

La resistencia nominal de un tirante traccionado en N se deberá tomar como:

$$P_n = f_y A_{st} + A_{ps} [f_{pe} + f_y]$$

donde:

A_{st} = área total de armadura longitudinal de acero no pretensado en el tirante (mm²)

A_{ps} = área de acero de pretensado (mm²)

f_y = tensión de fluencia de la armadura longitudinal de acero no pretensado (MPa)

f_{pe} = tensión en el acero de pretensado debida al pretensado, luego de las pérdidas (MPa)

4.3.4. Verificar la capacidad portante en los puntos de carga y apoyo.

En este paso, se debe verificar al aplastamiento, según el Artículo 5.7.5, la resistencia al aplastamiento mayorada se deberá tomar como:

$$P_r = \phi P_n \quad ; \quad P_n = 0,85 f_c A_1 m$$

donde:

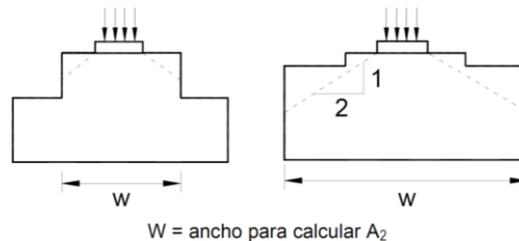
P_n = resistencia nominal al aplastamiento (N)

A_1 = área debajo del dispositivo de apoyo (mm²)

m = factor de modificación

A_2 = área ideal aquí definida (mm²)

FIGURA N° 74 – Determinación de A_2 para el caso de apoyos escalonados



Fuente: AASHTO LRFD 2004.

El factor de modificación se puede determinar de la siguiente manera:

- Si la superficie de apoyo es más ancha en todos sus lados que el área cargada:

$$m = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2,0$$

- Si el área cargada está sujeta a tensiones de aplastamiento distribuidas de forma no uniforme:

$$m = 0,75 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1,50$$

Si la superficie de apoyo es inclinada o escalonada, A_2 se puede tomar como el área de la base inferior del mayor tronco de una pirámide recta, cono, o cuña ahusada totalmente contenida dentro del apoyo y que tiene por base superior el área cargada y pendientes laterales de 1,0 vertical en 2,0 horizontal.

Si la carga aplicada mayorada es mayor que la resistencia mayorada aquí especificada, se deberán tomar recaudos para resistir las fuerzas de desgarramiento y descantillado de acuerdo con el Artículo 5.10.9.

4.3.5. Verificar las zonas nodales.

La tensión de compresión del hormigón en las zonas nodales de la biela no deberá ser mayor que:

- Para regiones nodales limitadas por bielas comprimidas y áreas de apoyo: $0,85 \varphi f'_c$
- Para regiones nodales que anclan tirantes traccionados en una dirección: $0,75 \varphi f'_c$
- Para regiones nodales que anclan tirantes traccionados en más de una dirección: $0,65 \varphi f'_c$

donde:

φ = factor de resistencia para apoyo sobre hormigón de acuerdo con el Artículo 5.5.4.2.

En el caso que no verifiquen, las tensiones en las zonas nodales se pueden reducir aumentando:

- El tamaño de las placas de apoyo,
- Las dimensiones de las bielas comprimidas, y
- Las dimensiones de los tirantes traccionados.

4.3.6. Verificar las bielas (Art. 5.6.3.3.3).

La tensión de compresión limitante, f_{cu} , se deberá tomar como:

$$f_{cu} = \frac{f'_c}{0,8 + 170 \varepsilon_1} \leq 0,85 f'_c$$

Siendo:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_s + (\varepsilon_s + 0,002) \cot^2 \alpha_s$$

donde:

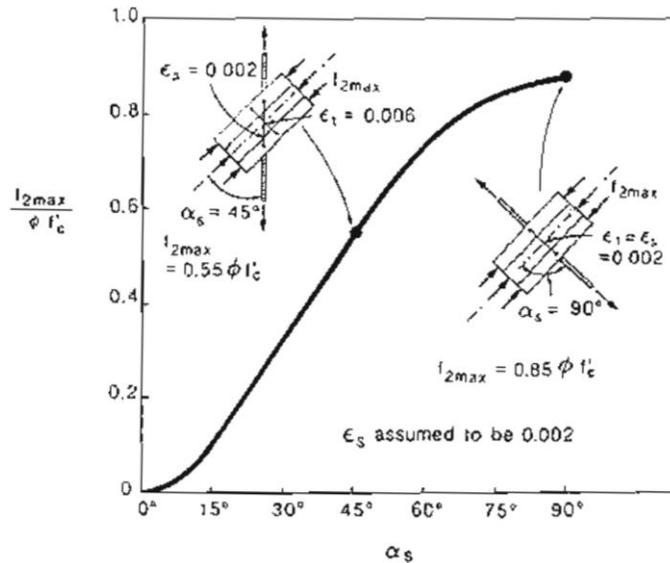
α_s = menor ángulo entre la biela comprimida y los tirantes traccionados adyacentes (°)

ε_s = deformación específica por tracción del hormigón en la dirección del tirante traccionado

f'_c = resistencia a la compresión especificada (MPa)

Collins y Mitchel en “*Pretressed Concrete Structures*”, 1997, pág. 430, expone cómo determinar el ángulo α_s y además menciona que la resistencia al aplastamiento por compresión de la biela es una función de la orientación del tirante que traspasa el campo de compresiones. El valor de ε_s debe ser menor o igual a 0,002 para refuerzos grado 60 ($f_y=4200\text{kg/cm}^2$). La norma AASHTO menciona que ε_s se puede tomar como la deformación específica por tracción debida a las cargas mayoradas en las barras de armadura.

FIGURA N° 75 – Relación de f_{cu} vs. α_s



Fuente: Collins y Mitchel, "Pretressed Concrete Structures", 1997.

Todos los valores anteriores deben usarse para el diseño de diafragmas y otras regiones D comunes; para el caso de zonas de anclaje postesadas, debe limitarse según lo que se expone en el Art. 5.10.9.3.1.

4.3.7. Calcular la armadura mínima requerida para limitar la fisuración.

Las estructuras y componentes o regiones de las mismas deberán contener una malla ortogonal de barras de armadura próxima a cada cara. La separación de las barras de estas mallas no deberá ser mayor que 300 mm. La relación entre el área de armadura y el área bruta de hormigón deberá ser mayor o igual que 0,003 en cada dirección. La armadura para limitar la fisuración ubicada dentro de un tirante traccionado se puede considerar parte de la armadura del tirante traccionado.

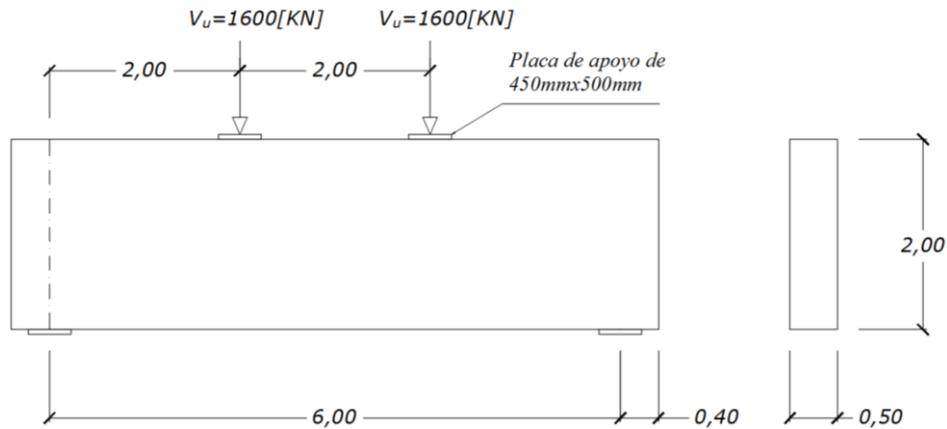
4.3.8. Detallar la armadura.

Debe disponerse en manera fiel al modelo de bielas y tirante analizado. Es importante respetar las longitudes de anclaje.

4.4. Ejemplo de Aplicación N°1 del Método de Bielas y Tirantes aplicando AASHTO LRFD 2004 a un diafragma con relación L/H=3.

1° Geometría y Cargas.

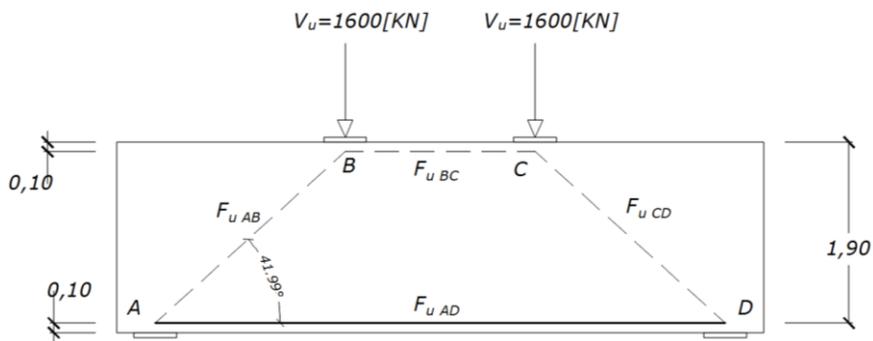
FIGURA N° 76– Geometría y cargas



Fuente: Elaboración propia.

2° Establecer el modelo de bielas y tirantes y determinar las fuerzas requeridas en el reticulado.

FIGURA N° 77– Modelo bielas y tirantes



Fuente: Elaboración propia.

$$F_{uAB} = -V_u / \text{sen}\theta = - 2391,76 [KN]$$

$$F_{uAD} = - F_{uAB} * \text{cos}\theta = +1777,78 [KN] = F_{uCD}$$

$$F_{uBC} = -F_{uAB} * \text{cos}\theta = - 1777,78 [KN]$$

Se puede refinar el modelo calculando el bloque de compresiones estrictamente necesario para F_{uBC} . Al hacer esto, las fuerzas del reticulado cambiarán (en un orden muy pequeño) lo que lo convierte en un proceso iterativo. Para efectos del ejemplo, se continúa con la geometría asumida en un principio.

3° Dimensionar el tirante.

$$f_y = 420 [MPa] \quad \phi = 0,9$$

$$F_{uAD} = +1777,78[\text{KN}] \rightarrow A_s = F_{uAD} / \phi f_y = 1777,78 / (420 * 0,9) = 4703,1[\text{mm}^2] = 47,03[\text{cm}^2]$$

Pudiendo seleccionarse los siguientes diámetros:

$$15 \Phi 20$$

$$10 \Phi 25$$

$$7 \Phi 30$$

Se adopta 2 capas de 5 Φ 25 a 7,5cm y 12,5cm de la cara inferior de la viga.

4° Verificar la capacidad portante en los puntos de carga y apoyo. (Nudo CCC).

Se tiene la misma carga en y dimensiones de apoyo en el punto de carga y apoyo:

$$P_u = V_u = 1600[\text{KN}]$$

$$f_c = 21[\text{MPa}]$$

$\phi = 0,70$ para apoyo sobre hormigón.

$$A_1 = 450 \times 500 = 225000 [\text{mm}^2]$$

$$A_2 = 6625 \times 500 = 3312500 [\text{mm}^2] \rightarrow m = (6625/450)^{0,5} = 3,84 \rightarrow m = 2$$

$$P_n = 0,85 f_c A_1 m = 0,85 * 21 * 225000 * 2 = 8032500[\text{N}] = 8032,5[\text{KN}]$$

$$P_r = \phi P_n = 8032,5 * 0,70 = 5622,8[\text{KN}] > P_u \text{ verifica!!}$$

5° Diseñar las zonas nodales y verificar los anclajes.

$$L_b = 450\text{mm}$$

$h_a = 75 + 6 * 25 = 225\text{mm}$ (AASHTO) ; $h_{a \text{ min}} = 100 * 2 = 200\text{mm}$ (ACI) Adoptamos este valor.

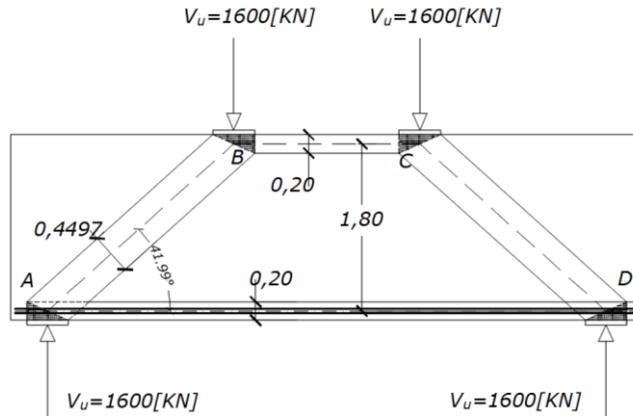
$$L_b \text{ sen}\theta + h_a \text{ cos}\theta = 449,69\text{mm} \text{ (ancho de biela en apoyo inferior)}$$

$$H_s = 200\text{mm}$$

$$L_b = 450\text{mm}$$

$$L_b \text{ sen}\theta + h_s \text{ cos}\theta = 449,69\text{mm} \text{ (ancho de biela en placa de apoyo superior)}$$

FIGURA N° 78 – Dimensiones nudos



Fuente: Elaboración propia.

6° Verificar las bielas diagonales.

La tensión de compresión limitante, f_{cu} :

$$f_{cu} = \frac{f'_c}{0,8 + 170\varepsilon_1} \leq 0,85 f'_c$$

donde:

$$\alpha_s = \theta = 41,99^\circ$$

$$\varepsilon_s = 0,002$$

$$f'_c = 21[\text{MPa}]$$

$\varphi = 0,7$ para modelos de bielas y tirantes.

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_s + (\varepsilon_s + 0,002) \cot^2 \alpha_s = 0,002 + (0,002 + 0,002) \cot^2 41,99^\circ = 0,00694$$

$$f_{cu} = 0,5052 * f'_c = 10,61[\text{MPa}].$$

$$F_{uAB} = - 2391,76[\text{KN}]$$

$$P_r = \varphi P_n = \varphi(f_{cu} * A) = 0,7 * (10,61 * (500 * 449,69 \text{mm})) = 1669924[\text{N}] = 1669,9[\text{KN}] < F_{uAB} \text{ No verifica!!}$$

$$F_{uBC} = - 1777,78[\text{KN}]$$

$$P_r = \varphi P_n = \varphi(f_{cu} * A) = 0,7 * (0,85 * 21 * (500 * 200 \text{mm})) = 12495000[\text{N}] = 1249,5 [\text{KN}] < F_{uBC} \text{ No verifica!!}$$

Se debe aumentar las dimensiones del modelo, y/o aumentar la calidad del hormigón.

Para biela inclinada (Con $f_c = 21 \text{MPa}$). El área necesaria y el ancho de biela deben ser:

$$A = P_u / \phi f_{cu} = - 2391760 / (0,7 * 0,5052 * 21) = 322060 \text{ mm}^2 \quad L = A / 500 = 644,1 \text{ mm}$$

$$h_a = (L - L_b \text{ sen}\theta) / \text{cos}\theta = 461,5 \text{ mm (altura tirante)}$$

Para biela inclinada. Aumentando $f_c' = 30 \text{ MPa}$:

$$A = P_u / \phi f_{cu} = - 2391760 / (0,7 * 0,5052 * 30) = 225442,1 \text{ mm}^2 \quad L = A / 500 = 450,88 \text{ mm}$$

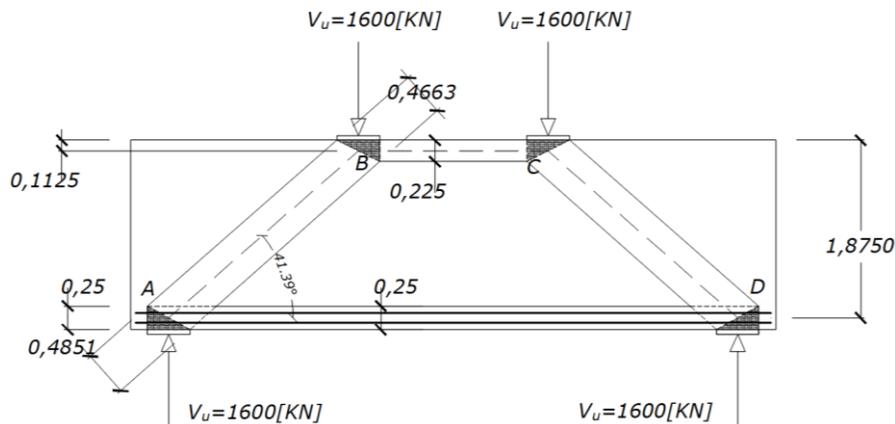
$$h_a = (L - L_b \text{ sen}\theta) / \text{cos}\theta = 201,6 \text{ mm (altura tirante)}$$

Para biela horizontal (Bloque de compresiones) con $f_c' = 30 \text{ MPa}$:

$$A = P_u / \phi f_{cu} = - 1777,78 / (0,7 * 0,85 * 30) = 99595,4 \text{ mm}^2 \quad H_s = A / 500 = 199,2 \text{ mm}$$

Reconfigurando el modelo para $f_c' = 30 \text{ [MPa]}$, $h_a = 250 \text{ mm}$ y $H_s = 225 \text{ mm}$

FIGURA N° 79 – Dimensiones nuevo modelo bielas y tirantes



Fuente: Elaboración propia.

$$F_{uAB} = -V_u / \text{sen}\theta = - 2420,00 \text{ [KN]}$$

$$F_{uAD} = - F_{uAB} * \text{cos}\theta = +1815,60 \text{ [KN]} = F_{uCD}$$

$$F_{uBC} = -F_{uAB} * \text{cos}\theta = - 1815,60 \text{ [KN]}$$

Acero:

$$f_y = 420 \text{ [MPa]} \quad \phi = 0,9$$

$$F_{uAD} = 1815,60 \text{ [KN]} \rightarrow A_s = F_{uAD} / \phi f_y = 1815,60 / (420 * 0,9) = 4803,2 \text{ [mm}^2\text{]} = 48,03 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Pudiendo seleccionarse los siguientes diámetros:

16 Φ 20

10 Φ 25

7 Φ 30

Se adopta 2 capas de 5 Φ 25 ($A_s = 4908,7 \text{ mm}^2$) a 7,5cm y 12,5cm de la cara inferior de la viga.

Zonas nodales y anclajes:

$$L_b=450\text{mm} \quad ; \quad h_a=250\text{mm}$$

$$L_b \sin\theta + h_a \cos\theta=485,08\text{mm} \text{ (ancho de biela en apoyo inferior)}$$

$$H_s =225\text{mm} \quad ; \quad L_b=450\text{mm}$$

$L_b \sin\theta + h_s \cos\theta=466,33\text{mm}$ (ancho de biela en placa de apoyo superior) crítico! (Se tiene una biela en forma de botella).

La longitud de anclaje en tracción, ℓ_d debe ser:

$$\ell_{db}=0,02*490,87*420/(30)^{0,5}=752,8\text{mm}$$

$$\ell_{db}=0,06*25*420=630\text{mm}$$

$$(A_{\text{requerida}})/(A_{\text{provista}})=4803,2/4908,7=0,9785$$

$$\ell_d=0,9785*752,8=736,6\text{mm}$$

La tensión de compresión limitante, f_{cu} :

$$f_{cu} = \frac{f'_c}{0,8 + 170 \varepsilon_1} \leq 0,85 f'_c$$

donde:

$$\alpha_s = \theta=41,388^\circ$$

$$\varepsilon_s =0,002$$

$$f'_c = 30[\text{MPa}]$$

$\varphi=0,7$ para modelos de bielas y tirantes.

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_s + (\varepsilon_s + 0,002) \cot^2 \alpha_s = 0,002+(0,002+0,002)\cot^2 41,388^\circ=0,0071506$$

$$f_{cu}=0,4961 * f'_c=14,88[\text{MPa}].$$

$$F_{uAB} = - 2420,00 [\text{KN}]$$

$$P_r = \varphi P_n = \varphi(f_{cu} * A)=0,7*(14,88*(500*485,08\text{mm}))=2526,9[\text{N}] > F_{uAB} \text{ Verifica!!}$$

$$F_{uAB} = - 2420,00 [\text{KN}]$$

$$P_r = \varphi P_n = \varphi(f_{cu} * A)=0,7*(14,88*(500*466,33\text{mm}))=2428,6[\text{N}] > F_{uAB} \text{ Verifica!!}$$

$$F_{uBC} = -1815,60 [\text{KN}]$$

$$P_r = \varphi P_n = \varphi(f_{cu} * A)=0,7*(0,85*30*(500*225\text{mm}))=2008,1 [\text{KN}] > F_{uBC} \text{ Verifica!!}$$

7° Calcular la armadura mínima requerida para limitar la fisuración.

$$b_w=500\text{mm}$$

$$h_{\text{diafragma}}=2000\text{mm}$$

$$A_s=0,003 \cdot A_g=0,003 \cdot (500 \cdot 2000)=3000\text{mm}^2$$

CUADRO N° 59 – Selección de armadura

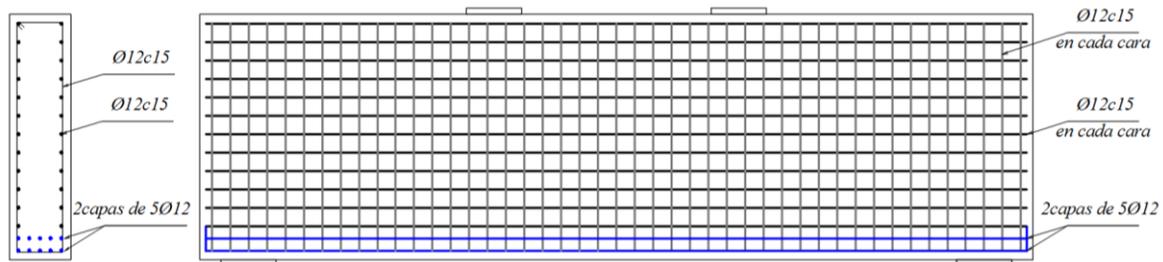
ϕ [mm]	Area 1 barra [mm ²]	#barras nec./2caras	Separación [cm]
6	28,274	53,05	3,8
8	50,265	29,84	6,7
10	78,540	19,10	10,47
12	113,097	13,26	15,08
16	201,062	7,46	26,8

Se adopta: $\Phi 12$ c/15 Horizontal

Se adopta: $\Phi 12$ c/15 Vertical

8° Detallar la armadura.

FIGURA N° 80– Detallado de armadura

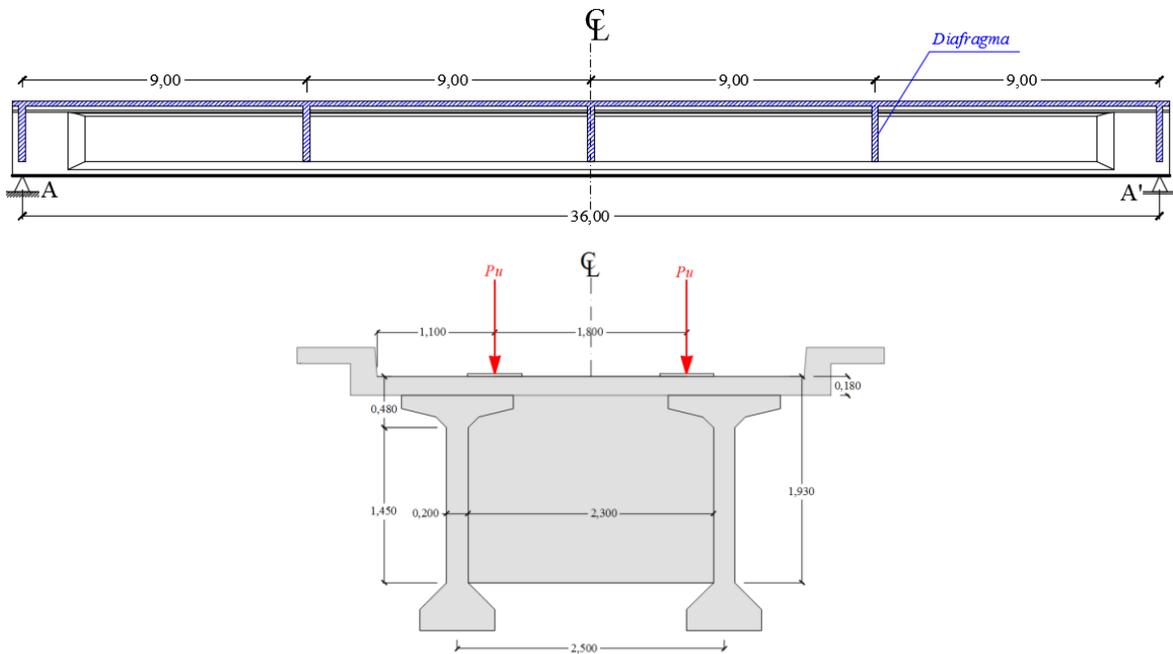


Fuente: Elaboración propia.

4.5. Ejemplo de aplicación N°2 del Método de Bielas y Tirantes aplicando AASHTO LRFD 2004 a un diafragma de puente con relación $L/H=3$.

Los datos que se presentan a continuación son los analizados para el proyecto: Diseño de Puente Vehicular (Río Padcaya, Comunidad El Zaire). Los datos de la resistencia característica del hormigón son los adoptados en la etapa de prediseño ($f'_c = 21$ [MPa]).

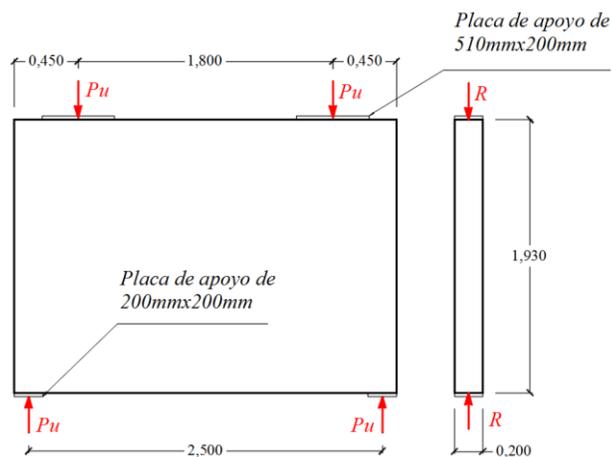
FIGURA N° 81 – Dimensiones longitudinal y transversal del puente



Fuente: Elaboración propia.

1° Geometría y Cargas.

FIGURA N° 82 – Geometría y cargas puente



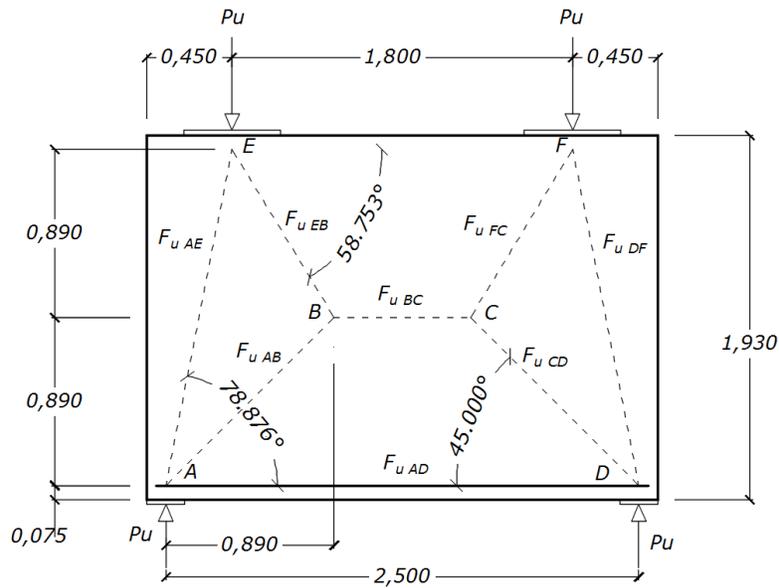
Fuente: Elaboración propia.

$$R=239000[\text{N}]$$

$$P=R/2=119500[\text{N}] \rightarrow Pu=1,75*(1,33*119500)=278136,25[\text{N}]$$

2° Establecer el modelo de bielas y tirantes y determinar las fuerzas requeridas en el reticulado.

FIGURA N° 83 – Modelo bielas y tirantes propuesto



Fuente: Elaboración propia.

$$P_u = 278136,25 \text{ [N]} = 278,14 \text{ [KN]}$$

$$\theta_{AED} = \text{atan}((0,89 \cdot 2) / (0,45 - 0,1)) = 78,876^\circ \quad \theta_{ABD} = 45^\circ$$

$$\theta_{EBF} = \text{atan}((0,89) / (0,89 + 0,1 - 0,45)) = 58,753^\circ$$

$$F_{uEB} = -P_u / ((\cos \theta_{EBF} / \cos \theta_{AED}) \cdot \sin \theta_{AED} + \sin \theta_{EBF}) = -79,63 \text{ [KN]}$$

$$F_{uAE} = F_{uEB} \cdot \cos \theta_{EBF} / \cos \theta_{AED} = 214,09 \text{ [KN]}$$

$$F_{uAB} = -F_{uEB} \cdot \sin \theta_{EBF} / \sin 45 = -96,28 \text{ [KN]}$$

$$F_{uAD} = F_{uAE} \cos \theta_{AED} + F_{uAB} \cdot \cos 45 = +109,39 \text{ [KN]} = -F_{uBC}$$

3° Dimensionar el tirante.

$$f_y = 420 \text{ [MPa]}$$

$$\phi = 0,9$$

$$F_{uAD} = +109,39 \text{ [KN]} \rightarrow A_s = F_{uAD} / \phi f_y = 109390 / (420 \cdot 0,9) = 289,39 \text{ [mm}^2\text{]} = 2,89 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Pudiendo seleccionarse los siguientes diámetros:

$$4 \Phi 10$$

$$3 \Phi 12$$

$$2 \Phi 16$$

Se adopta 1 capa de 3 $\Phi 12$ a 7,5cm de la cara inferior de la viga.

4° Verificar la capacidad portante en los puntos de carga y apoyo. (Nudo CCC).

En el punto de carga:

$$P_u = 278,14 \text{ [KN]}$$

$$f_c = 21 \text{ [MPa]}$$

$\phi = 0,70$ para apoyo sobre hormigón.

$$A_1 = 510 \times 200 = 102000 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$A_2 = 2700 \times 200 = 540000 \text{ [mm}^2\text{]} \rightarrow m = (540/102)^{0,5} = 2,30 \rightarrow m = 2$$

$$P_n = 0,85 f_c A_1 m = 0,85 * 21 * 102000 * 2 = 3641400 \text{ [N]} = 3641 \text{ [KN]}$$

$$P_r = \phi P_n = 3641 * 0,70 = 2549 \text{ [KN]} > P_u \text{ verifica!!}$$

En el apoyo:

$$P_u = 278,14 \text{ [KN]}$$

$$f_c = 21 \text{ [MPa]}$$

$\phi = 0,70$ para apoyo sobre hormigón.

$$A_1 = 200 \times 200 = 40000 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$A_2 = 2700 \times 200 = 540000 \text{ [mm}^2\text{]} \rightarrow m = (540/40)^{0,5} = 3,7 \rightarrow m = 2$$

$$P_n = 0,85 f_c A_1 m = 0,85 * 21 * 40000 * 2 = 1428000 \text{ [N]} = 1428 \text{ [KN]}$$

$$P_r = \phi P_n = 1428 * 0,70 = 999,6 \text{ [KN]} > P_u \text{ verifica!!}$$

5° Diseñar las zonas nodales y verificar los anclajes.

NUDO A

$$\text{Para } \theta = 78,876^\circ$$

$$L_b = 200 \text{ mm}$$

$$h_a = 75 + 6 * 12 = 147 \text{ mm (AASHTO)} ; h_{a \text{ min}} = 75 * 2 = 140 \text{ mm (ACI)}$$

Adoptamos $h_a = 150 \text{ mm}$

$$L_b \text{ sen} \theta + h_a \text{ cos} \theta = 225,18 \text{ mm (ancho de biela en apoyo inferior)}$$

$$\text{Para } \theta = 45^\circ$$

$$L_b = 200 \text{ mm} ; h_a = 150 \text{ mm}$$

$$L_b \text{ sen} \theta + h_a \text{ cos} \theta = 247,49 \text{ mm (ancho de biela en apoyo inferior)}$$

NUDO E

$$\text{Para } \theta = 78,876^\circ$$

$$L_b=510\text{mm} \quad ; \quad h_a=0$$

$$L_b \sin\theta + h_a \cos\theta=500,42\text{mm} \text{ (ancho de biela en apoyo inferior)}$$

$$\text{Para } \theta=58,753^\circ$$

$$L_b=510\text{mm} \quad ; \quad h_a=0\text{mm}$$

$$L_b \sin\theta + h_a \cos\theta=436,02\text{mm} \text{ (ancho de biela en apoyo inferior)}$$

NUDO B

$$\text{Para } \theta=58,753^\circ$$

$$L_b=200\text{mm} \quad ; \quad h_a=0\text{mm}$$

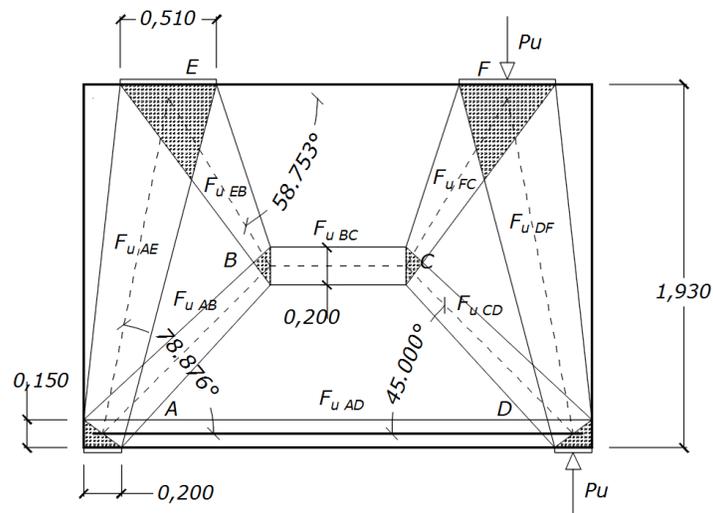
$$L_b \cos\theta + h_a \sin\theta=103,75\text{mm}$$

$$\text{Para } \theta=45^\circ$$

$$L_b=200\text{mm} \quad ; \quad h_a=0\text{mm}$$

$$L_b \cos\theta + h_a \sin\theta=141,42\text{mm}$$

FIGURA N° 84 – Dimensionamiento de nudos y bielas del modelo



Fuente: Elaboración propia.

Verificación de nudos

$$f_c=21\text{MPa}$$

$b_w=200\text{mm}$

$\phi=0,70$ (compresión M.B.T.).

CUADRO N° 60 – Comprobación de Nudos

Nudo	TIPO	FUERZA	F_u [KN]	LIMITE	W	ϕF_r [KN]	Verifica
A=D	CCCT	P_u	-278,14	$0,75\phi f'_c$	200	441,00	Si
		F_{uAE}	-214,09		225,18	496,52	Si
		F_{uAB}	- 96,28		247,49	545,72	Si
		F_{uAD}	+109,39		150	330,75	Si
B=C	CCC	F_{uEB}	- 79,63	$0,85\phi f'_c$	103,75	259,27	Si
		F_{uAB}	- 96,28		141,4	353,36	Si
		F_{uBC}	-109,39		200	499,80	Si
E=F	CC	F_{uAE}	-214,09	$0,85\phi f'_c$	500,42	1250,55	Si
		F_{uEB}	- 79,63		436,02	1089,61	Si

6° Verificar las bielas.

La tensión de compresión limitante, f_{cu} :

$$f_{cu} = \frac{f'_c}{0,8 + 170\varepsilon_1} \leq 0,85 f'_c$$

donde:

Para $\theta=78,876^\circ$

$\alpha_s = 78,876^\circ$

$\varepsilon_s = 0,002$

$f'_c = 21[\text{MPa}]$

$\phi=0,7$ para modelos de bielas y tirantes.

$\varepsilon_1 = \varepsilon_s + (\varepsilon_s + 0,002)\cot^2 \alpha_s = 0,002 + (0,002 + 0,002)\cot^2 78,876^\circ = 0,00215$

$f_{cu} = 0,857 * f'_c \rightarrow f_{cu} = 0,85 * f'_c = 17,85 \text{MPa}$

Para $\theta=45^\circ$

$\alpha_s = 45^\circ$

$$\varepsilon_s = 0,002$$

$$f'_c = 21[\text{MPa}]$$

$\varphi = 0,7$ para modelos de bielas y tirantes.

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_s + (\varepsilon_s + 0,002) \cot^2 \alpha_s = 0,002 + (0,002 + 0,002) \cot^2 45^\circ = 0,006$$

$$f_{cu} = 0,549 * f'_c = 11,54[\text{MPa}].$$

$$\hat{f}_c = 21\text{MPa}$$

$$b_w = 200\text{mm}$$

$\varphi = 0,70$ (compresión M. bielas y tirantes).

CUADRO N° 61 – Comprobación de Bielas

ELEMENTO	FUERZA	F_u [KN]	LIMITE	W	ϕF_t [KN]	Verifica
AE	F_{uAE}	-214,09	$0,85\phi f'_c$	225,18	562,72	Si
AB	F_{uAB}	- 96,28	$0,549\phi f'_c$	141,4	228,23	Si
EB	F_{uEB}	- 79,63	$0,85\phi f'_c$	103,75	259,27	Si
BC	F_{uBC}	-109,39	$0,85\phi f'_c$	200	499,80	Si

7° Calcular la armadura mínima requerida para limitar la fisuración.

$$b_w = 200\text{mm}$$

$$h_{\text{diafragma}} = 1930\text{mm}$$

$$A_s = 0,003 * A_g = 0,003 * (200 * 1930) = 1158\text{mm}^2$$

CUADRO N° 62 – Selección de armaduras

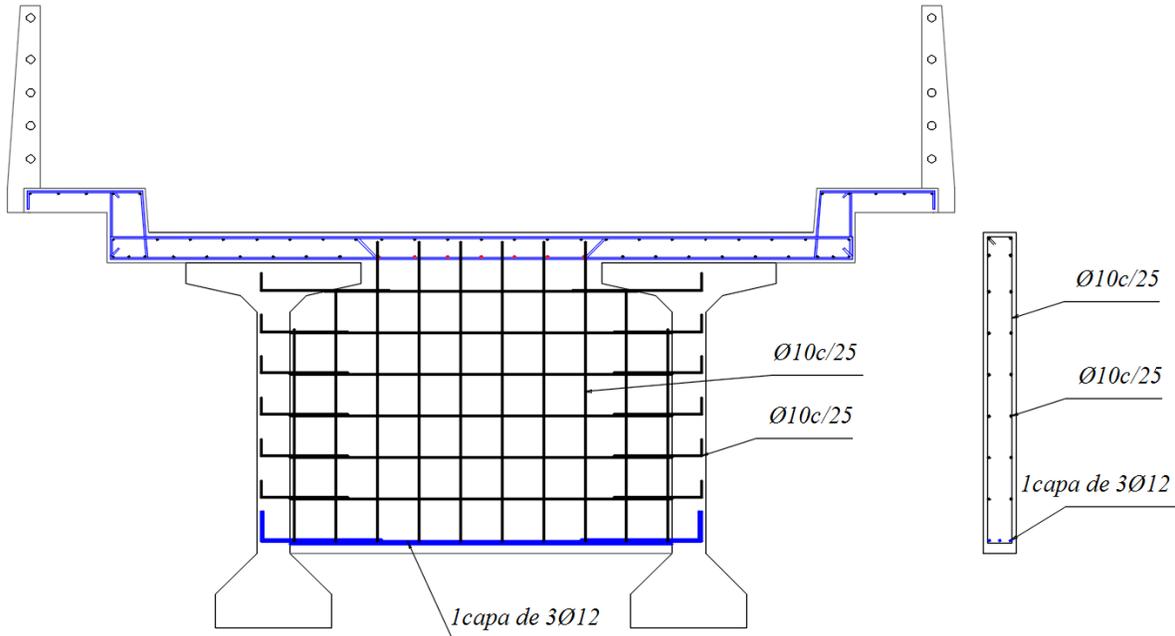
ϕ [mm]	Área 1 barra [mm ²]	#barras nec./2caras	Separación [cm]
6	28,274	20,478	9,4
8	50,265	11,519	16,7
10	78,540	7,372	26,18
12	113,097	5,119	37,70

Se adopta: $\Phi 10$ c/25 Horizontal

Se adopta: $\Phi 10$ c/25 Vertical

8° Detallar la armadura.

FIGURA N° 85 – Detallado de armadura



Fuente: Elaboración propia.

4.6. Validación del Método de Bielas y Tirantes

El presente acápite de validación del Método de Bielas y Tirante (M.B.T.) se considera tomando en cuenta dos puntos de vista fundamentales para un método racional de diseño: correspondencia con la base experimental de ensayos y la obtención de parámetros comparables con otros métodos de diseño.

En vista de cumplir con estas dos premisas, se decide delimitar el trabajo a las siguientes acciones:

- Predecir la carga última de un elemento utilizando el M.B.T. y compararlo con la carga última obtenida en una prueba de ruptura real, utilizando datos de pruebas disponibles en la bibliografía.
- Comparar los esfuerzos de un elemento modelado usando el M.B.T. y el Método de Elementos Finitos (M.E.F.).

La fundamentación teórica del método y el tratamiento que le dan las normativas de diseño permitiría un mayor debate, no obstante, el presente trabajo se limita a observar de manera poco profunda las acciones arriba mencionadas.

En cuanto a la comparación de esfuerzos, el dimensionamiento de las bielas y tirantes, así como sus comprobaciones, toman en cuenta las limitaciones de esfuerzos en bielas y tirantes dados por la normativa de diseño de puentes AASHTO LRFD 2004.

4.6.1. Predicción de carga última (punto de vista experimental)

A continuación, se analizará una viga profunda ensayada por Rogowsky, MacGregor y Ong (1986). Esto, con la finalidad de enfatizar que el M.B.T. está sustentado con numerosos ensayos de ruptura de elementos y en particular vigas de gran altura.

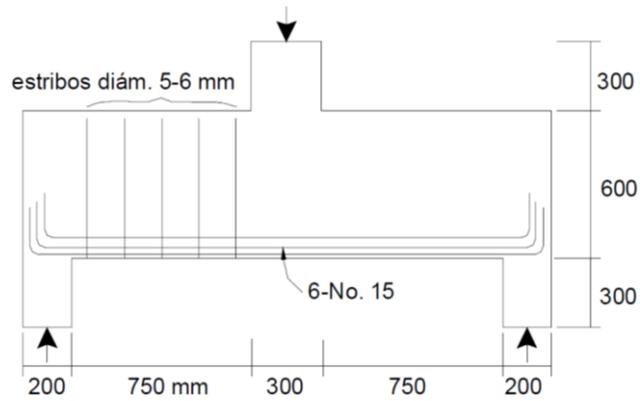
Esta viga de 200 mm (7.9in.) de espesor se apoyó en las columnas que, a su vez, se apoyaron en rodillos. La relación de luz de corte a profundidad, a/d , fue de 1.4. La resistencia a la compresión del hormigón en el momento de ensayar era de 42.4 MPa (6150 psi). La armadura principal del tirante consistió en seis barras de 16 mm de diámetro con una fuerza de fluencia total $A_s f_y = 6 \cdot 200 \text{ mm}^2 \cdot 455 \text{ MPa} = 546 \text{ kN}$ (123 kips). En el lado izquierdo de la viga, el miembro incluyó refuerzo adicional que consistió en cinco juegos de estribos cerrados de 6 mm de diámetro. El fallo de la viga es controlado por fluencia del refuerzo del tensor principal. El modelo básico mostrado en la figura omitió la presencia de los estribos adicionales en el lado izquierdo de la viga.

Se localizaron los dos nodos inferiores de la armadura en las intersecciones de las líneas del centro (ejes) de las reacciones de apoyo y la línea de acción del tensor principal. Los dos nodos superiores se localizaron una distancia de $a/2$ debajo del borde superior de la viga y en la línea con las fuerzas resultantes en la columna.

Tal como se esperaba, la falla ocurrió en el hormigón luego de la fluencia del tirante principal. La Figura muestra las deformaciones medidas en la armadura principal del tirante bajo dos niveles de carga. Bajo una carga de 550 kN (124 kips) el tirante había experimentado fluencia casi en la totalidad de su longitud.

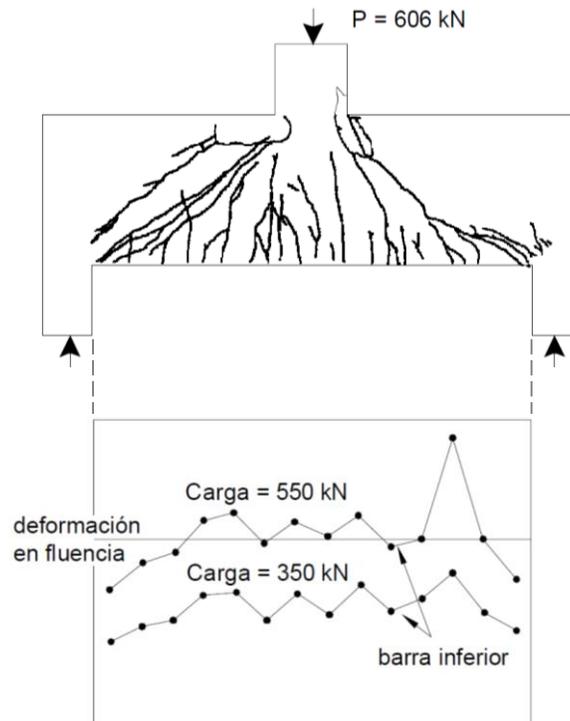
Los ganchos en los extremos de la armadura del tirante proporcionaron un anclaje adecuado. El modelo de bielas y tirantes y las deformaciones medidas ilustran la necesidad de anclar adecuadamente la fuerza de fluencia del tirante en las zonas de reacción de los apoyos.

FIGURA N° 86 - Detalle de armado



Fuente: Karl-Heinz Reineck, (2002), ACI318-05

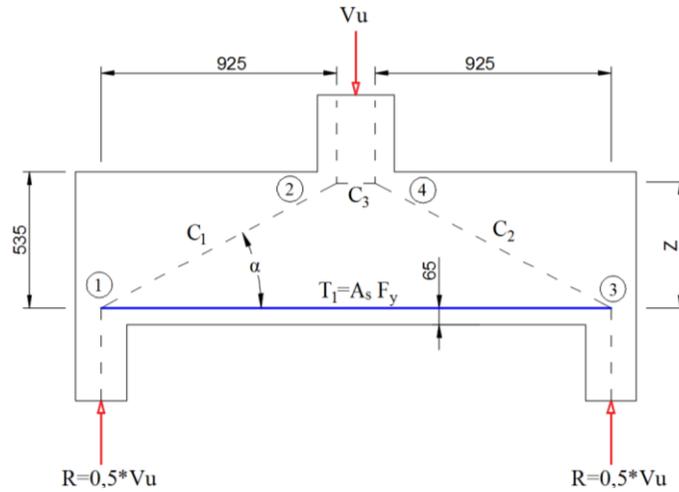
FIGURA N° 87 - Condiciones de falla y deformaciones medidas de la armadura de tirante



Fuente: Karl-Heinz Reineck, (2002), ACI318-05

A partir de los datos del detalle de armado es posible armar un modelo de bielas y tirantes para predecir la carga de falla.

FIGURA N° 88 – Modelo de bielas y tirantes planteado



Fuente: Elaboración propia.

Resolviendo el modelo se tiene lo siguiente:

$$T_1 = A_s f_y = 6 \cdot 200 \text{ mm}^2 \cdot 455 \text{ MPa} = 546 \text{ kN}$$

$$C_3 = 0,85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot t$$

$$C_3 = T_1$$

$$t = T_1 / (0,85 \cdot f'_c \cdot b_w) = (546 \cdot 1000) / (0,85 \cdot 42,4 \cdot 200) = 75,75 \text{ mm}$$

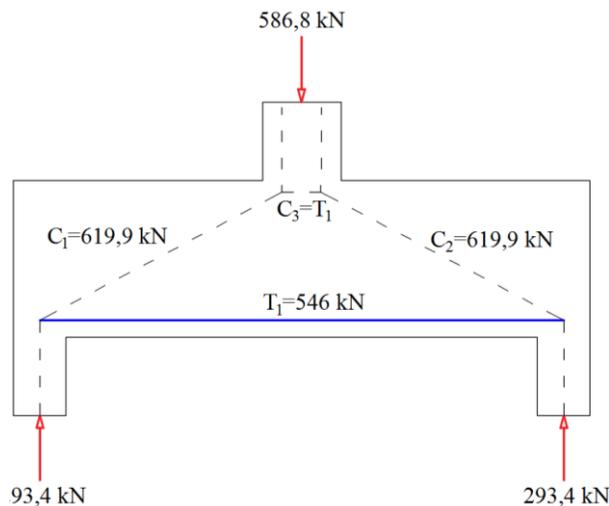
$$Z = 535 - t/2 = 535 - 75,75/2 = 497,125 \text{ mm}$$

$$R = T_1 \cdot \tan \alpha = 546 \cdot 1000 \cdot (497,125/925) = 293438 \text{ N} = 293,4 \text{ kN}$$

$$C_1 = C_2 = T_1 / \cos \alpha = (546 \cdot 1000) / (\cos(\arctan(497,125/925))) = 619856 \text{ N} = 619,9 \text{ kN}$$

$$V_u = 2 \cdot R = 2 \cdot 293,4 = 586,8 \text{ kN}$$

FIGURA N° 89 – Capacidad resistente según M.B.T.



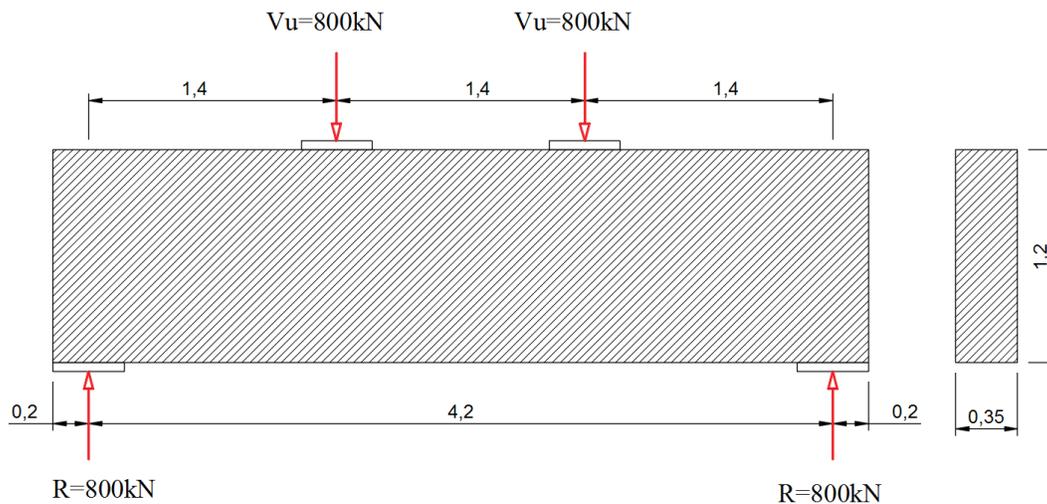
Fuente: Elaboración propia.

La carga última predicha por el M.B.T. ($V_u=586,8$ kN) es bastante cercana a la carga de falla de la viga ensayada ($V_u=606$ kN), representando un 96,8% de esta última y lo más importante, por el lado de la seguridad.

4.6.2. Comparación de esfuerzos en una viga de gran altura

A objeto de comparar esfuerzos normales entre los métodos M.B.T. y M.E.F. se resuelve la viga de gran altura que se muestra a continuación:

FIGURA N° 90 – Dimensiones de viga de gran altura



Fuente: Elaboración propia.

Materiales:

- Hormigón: H30MPa
- Acero: $f_y = 420$ MPa

Cargas:

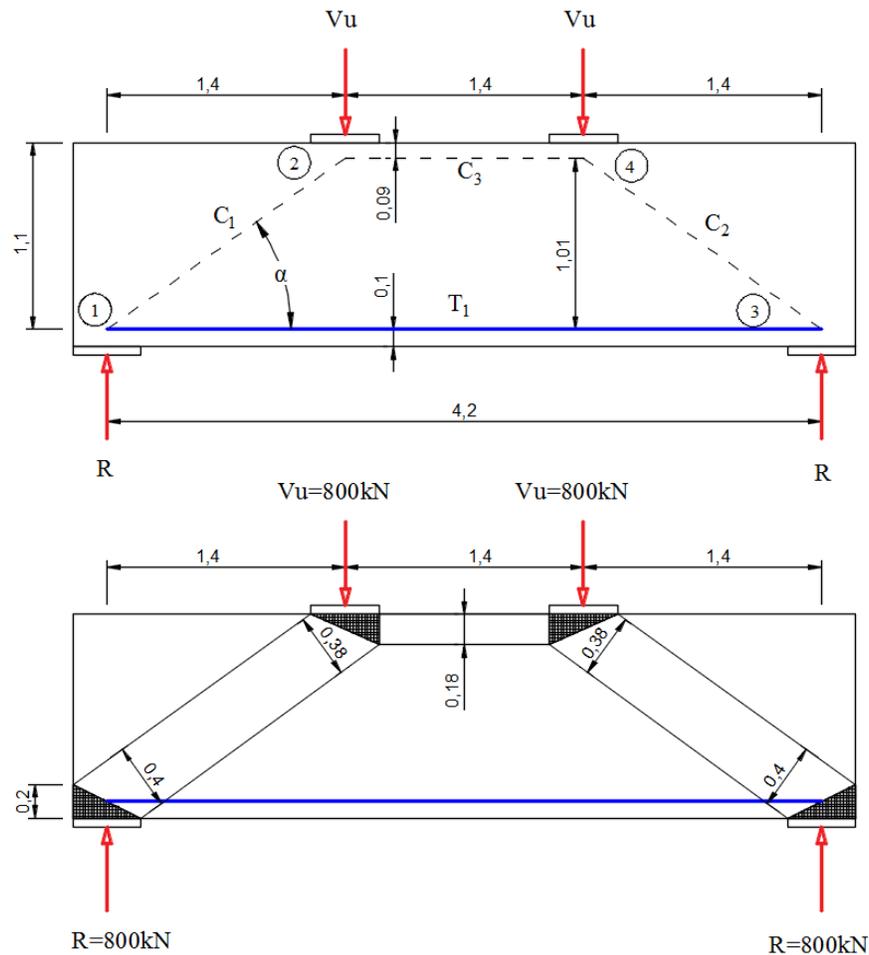
- Peso propio: Incluido en cargas permanentes.
- Sobrecargas de uso: $V_L=365$ kN
- Cargas permanentes: $V_D=195$ kN
- Placas de apoyo: 0,4m x 0,35m ($b_w=0,35$ m)

Carga última: $V_U = 1,25 * V_L + 1,75 * V_D = 797,5$ kN ~ 800 kN

4.6.2.1. Esfuerzos por M.B.T.

Se plantea un mecanismo resistente con descarga directa.

FIGURA N° 91 – Planteamiento de mecanismo resistente (reticulado) del M.B.T.



Fuente: Elaboración propia.

Resolución de fuerzas del modelo reticular:

$$\alpha = \text{atan}(1,01/1,4) = 35,807756907154$$

$$C_1 = R / \sin \alpha = 1367,36 \text{ [kN]} = C_2$$

$$T_1 = C_1 \cdot \cos \alpha = 1108,91 \text{ [kN]} = C_3$$

Tensión de compresión limitante, f_{cu} :

$$f_{cu} = \frac{f'_c}{0,8 + 170 \varepsilon_1} \leq 0,85 f'_c$$

$$\alpha_s = \theta = 35,807756907154^\circ$$

$$\varepsilon_s = 0,002$$

$$f'_c = 30 \text{ [MPa]}$$

$\varphi = 0,7$ para modelos de bielas y tirantes.

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_s + (\varepsilon_s + 0,002) \cot^2 \alpha_s = 0,002 + (0,002 + 0,002) \cot^2 35,808^\circ = 0,00969$$

$$f_{cu}=0,4087* f'_c$$

Verificación de esfuerzos en bielas:

CUADRO N° 63 – Resumen de esfuerzos compresión determinados por M.B.T.

Biela	Fu [kN]	ϕf_{cu} [kN/m ²]	W [m]	f_u [kN/m ²]	Verifica	
C1	1367,36	$\phi(0,4087*f'_c)$	8582,7	0,38	10280,9023	Cumple!
C2	1367,36	$\phi(0,4087*f'_c)$	8582,7	0,38	10280,9023	Cumple!
C3	1108,91	$\phi(0,85*f'_c)$	17850	0,18	17601,746	Cumple!

Dimensionamiento del tirante:

$$f_y = 420 [MPa]$$

$$\phi = 0,9$$

$$F_{uAD}=1108,91 [kN] \rightarrow A_s = F_{uAD} / \phi f_y = 1108,91 * 1000 / (420 * 0,9) = 2934 [mm^2] = 29,34 [cm^2]$$

Pudiendo seleccionarse los siguientes diámetros:

$$10 \Phi 20 \text{ ó } 6 \Phi 25$$

Armadura mínima requerida para limitar la fisuración (enmallado ortogonal).

$$b_w = 350 \text{ mm}$$

$$h_{unitaria} = 1000 \text{ mm}$$

$$A_s = 0,003 * A_g = 0,003 * (350 * 1000) = 1050 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

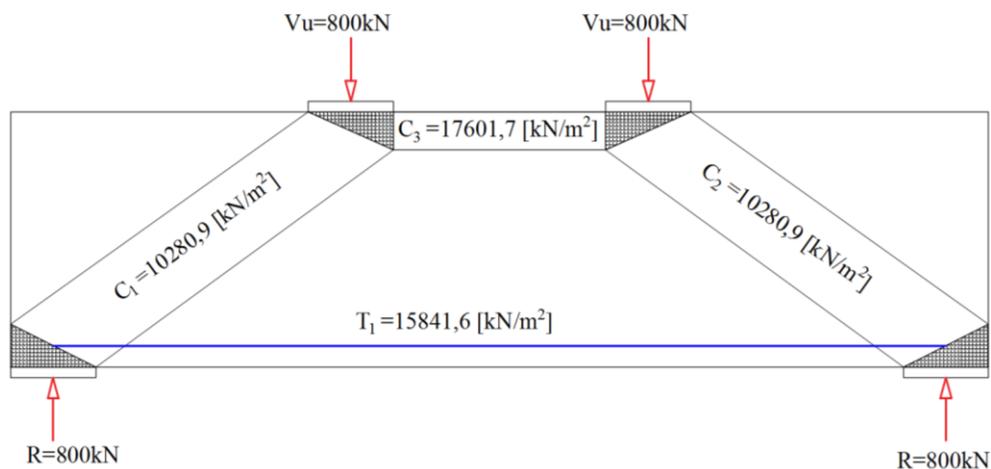
Se adopta: $\Phi 12$ c/20 Horizontal y $\Phi 12$ c/20 Vertical

Esfuerzos en tirantes:

CUADRO N° 64 – Resumen de esfuerzos de tracción determinados por M.B.T.

Tirante	Fu [kN]	W [m]	b_w [m]	f_u [kN/m ²]
T1	1108,91	0,2	0,35	15841,5714

FIGURA N° 92 – Resumen de esfuerzos determinados por M.B.T.

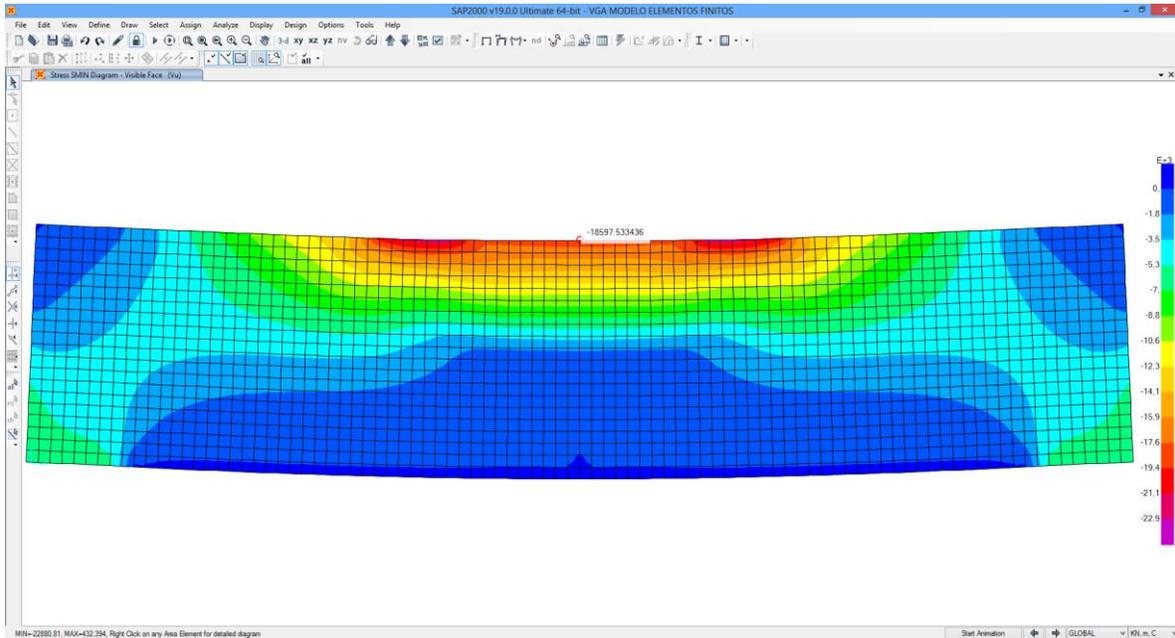


Fuente: Elaboración propia.

4.6.2.2. Esfuerzos por el M.E.F.

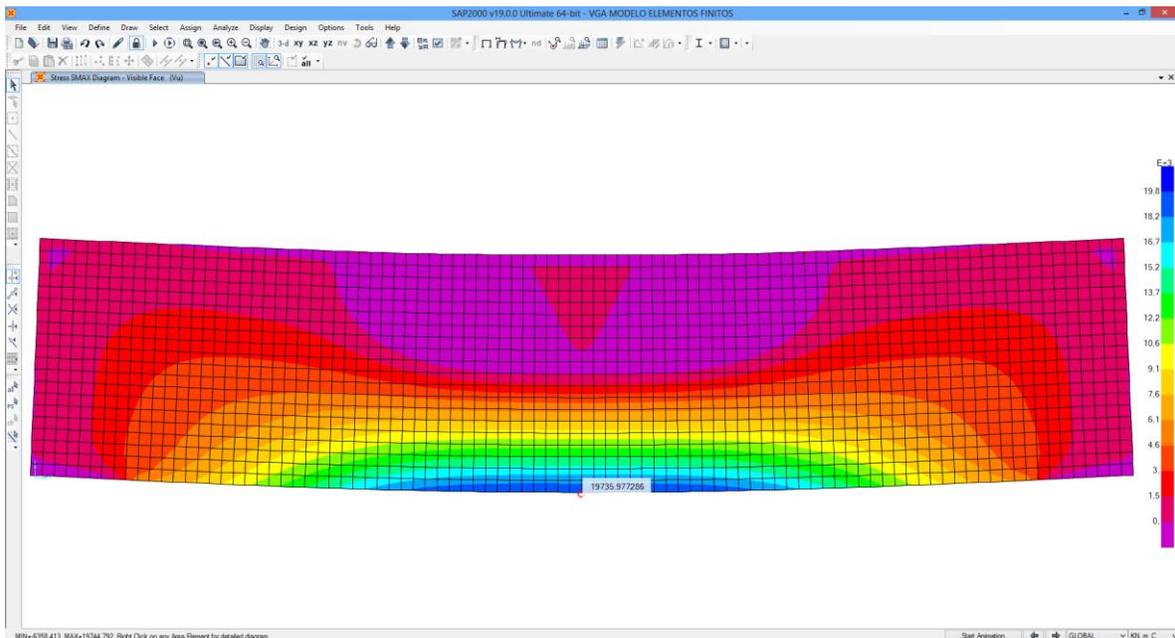
Se utiliza el software de análisis estructural SAP2000 V19.0.0. El modelo consiste en un elemento Shell discretizado con elementos finitos de 5cm x5cm.

FIGURA N° 93 – Esfuerzos de compresión M.E.F.



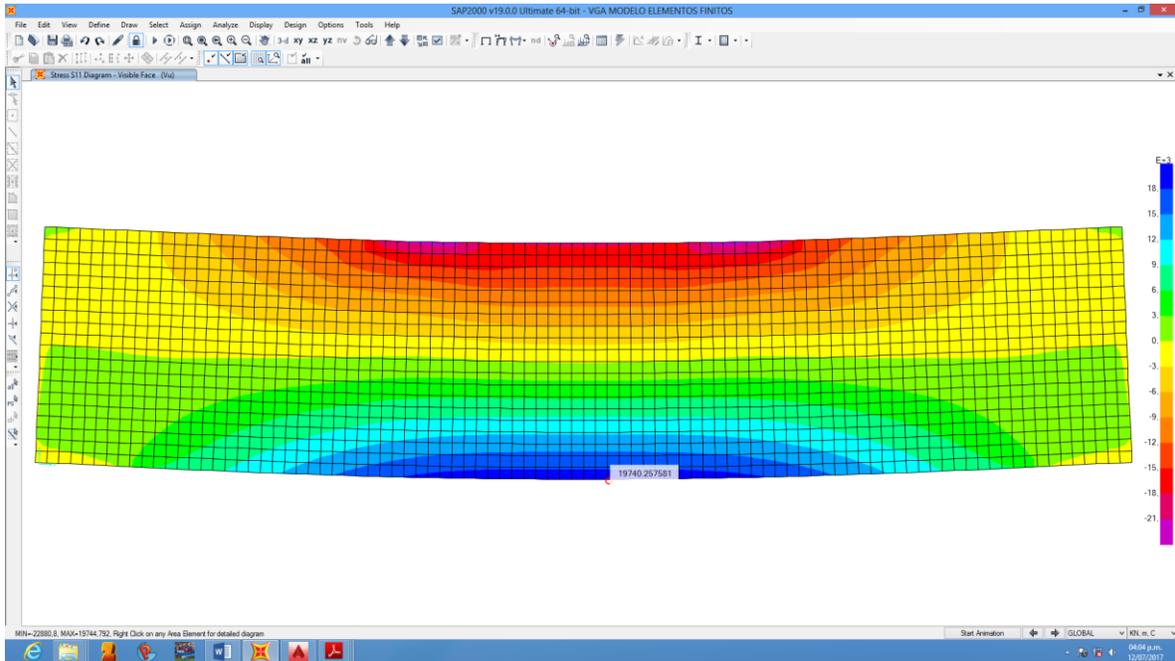
Fuente: Elaboración propia.

FIGURA N° 94 – Esfuerzos de tracción M.E.F.



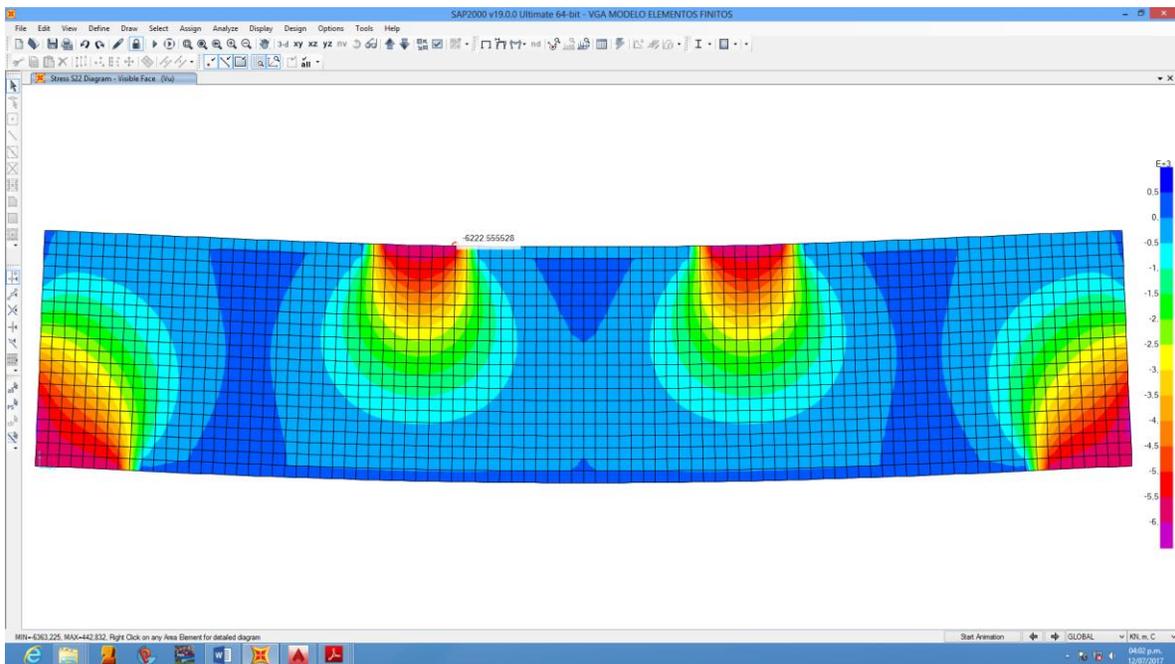
Fuente: Elaboración propia.

FIGURA N° 95 – Esfuerzos normales σ_x en la dirección x (\rightarrow) M.E.F.



Fuente: Elaboración propia.

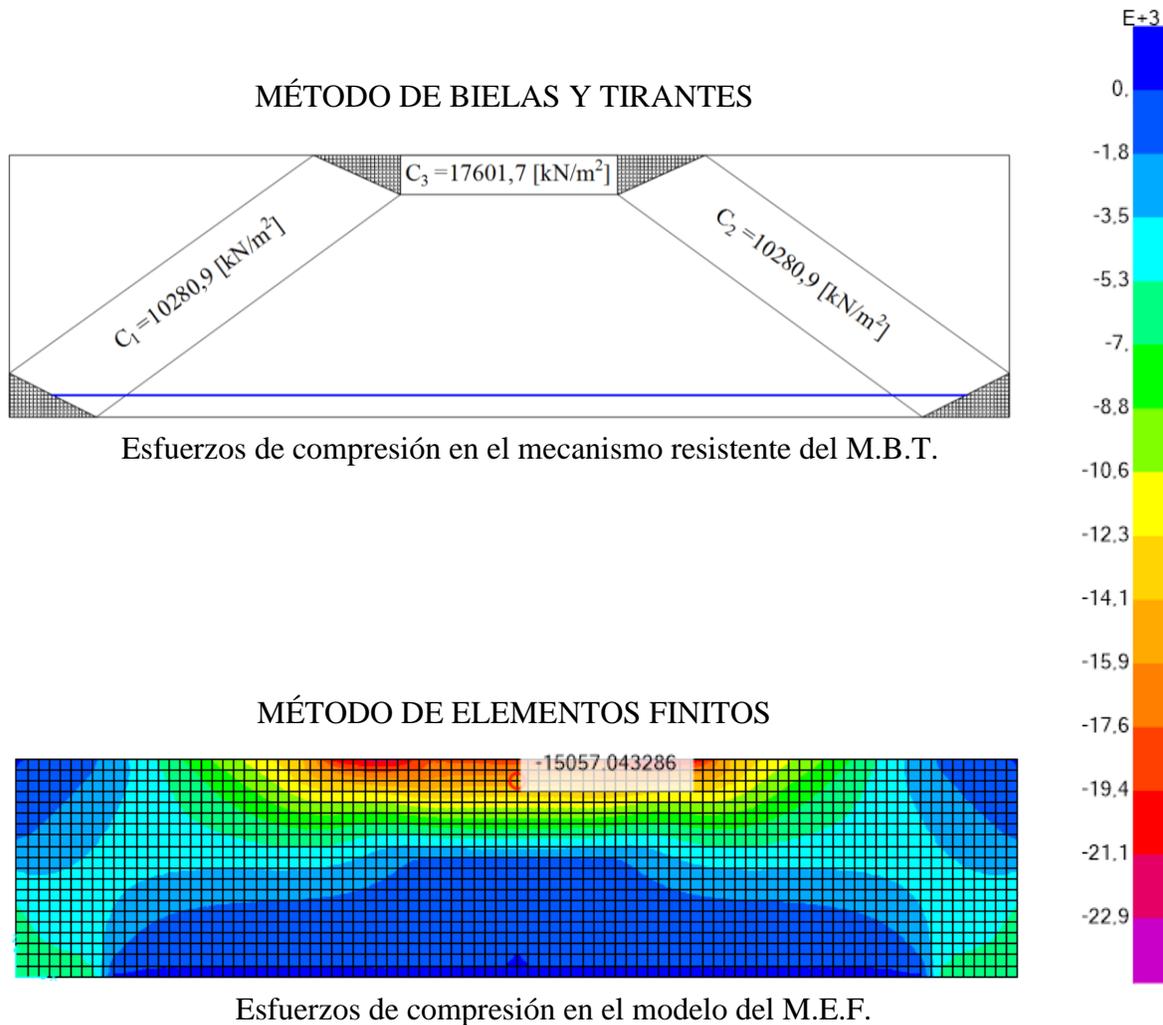
FIGURA N° 96 – Esfuerzos normales σ_z en la dirección z (\uparrow) M.E.F.



Fuente: Elaboración propia.

4.6.2.3. Comparación de esfuerzos entre los modelos de M.B.T. y M.E.F.

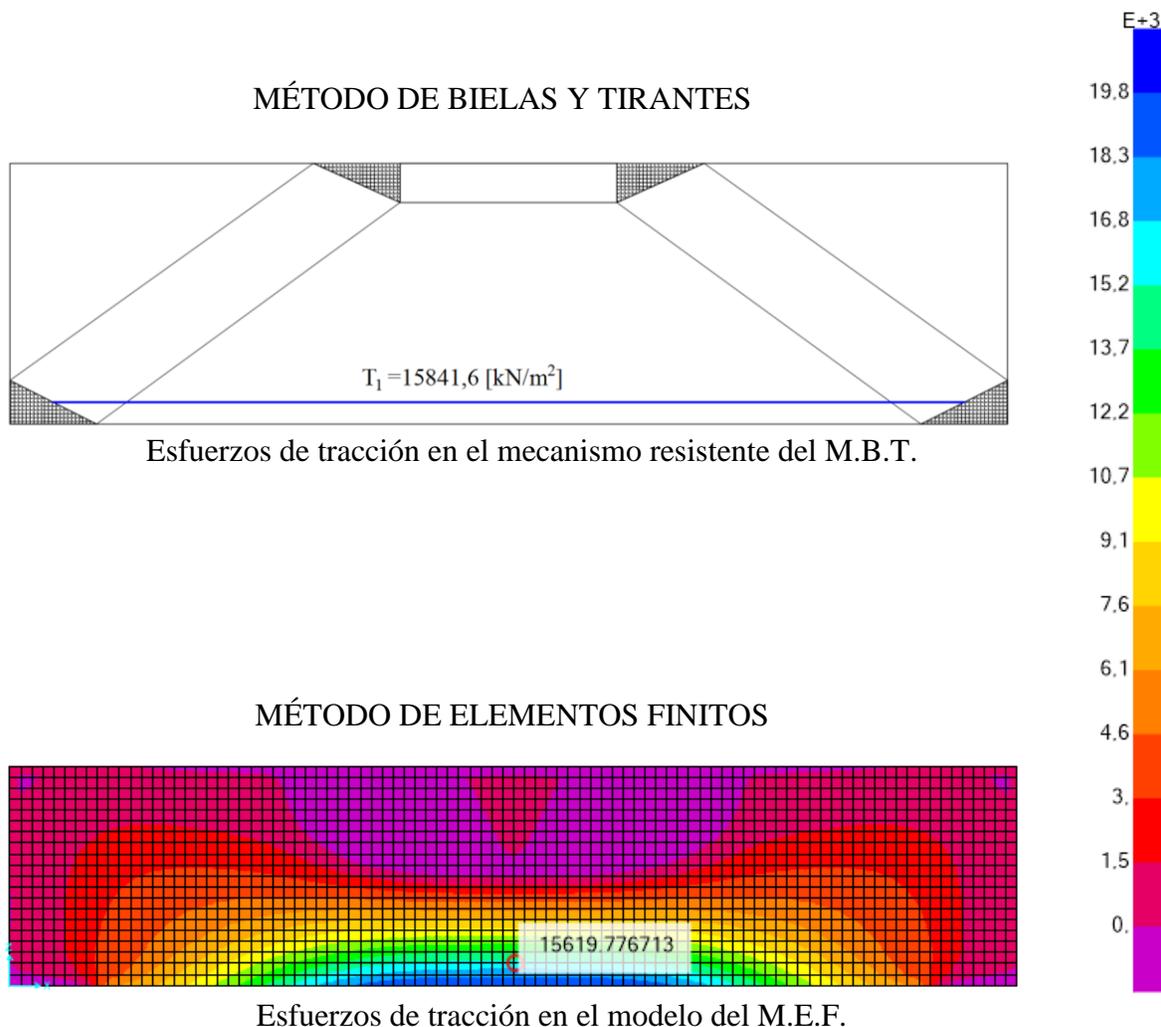
FIGURA N° 97 – Comparación de esfuerzos de compresión entre M.B.T. y M.E.F.



El esfuerzo de compresión máximo que presenta la viga se encuentra localizado en la biela C3, con magnitud de 17601,7 kN/m² según el M.B.T, análogamente, en el M.E.F., la biela se ubica dentro del rango de esfuerzos entre 11900 y 18700 kN/m² con 15000 kN/m² aproximadamente en el eje de la biela.

En el modelo del M.E.F. puede observarse la concentración de esfuerzos (color rojo) en las zonas de cargado, lo que es equivalente a los nudos en M.B.T., de la misma manera, puede observarse el flujo de compresiones desde la zona de cargado hasta la zona de los apoyos, atravesando una zona medianamente comprimida de color celeste donde estarían ubicadas las bielas inclinadas.

FIGURA N° 98 – Comparación de esfuerzos de tracción entre M.B.T. y M.E.F.



El esfuerzo de tracción máximo que presenta la viga se encuentra localizado en el tirante T1, con magnitud de 15841,6 kN/m² según el M.B.T, análogamente, en el M.E.F., el tirante se ubica dentro del rango de esfuerzos entre 11500 y 19800 kN/m² con 15600 kN/m² aproximadamente en el eje del tirante.

En el modelo del M.E.F. puede observarse esfuerzos de tracción (color azul) en la parte inferior de la viga en el tramo central entre cargas. Existen tracciones del orden de 3000 a 4600 kN/m² atravesando la zona donde se ubicarían las bielas inclinadas. Podría plantearse otro modelo de bielas y tirantes colocando un tirante intermedio entre zona de cargado y zona de apoyos para tomar en cuenta estas tracciones.

4.7. Conclusiones y Recomendaciones.

4.7.1. Conclusiones

De generales:

- ✓ El método de bielas y tirantes tiene un procedimiento de prueba y error, de fácil convergencia.
- ✓ La armadura necesaria para los tirantes (objetivo principal del diseño de hormigón armado) es de fácil obtención, directamente calculada después del cálculo de fuerzas internas de la celosía.
- ✓ El cálculo de bielas y tirantes sólo es válido para el estado límite de resistencia (E.L.U.), por lo que se deben usar las cargas factorizadas. Esto, debido a que se considera que en el E.L.U. los materiales que constituyen el H^oA^o han llegado al campo plástico y se han redistribuido esfuerzos formando un mecanismo resistente. Los modelos elásticos no consideran tal redistribución.
- ✓ La aplicación directa de este método en puentes se puede focalizar en el diseño de diafragmas y zonas de anclaje postensadas.

De la validación:

- ✓ El método de bielas y tirantes está completamente fundamentado en pruebas experimentales y constituye una base racional de diseño de elementos o zonas de discontinuidad en E.L.U.
- ✓ Los esfuerzos de cada elemento resistente del modelo M.B.T. tienen correspondencia con los rangos de esfuerzos del M.E.F., esto a pesar de que el M.E.F. considera las deformaciones proporcionales a las deformaciones (método elástico lineal), seguramente, en el estado de conocimiento actual ya se consideran elementos finitos con comportamiento plástico, una comparación entre éstos podría ser un tema de tesis y no un simple aporte académico como el presente.

4.7.2. Recomendaciones.

- ✓ La selección del modelo depende directamente de la forma en la que se aplica la carga y de observar el flujo de tensiones que éstas podrían provocar en la estructura. Esto puede realizarse por medio de la aplicación de software que permita observar el flujo de tensiones para la elección de un modelo adecuado.

- ✓ Dado que el modelo depende de las cargas, se recomienda ser paciente al momento de definir los modelos, pudiendo requerirse varios modelos para diferentes situaciones de carga. Existe cierta libertad al recurrir a cierto modelo, lo que podría llevar a diferentes soluciones para cierto problema, pero, todos ellos correctos garantizando la seguridad de la estructura.
- ✓ Es importante observar el flujo de tensiones y sus consecuentes modelos que ya han sido analizados y planteados en la bibliografía, se recomienda ver el trabajo realizado por Schaich en el PCI Journal de Mayo-Junio de 1987. Esto realiza con el fin de poder uniformizar modelos y optimizar los cálculos.
- ✓ Se recomienda siempre plantear modelos isostáticos lo más simplificadas posible, porque el planteamiento de ecuaciones de compatibilidad de deformaciones resulta dificultoso en gran manera.

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

5.1. Conclusiones.

- ✓ El Puente Vehicular (Río Padcaya, Comunidad El Zaire), permitirá de tener el camino habilitado de manera continua y permitir el tráfico vehicular y peatonal sin interrupción durante todo el año.
- ✓ La directriz del camino El Zaire y Rincón Grande, la sección estrecha del cauce y la topografía del lugar permitieron definir de la mejor manera el lugar de emplazamiento de la estructura.
- ✓ La ingeniería básica del proyecto fue fundamental para el trazo en planta y elevación de todos los componentes de la estructura.
- ✓ El diseño con vigas AASHTO y la recomendación de luces de aplicación sólo es de carácter orientativo. En el presente proyecto, se verificó con la sección AASHTO tipo VI, recomendada para la luz del puente de 36 m, sin embargo, se debió ajustar el fuste, aumentando la altura de la viga (aumentando sensiblemente la inercia necesaria) hasta que las inequaciones de esfuerzos admisibles permitieran abrir un conjunto solución para la definición de la fuerza de pretensado.
- ✓ Los factores de distribución no aplican a puentes de dos vigas, no obstante, la norma permite la aplicación de cualquier método sustentado en el equilibrio y la compatibilidad de deformaciones, en el caso del presente proyecto se hizo aplicación de la Ley de Momentos.
- ✓ La determinación de la resistencia a flexión de vigas compuestas siguiendo las ecuaciones empíricas del Art. 5.7.3.1.1 de las especificaciones AASHTO LRFD conducen a una subestimación del momento resistente, no obstante, el Art. 5.7.2.1 expresa textualmente que: “La resistencia mayorada de los elementos de hormigón se deberá basar en las condiciones de equilibrio y compatibilidad de las deformaciones, los factores de resistencia especificados en el Artículo 5.5.4.2...”. La AASHTO 2007 en el comentario C5.7.2.2 recomienda seguir el procedimiento analítico presentado por Weigel, Seguirant, Brice, and Khaleghi en el documento técnico PCI JOURNAL de Marzo-Abril de 2003, adoptándose éste método iterativo en el presente proyecto, satisfaciendo los requerimientos del artículo 5.7.2.1.

- ✓ En el diseño de los estribos, se debe realizar un buen predimensionamiento recomendado por la bibliografía, dimensiones que no se alejarán demasiado de la estructura adecuada para cumplir todas las verificaciones. En el presente proyecto se hace uso de estribos cerrados con contrafuertes, recomendados para alturas mayores a 10m.
- ✓ Al momento de realizar los planos estructurales, se ha procurado ser fiel a la distribución de armaduras especificadas en el cálculo estructural.

5.2. Recomendaciones.

- ✓ En el presente proyecto se tiene un suelo gravoso bien graduado (GW), el estudio de suelos realizado por medio de la aplicación del ensayo in situ “S.P.T.” es aplicable principalmente para suelos arenosos y con grava, e incluso, en rocas blandas o meteorizadas. No obstante, se recomienda contemplar un estudio geotécnico más profundo, que, debido al presupuesto reducido por parte del diseñador no fue posible realizarlo.
- ✓ Los alcances del proyecto no contemplan el diseño de obras complementarias, por lo que se recomienda evaluar los posibles riesgos de crecidas y desmoronamiento aguas arriba de la estructura.
- ✓ Dadas las fluctuaciones de los precios de materiales, se recomienda una posterior revisión y actualización de precios antes de su ejecución.
- ✓ Los resultados mostrados en la ingeniería del proyecto son sólo un resumen. Se recomienda recurrir a la memoria de cálculo donde se desarrolla en detalle.
- ✓ Se recomienda consultar la norma ACI318-05 (medianamente difundida en nuestro medio) para comparar resultados. La similitud en la filosofía de diseño permite tal comparación.

Nota: Las conclusiones y recomendaciones sobre el aporte académico se encuentran en el punto 4.7 del capítulo 4, página 163.