

UNIVERSIDAD  
NACIONAL DEL  
NORDESTE

# TRABAJO FINAL

## ANTEPROYECTO

### **“Paso sobre nivel de la RN N°95 sobre FFCC Belgrano en Presidencia R. Sáenz Peña, Chaco”**

#### Autores:

- Bernaola Picca, Fernando
- Leiva, Pedro Alejandro
- Mega, Matías Alejandro

#### Tutores:

- Ing. Rolando Biain
- Ing. Tulio Altamirano



## Contenido

1	Introducción .....	7
1.1	Generalidades .....	7
1.2	Antecedentes .....	8
1.3	Objetivos .....	9
1.4	Fundamentos .....	11
1.5	Ubicación Geográfica .....	12
1.6	Características De La Zona De Emplazamiento .....	13
1.6.1	Clima .....	13
1.6.2	Hidrografía.....	14
1.6.3	Geología y geomorfología .....	15
2	Estudios Realizados En La Zona De Proyecto.....	16
2.1	Drenaje.....	16
2.2	Estudios Geotécnicos.....	16
2.2.1	Descripción de los ensayos y estudios realizados .....	16
2.2.2	Estratigrafía.....	18
2.2.3	Comentarios y recomendaciones.....	18
2.2.4	Reconocimiento del terreno .....	19
2.2.5	Materiales para el relleno.....	20
3	Análisis De Tránsito.....	21
3.1	Estudio De Tránsito Automotor .....	21
3.1.1	Población .....	22
3.1.2	Producción .....	23
3.1.3	Producción agrícola .....	24
3.1.4	Producción forestal.....	24
3.1.5	Producción ganadera.....	26
3.1.6	Consumo de combustible.....	27
3.1.7	Parque automotor .....	28



3.1.8	Tránsito Medio Diario Anual (TMDA) .....	28
3.1.9	Tasa de crecimiento de diseño .....	29
3.2	Tránsito actual .....	30
3.3	Proyección del tránsito.....	30
3.4	Tránsito de diseño.....	30
3.5	Transito Ferroviario .....	31
4	Diseño Geométrico (Cruce Ferrocarril-Autovía) .....	33
4.1	Definición Del Cruce (Prog. 3+0 Y Prog. 3+1).....	33
4.1.1	Clasificación del cruce.....	33
4.1.2	Clasificación de la red vial.....	34
4.1.3	Clasificación del ramal .....	34
4.1.4	Diseño del cruce a distinto nivel .....	35
4.2	Diseño de las curvas verticales .....	39
4.3	Terraplén De Suelo Reforzado .....	40
4.3.1	Justificativo del uso de tierra armada .....	40
4.3.2	Tipos de refuerzos y sus comportamientos .....	40
4.4	Muros de tierra armada .....	41
4.4.1	Materiales.....	41
4.4.2	Método constructivo .....	42
5	Dimensionamiento del Terraplén de Suelo Reforzado .....	49
5.1	Dimensiones de la estructura.....	50
5.1.1	Mínima profundidad embebida de la cara frontal .....	50
5.1.2	Longitud mínima de los refuerzos .....	51
5.1.3	Revestimiento.....	51
5.2	Cargas y combinaciones de cargas .....	52
5.2.1	Determinación del coeficiente de empuje activo ( $k_a$ ) .....	53
5.2.2	Determinación de las cargas.....	55
5.3	Estabilidad interna .....	60



5.3.1	Cargas .....	60
5.3.2	Arrancamiento de los Refuerzos del Suelo .....	65
5.3.3	Resistencia de los Refuerzos .....	68
5.4	Estabilidad externa.....	70
5.4.1	Cargas .....	70
5.4.2	Fallo al deslizamiento.....	72
5.4.3	Verificación al vuelco.....	74
5.4.4	Capacidad de carga.....	74
5.5	Conclusiones .....	78
6	Memoria de cálculo del puente .....	79
6.1	Introducción .....	79
6.1.1	Marco Normativo .....	79
6.1.2	Características geométricas:.....	79
6.1.3	Composición estructural: .....	79
6.1.4	Materiales (normativa CIRSOC 201 versión 2005) .....	79
6.2	Dimensionamiento de la losa del tablero .....	81
6.3	Dimensionamiento de vigas principales.....	111
6.3.1	Materiales.....	111
6.4	Dimensionamiento de la viga secundaria.....	149
6.5	Dimensionamiento de la losa de aproximación .....	160
6.6	Dimensionamiento de apoyos de neopreno.....	169
6.6.1	Dimensionamiento.....	169
6.6.2	Verificaciones .....	170
6.7	Dimensionamiento del estribo .....	179
6.7.1	Materiales.....	179
6.7.2	Dimensionamiento pantalla posterior .....	179
6.8	Dimensionamiento de fundaciones – pilotes .....	192
7	Diseño del paquete estructural .....	198



7.1	Método de diseño.....	199
7.1.1	Determinación de los ejes equivalentes .....	199
7.1.2	Confiabilidad (R).....	206
7.1.3	Desvío estándar ( $S_0$ ) .....	207
7.1.4	Niveles de serviciabilidad .....	209
7.1.5	Resistencia a flexión del hormigón (MR).....	209
7.1.6	Módulo de elasticidad del hormigón ( $E_c$ ).....	210
7.1.7	Coefficiente de drenaje ( $C_d$ ) .....	210
7.1.8	Coefficiente de transferencia de carga ( $J$ ) .....	212
7.1.9	Módulo de reacción ( $k$ ).....	212
7.1.10	Determinación del espesor de la losa.....	216
7.2	Paquete estructural.....	219
7.3	Diseño de juntas.....	219
7.3.1	Juntas transversales de contracción .....	220
7.3.2	Juntas longitudinales de contracción .....	223
7.4	Verificación del espesor de pavimento a través del método de la PCA 1.984 ...	225
8	Adecuación Hidráulica .....	229
9	Señalización .....	231
10	Iluminación .....	236
10.1	Diseño y materiales .....	236
10.2	Metodología.....	237
10.3	Determinación del nivel de iluminancia media.....	237
10.4	Tipo de lámpara .....	238
10.5	Distribución de las luminarias.....	238
10.6	Determinación del factor de mantenimiento.....	240
10.7	Cálculo del factor de utilización .....	241
10.8	Cálculo de la separación entre luminarias .....	242
11	Cómputo y presupuesto.....	244



12	Análisis Socioeconómico.....	248
12.1	Detención del flujo vehicular.....	248
12.2	Costo generalizado de viaje (CGV).....	249
12.2.1	Beneficio del costo de operación.....	252
12.3	Indicadores de rentabilidad.....	252
12.4	Conclusión.....	254
13	Conclusiones.....	255
14	Bibliografía.....	256
15	Anexos.....	257

## 1 Introducción

### 1.1 Generalidades

La Ruta Nacional N°95 se extiende a lo largo de 675 km, desde el norte de la provincia de Santa Fe hasta el extremo septentrional de la provincia de Formosa, atravesando la provincia del Chaco por su zona central. Esta constituye una de las únicas vías de comunicación norte-sur entre las provincias citadas, conformando un corredor para el transporte de bienes y servicios (Fig. 1).



Fig. 1: Ruta Nacional N°95 (Fuente: Wikipedia)

Dicha Ruta, en la provincia del Chaco posee un recorrido de 310 km (km 941 a km 1.251), involucrando a los siguientes departamentos y ciudades:

- Departamento Fray Justo Santa María de Oro: Santa Sylvina (km 941 a km 968)
- Departamento Mayor Luis Jorge Fontana: Coronel Du Graty (km 998) y Villa Ángela (km 1.018)
- Departamento O'Higgins: acceso a San Bernardo (km 1.055), La Clotilde (km 1.067) y La Tigra (km 1.074)
- Departamento San Lorenzo
- Departamento Comandante Fernández: Presidencia Roque Sáenz Peña (km 1.111)
- Departamento Maipú: Tres Isletas (km 1.172)
- Departamento General Güemes: Zaparínqui, Juan José Castelli y acceso a Villa Río Bermejito



En particular, su paso por la ciudad de Presidencia Roque Sáenz Peña se inicia en el kilómetro 1.109,44 hasta el kilómetro 1.115,69 (Fig. 2), donde atraviesa el ejido urbano, lo cual provoca una serie de inconvenientes, reduciendo así su nivel de servicio.

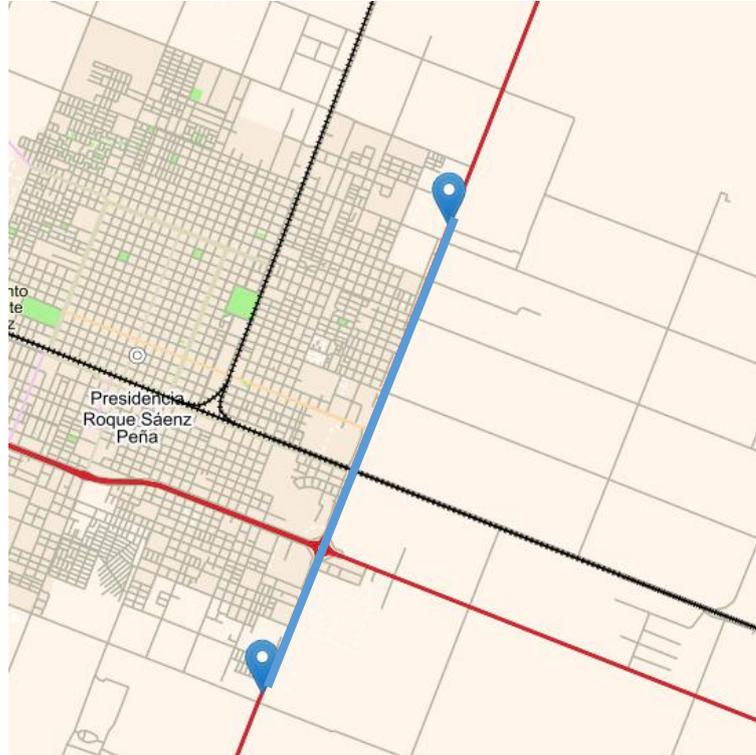


Fig. 2: Tramo en estudio RN N°95 (Fuente: IGN)

## 1.2 Antecedentes

En los últimos años en Chaco, y poniendo el foco en Presidencia Roque Sáenz Peña, se ha visto un crecimiento en la población y en el parque automotor. Esto ha ocasionado un desarrollo urbanístico en la ciudad, lo que ha empujado a la necesidad de la construcción o mejoramiento de las actuales vías de comunicación en la zona.

Por ello es que actualmente se está realizando la adecuación de la travesía urbana de la ciudad, donde se encuentra en construcción una colectora paralela a la Ruta Nacional N°95 a lo largo de 6,5km; nueva iluminación y señalamiento; la adecuación hidráulica en diversos sectores mediante la construcción de alcantarillas para encauce de las aguas pluviales; nuevas intersecciones en los accesos a la ciudad por la RN N°95; la restructuración del empalme de la RN N°95 con Avenida Kennedy o calle 9, unos de los ingresos más importantes a la ciudad, en donde se está mejorando la traza de ese sector; y la construcción de una importante alcantarilla en el ingreso por calle 351.

Todas estas medidas son tendientes a otorgar mayor seguridad a los vecinos de la región y a los más de 2500 vehículos que transitan diariamente por el tramo en estudio y esto también ayudará a separar el tránsito local del pasante, dando un mayor alivio y agilidad para el traslado de los miles de



usuarios que la transitan, en consecuencia, del mejor ordenamiento que tendrá el tránsito vial; además la obra modernizará los accesos a la localidad y al complejo ecológico municipal, brindando mayor seguridad.

Teniendo como marco la obra planteada previamente, se busca estudiar la intersección existente con las vías del ferrocarril Belgrano, en el km 1.112,5, la cual deberá evaluarse y buscar una solución acorde, de modo que resulte funcional, segura y comfortable.

Por otra parte, cabe mencionar que se utilizó como material de referencia al trabajo final de carrera de Erceg y Leiva (2.018), donde se realiza el anteproyecto de la colectora derecha de la RN N°95 y la mejora de accesos a intersecciones de la ciudad, ya que la zona y el proyecto estudiados por este trabajo son los que competen al presente anteproyecto.

### **1.3 Objetivos**

El proyecto en estudio pretende plantear el estudio, diseño y cálculo de la solución óptima para el tránsito vehicular, poniendo el foco en la resolución de la intersección a nivel existente entre la RN N°95 y FFCC Belgrano en el km 1.112,5 (Fig. 3 y Fig. 4), ubicada en la ciudad de Presidencia Roque Sáenz Peña, perteneciente al departamento Comandante Fernández, Chaco.

Este proyecto surge como un pedido por parte del ente ferroviario de disponer de un paso a distinto nivel en la intersección como requisito fundamental para la continuación de las obras viales en la zona.

Se planteará el estudio de un paso sobre nivel, materializado a través de un puente carretero de hormigón pretensado.



Fig. 3: Intersección RN N°95 con FFCC (Fuente: IGN)



Fig. 4: Paso a nivel (Fuente: Street View, 2.021)

A continuación, se incluyen dos imágenes que muestran la situación de la travesía antes de la obra ejecutada por DNV y con la misma, donde se aprecia principalmente la colectora izquierda y los accesos antes mencionados:



Fig. 5 Situación sin obra (Fuente: Google Earth)



Fig. 6 Situación con obra (Fuente: Google Earth)

## 1.4 Fundamentos

El presente trabajo es consecuencia de lo establecido en diversas normas y recomendaciones de diseño geométrico y seguridad vial (SGE y PDNV – ICAM, 2010) la cual establece que para Rutas Primarias es necesaria la implementación de un cruce a distinto nivel para la intersección entre las vías del ferrocarril y las del transporte automotor.

La decisión de adoptar un puente de hormigón pretensado con terraplén de tierra armada se da como un intento de mantener un mismo tipo constructivo en la región, ya que este tipo de tecnologías

constructivas vienen en auge, dando buenos resultados desde el punto de vista técnico y económico. Entre sus ventajas se pueden anunciar:

- La economía de su construcción
- La facilidad de adaptación al terreno debido al uso de materiales térreos
- No requiere de un amplio espacio de trabajo
- Facilidad de construcción, reparación y demolición
- Admite mayores asentos, ya que no es una estructura rígida
- Buena integración paisajística

## 1.5 Ubicación Geográfica

La provincia del Chaco está situada en el noreste del país, en la región chaqueña, comprendida entre los paralelos 24° y 28° de latitud sur, entre los meridianos 58 y 63° de longitud oeste (Fig. 7). Tiene una superficie de 99.633 km<sup>2</sup>, dividida en 25 departamentos, con una población de 1.055.259 habitantes, según censo nacional 2.010, lo que representaría el 2,6% del total de la población nacional, siendo la densidad de población media de 10,6 habitantes por kilómetros cuadrados.

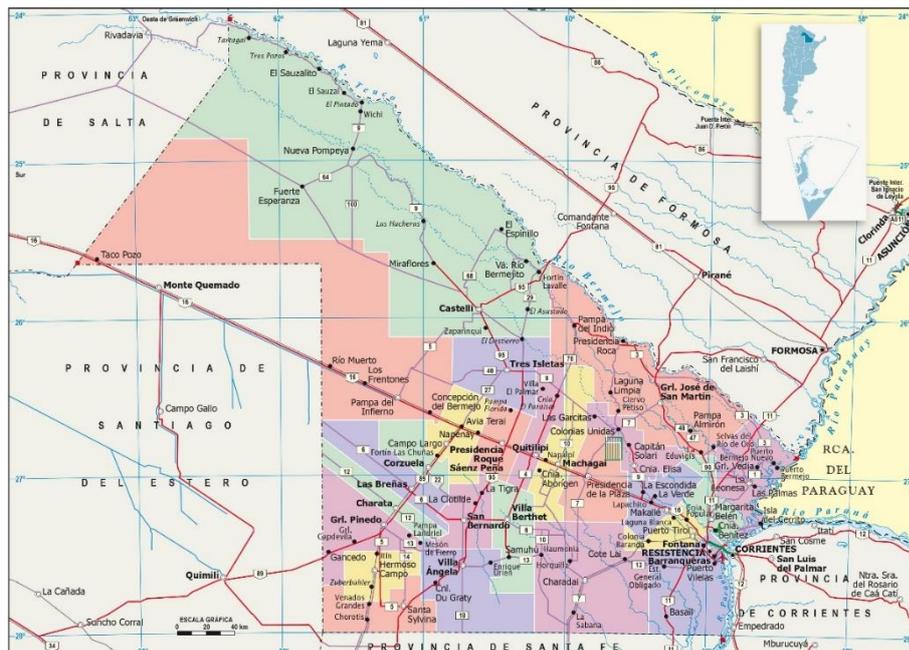


Fig. 7: Mapa político del Chaco (Fuente: IGN)

El territorio chaqueño posee un relieve totalmente llano y aluvial, con una muy leve inclinación en sentido NO-SE. Esta característica se hace evidente con la dirección de los cursos fluviales, muchas veces divagante.

La obra estará emplazada al este de la ciudad de Presidencia Roque Sáenz Peña, la cual se encuentra en la zona central de la provincia, dentro del departamento Comandante Fernández (Fig. 8);



es la segunda ciudad más importante de la provincia del Chaco, con una población de 89.882 habitantes de acuerdo al censo de 2.010.

Sus coordenadas geográficas son 26° 47' 57" S, 60° 26' 26" O, a una altitud de 91,1 metros sobre el nivel del mar y a 169 kilómetros de la capital de provincia, Resistencia y cuenta con una extensión de 41,8 km<sup>2</sup>.



Fig. 8: Imagen satelital Sáenz Peña (Fuente: IGN)

## 1.6 Características De La Zona De Emplazamiento

### 1.6.1 Clima

El departamento Comandante Fernández está ubicado entre las isohietas 900mm y 1000mm, donde la localidad de Presidencia Roque Sáenz Peña presenta 957mm de precipitación media anual (Fig. 9).

Las precipitaciones están distribuidas en dos períodos bien definidos: un período húmedo que se extiende entre octubre y abril con el 80 a 90% del total de precipitaciones anuales, y un período seco entre mayo y septiembre (Anuario de precipitaciones provincia del Chaco 1.956-2.010; APA), esto

genera frecuentes situaciones extremas de inundaciones o sequías, que se tornan problemáticas para el desarrollo de la agricultura y la ganadería.

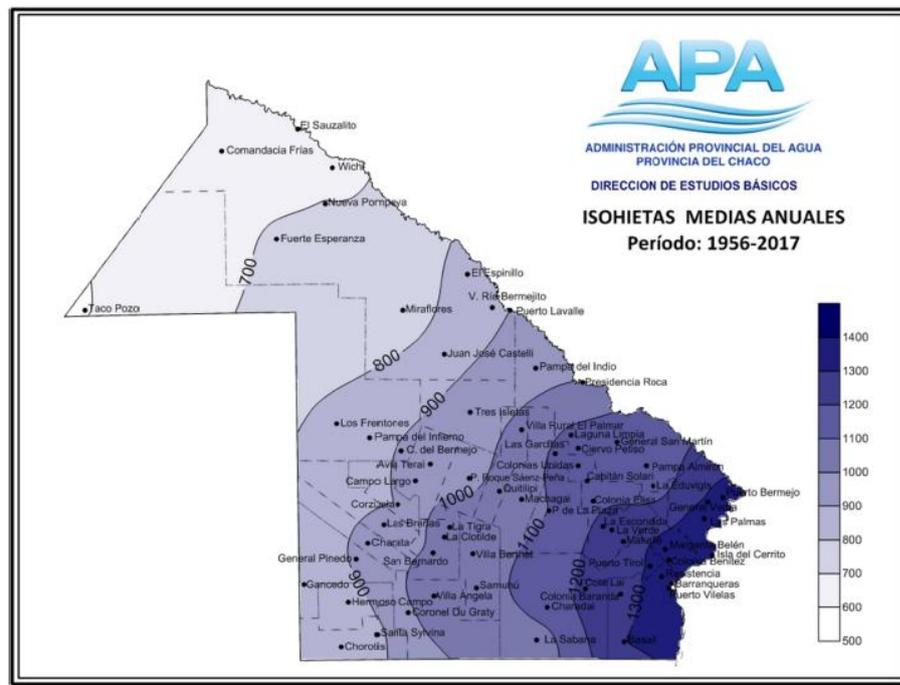


Fig. 9: Isohietas medias anuales (Fuente: APA)

La región se caracteriza por tener un clima cálido, con temperaturas medias anuales que oscilan los 21°C, con picos máximos de 46°C y mínimas de -7°C (INTA).

### 1.6.2 Hidrografía

La provincia de Chaco presenta 13 cuencas hidrográficas dentro de su territorio (Fig. 10). El proyecto en estudio se encuentra emplazado dentro de la cuenca del Tapenagá, la cual se halla dentro de la Llanura Chaqueña Oriental.

La misma es de escasa pendiente, con anegamiento y escurrimiento lineales superficiales muy lentos, lo que hace, que tenga una dificultosa delimitación, con suelos limosos de mediana a muy poca permeabilidad, bajo la acción de un clima oscilante tanto en los años medios como en los extremos. Esta tiene una longitud de 300km, un ancho medio de 40m, una profundidad media de 35-40m y una superficie de la cuenca de 4.886,56km<sup>2</sup>. La pendiente hidráulica es de 0,30cm/km. (Vincenti, R, 2019).

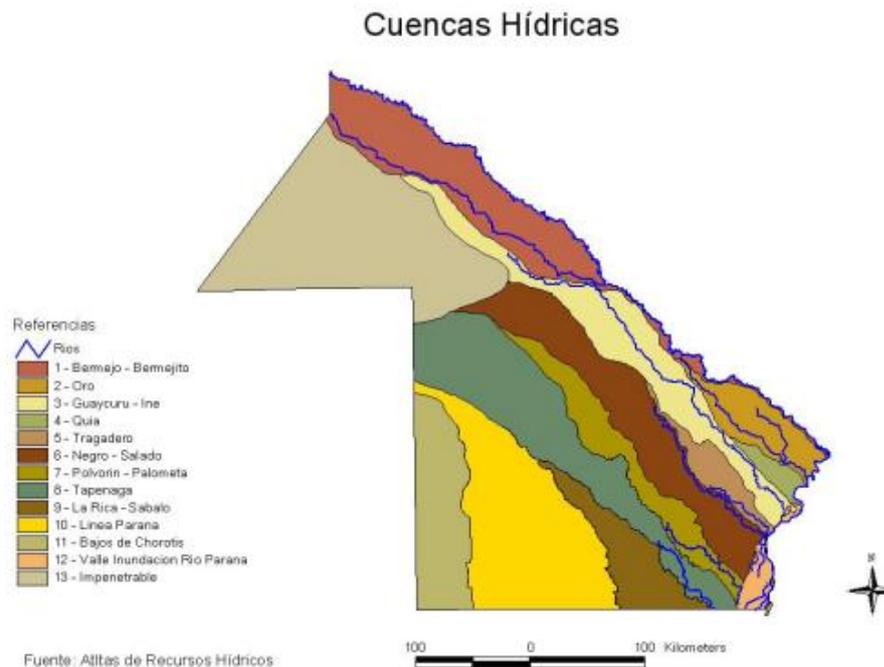


Fig. 10: Mapa hídrico del Chaco (Fuente: Ministerio de Agroindustria Nacional)

La zona estudiada de la ciudad en general no presenta grandes problemas de anegamiento, teniendo un comportamiento aceptable ante grandes precipitaciones, por lo que los canales de desagües y alcantarillas existentes y proyectadas, en principio, funcionarían de manera eficiente.

### 1.6.3 Geología y geomorfología

El territorio chaqueño posee un relieve totalmente llano y aluvial, con una muy leve inclinación en sentido NO-SE, característica que se hace evidente con la dirección de los cursos fluviales, muchas veces divagante. Esta llanura predominante se ve alterada por algunas fracturas N-S, que determinan un bloque más elevado en la región central (conocido como “domo central” o “domo algodónero”).

A grandes rasgos, las características de los suelos de la zona son de composición predominantemente arcillosa, de escasa o muy baja permeabilidad y con bajas pendientes (Sotelo, R., 2005). Dichos suelos generalmente están cubiertos por un manto terroso de color gris, compuesto principalmente por arenas y arcillas.



## 2 Estudios Realizados En La Zona De Proyecto

Este capítulo servirá como compendio de todos los estudios efectuados y/o necesarios para asegurar la vida óptima de la estructura a largo plazo, se hará énfasis mayoritariamente en los estudios necesarios del terreno sobre el que se sustentará la estructura y del material de relleno para el muro de tierra estabilizada mecánicamente.

### 2.1 Drenaje

A modo de asegurar el buen funcionamiento y conservación de la obra se debe prestar especial atención al drenaje de las aguas pluviales; se busca que estas sean evacuadas de forma segura con el fin de garantizar una mayor seguridad vial a los usuarios durante el período de precipitaciones, evitando el hidropneumático y asegurando una adecuada fricción entre calzada y neumático. Además, es primordial la protección del terraplén para que el agua no se infiltre dentro de este, ya que, de ser así, se modificarían los parámetros del suelo utilizados en el momento del cálculo, lo que podría ocasionar fallas en el proyecto.

Por otro lado, se toma como base del proyecto que no exista una interacción entre el agua que provenga del puente carretero y las vías del ferrocarril, ya que no se debe alterar el comportamiento hidráulico con el que las vías fueron diseñadas; es por ello que se colocarán cañerías colectoras a ambos lados de la estructura del puente, las cuales transportarán los líquidos pluviales hasta las escaleras de desagüe que se ubicarán en los extremos del puente, para que finalmente desemboquen en las alcantarillas longitudinales a las vías del ferrocarril.

Como obra complementaría se propone realizar el mantenimiento del alcantarillado existente, tanto de la RN N°95 como de las vías del ferrocarril, pudiendo ser modificadas según su condición actual.

### 2.2 Estudios Geotécnicos

Ante la magnitud de la obra proyectada es menester realizar la cantidad necesaria de ensayos geotécnicos para asegurar un buen comportamiento estructural y la prevención de futuras patologías relacionadas con la falta de estudios de suelos.

#### 2.2.1 Descripción de los ensayos y estudios realizados

##### 2.2.1.1 Ensayos y estudios de campo

###### 2.2.1.1.1 Ensayos de penetración estándar – SPT (Standard Penetration Test)

Para evaluar las propiedades de resistencia del subsuelo se tomó un perfil tipo, resultado de un ensayo de penetración estándar (SPT), el cual permitió obtener medidas de NSPT a cada metro de profundidad, y extraer muestras de suelo para ser ensayadas en laboratorio.



El avance de la perforación se realizó con barreno manual hasta donde las paredes de la perforación lo permitían. Luego se utilizó lodo bentonítico.

A partir del metro de profundidad se comenzó con la determinación del número de golpes del ensayo de penetración estándar (SPT), utilizándose el sacamuestras Moretto, continuándose a cada metro de profundidad hasta alcanzar la profundidad deseada. El ensayo se realizó en forma general de acuerdo a la norma ASTM D-1.586.

De cada profundidad de interés se extrajeron muestras semi inalteradas para ser ensayadas en laboratorio, las mismas corresponden a muestras que son recogidas del interior de tubos de PVC colocados dentro del sacamuestras. Luego de su extracción, las muestras son convenientemente selladas para minimizar las pérdidas de humedad.

Los resultados se presentan en la siguiente planilla (Fig. 11):

PLANILLA Nº 1																			
Saenz Peña - Chaco																			
SONDEO : SPT Nº 1																			
Prof. (m)	ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR - SPT - SACAMUESTRAS MORETTO -	ENSAYOS DE LABORATORIO										DESCRIPCIÓN DEL PERFIL							
		N.F.	W <sub>h</sub> (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	GRANULOMETRÍA						CLASIFICACIÓN		TRIAJAL		PESOS UNITARIOS		
							PORCENTAJE PASANTE						COEF.		Sistema SUCS	Sistema HRB	Ø <sub>v</sub> (")	S <sub>u</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	Net. Y (kg/cm <sup>3</sup> )
NUMERO DE GOLPES (NSPT)	# 4	# 10	# 40	# 100	# 200	Cu	Cc											N.T.N. Cota (m.s.n.m.) ± 0.05	
1.0	10	22	46	22	23	100	100	100	---	96	---	---	CL	---	11	0.67	2.06	1.88	Arcilla inorgánica de baja plasticidad
2.0	10	27	33	24	9	100	100	100	---	90	---	---	ML	---	7	0.13	2.04	1.81	Limo inorgánico de baja plasticidad
3.0	10	25	42	19	23	100	100	100	---	99	---	---	CL	---	9	0.18	2.03	1.82	Arcilla inorgánica de baja plasticidad
4.0	10	27	46	21	25	100	100	100	---	99	---	---	CL	---	8	0.21	2.07	1.83	Arcilla inorgánica de baja plasticidad
5.0	10	30	42	22	20	100	100	100	---	100	---	---	CL	---	4	0.23	1.97	1.52	Arcilla inorgánica de baja plasticidad
6.0	10	25	39	18	21	100	100	100	---	93	---	---	CL	---	---	---	---	---	Arcilla inorgánica de baja plasticidad
7.0	10	25	40	19	22	100	100	100	---	93	---	---	CL	---	---	---	---	---	Arcilla inorgánica de baja plasticidad
8.0	10	25	43	19	24	100	100	100	---	94	---	---	CL	---	---	---	---	---	Arcilla inorgánica de baja plasticidad
9.0	10	21	24	18	5	100	100	100	---	89	---	---	CL-ML	---	---	---	---	---	Arcilla limosa de baja plasticidad
10.0	10	22	57	21	36	100	100	100	---	91	---	---	CH	---	---	---	---	---	Arcilla inorgánica de alta plasticidad
11.0	10	24	46	20	28	100	100	100	---	89	---	---	CL	---	---	---	---	---	Arcilla inorgánica de baja plasticidad
12.0	10	22	40	19	20	100	100	100	---	86	---	---	CL	---	---	---	---	---	Arcilla inorgánica de baja plasticidad
13.0	10	20	31	17	14	100	100	100	---	74	---	---	CL	---	---	---	---	---	Arcilla inorgánica de baja plasticidad
14.0	10	19	28	16	12	100	100	100	---	59	---	---	CL	---	---	---	---	---	Arcilla inorgánica de baja plasticidad
15.0	10	19	---	---	---	100	100	100	---	14	---	---	SM	---	---	---	---	---	Arena limosa

Fig. 11: Perfil de SPT típico del área en estudio (fuente: Consultor Ing. M.Sc. Dante R. Bosch)



### 2.2.1.1.2 Ensayos y estudios de laboratorio

Mediante la ejecución de ensayos normalizados de laboratorio se determinó, sobre cada muestra recolectada en campo, la humedad natural, el límite líquido, el límite plástico y el tamaño de las partículas.

Con los resultados obtenidos anteriormente, se clasificaron las muestras de suelo mediante el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos).

### 2.2.2 Estratigrafía

La estratigrafía del área en estudio se caracteriza en forma general por la presencia de suelos arcillosos y limosos en los primeros dos a tres metros de profundidad, que clasifican según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.) como CL, CH y ML. Luego se suceden intercalaciones de mantos arcillosos, arenas limosas y limos arcillosos, que clasifican según el SUCS como CL, CL-ML, ML y SM.

Los primeros metros de suelos arcillosos y limo-arcillosos son de consistencia medianamente compacta a compacta. Los mantos de arenas limosas son de densidad muy heterogénea, variando desde sueltas hasta medianamente densas.

De acuerdo a los antecedentes revisados, no se detectaron suelos de comportamiento especiales como ser suelos colapsibles, expansivos ni dispersivos.

El nivel freático se encuentra muy superficial, a unos pocos metros de profundidad y llegando en algunos casos a ser detectado a tan solo 0,60 m bajo el terreno natural. Además, este nivel puede variar estacionalmente.

### 2.2.3 Comentarios y recomendaciones

Se intentaron localizar estudios de suelos en la zona del proyecto, indagando en los archivos de la Dirección Nacional de Vialidad, Facultad de Ingeniería de la UNNE y consultoras privadas; no pudiendo encontrar ensayos a la profundidad necesaria, se procedió a tomar un perfil tipo de suelo, característico de la ciudad de Sáenz Peña, a partir de un ensayo SPT a una profundidad de 15 m realizado por el Ing. M.Sc. Dante R. Bosch (2.018).

Esto si bien puede no ser lo más adecuado, es la mejor información con la que se cuenta, ya que los demás ensayos que se pudieron obtener fueron realizados a poca profundidad; de igual manera cabe mencionar que, según diversos ensayos recopilados en toda la superficie de la ciudad, la estratigrafía general no se aleja mucho de lo observado en el perfil tipo usado para caracterizar el suelo de fundación para la estructura del puente. Por todo lo dicho, se considera satisfactorio el estudio para el nivel de anteproyecto.



Por otra parte, es de suma importancia que se realicen los ensayos pertinentes en la zona de emplazamiento de la obra y a una profundidad adecuada a los fines del proyecto.

#### **2.2.4 Reconocimiento del terreno**

Los muros de contención son estructuras que entrañan cierto riesgo de rotura por fallo del terreno, por lo que suelen exigir un reconocimiento detallado del cimiento y del material a utilizar en su trasdós.

El reconocimiento geotécnico del cimiento de los mismos debe realizarse con ayuda de la cartografía geológica, en primera instancia, y luego mediante un reconocimiento de detalle de la zona de apoyo. Este último reconocimiento debe explorar el cimiento hasta una profundidad igual o superior a la altura prevista del muro, salvo que a menor profundidad se compruebe la existencia de roca sana.

Para estudiar y definir la cimentación de los muros de contención, es recomendable realizar los reconocimientos geotécnicos según perfiles transversales al muro. En esos perfiles, se debe explorar el terreno por delante, debajo y detrás del muro para poder preparar las secciones de verificación adecuadamente.

Es conveniente investigar el perfil correspondiente a la mayor altura de muro y otros perfiles representativos. El número de perfiles a reconocer en detalle será, como mínimo, tres si el muro es de menos de 50 m de longitud y debe incrementarse en un perfil más por cada 20m de longitud adicionales.

##### **2.2.4.1 Sondeos**

Los lineamientos mínimos de sondeos, según AASHTO son los siguientes:

- Los sondeos deben realizarse a intervalos mínimos de 30 m a lo largo del alineamiento de la estructura de suelo reforzado
- La profundidad de los sondeos depende de las características del subsuelo. Se recomienda determinar la profundidad a la cual aparece el suelo duro y los espesores y características de los suelos sueltos o blandos.
- En cada perforación deben tomarse muestras cada 1,5 m.
- Se puede utilizar resistencias tanto SPT como CPT.

##### **2.2.4.2 Ensayos de laboratorio**

Se recomienda realizar ensayos de inspección visual y clasificación, resistencia al corte por medio de ensayos de compresión no confinada, corte directo o triaxial.

Se le debe dar mucha significancia a la distribución granulométrica y a la plasticidad. Además, se debe investigar el comportamiento de los suelos a la compactación, de acuerdo a AASHTO T 99 o T 180.



Para la determinación de asentamientos es muy importante conocer el coeficiente de consolidación  $C_c$ , conjuntamente con una aproximación del índice de compresión  $C_v$ ; por tanto, también se recomiendan ensayos de consolidación.

Para determinar la agresividad potencial de los suelos de relleno se deben realizar ensayos de pH, resistividad eléctrica y contenido de sales, incluyendo sulfatos y cloruros.

### 2.2.5 Materiales para el relleno

Los muros de tierra estabilizada mecánicamente necesitan rellenos con materiales de gran durabilidad, buen drenaje y facilidad de construcción, así como de muy buena interacción de resistencia con el refuerzo. La fricción del material es la característica más importante requerida.

La AASHTO recomienda utilizar materiales 100% granulares, pero cuando no se dispone de materiales de grava o arena se utilizan suelos mixtos (gravas o arenas arcillosas o limosas, o suelos residuales), en estos casos se debe tener especial cuidado, teniendo en cuenta la importante reducción de capacidad al arrancamiento en los suelos arcillosos, cuando son saturados (Elias y Swanson, 1983).

El PH del relleno en el caso de tierra armada con refuerzo metálico debe ser superior a seis para impedir la corrosión acelerada del acero, y debe compactarse a una densidad tal que garantice la estabilidad del relleno en cuanto a resistencia y compresibilidad. Comúnmente se exigen densidades superiores al 95% de la densidad máxima Proctor Modificado.

Tabla 1: Especificaciones para rellenos de tierra armada (fuente: Geotechnical Control Office, 1.989)

Requisito	Relleno de Material Friccionante	Relleno de Material Cohesivo
Tamaño máximo	150 mm	150 mm
% Pasantes 1/2"	$\geq 25\%$	-
% Pasantes tamiz #30	$\geq 8\%$	-
% Pasantes tamiz #200	0 – 10%	10 – 80%
% menor de 2 micrones	-	0 – 10%
Límite líquido	-	$\leq 45$
Índice plástico	-	$\leq 20$



### 3 Análisis De Tránsito

Dentro de este capítulo se estudiarán los datos de tránsito, lo cual ayuda a determinar el volumen y composición de este, tránsito que será el beneficiario directo de la concreción de este proyecto.

Obtener esta información es importante para poder cuantificar luego los beneficios socio-económicos que tendrá el proyecto durante su vida útil, además esta información servirá como base para el diseño del paquete estructural del camino a materializar en el tramo.

Por otro lado, también se expondrán las principales características del tránsito ferroviario dentro de la región.

#### 3.1 Estudio De Tránsito Automotor

Para poder realizar un análisis del tránsito automotor debemos estudiar como primer paso el tránsito medio diario anual (TMDA). Este representa la cantidad en promedio de vehículos que circulan en un día para un determinado año (SGE y PDNV – EICAM, 2.010), como también su clasificación. Obtener este valor nos permitirá diseñar el paquete estructural que necesitaremos para la obra proyectada, tanto para el terraplén de tierra armada, como para el puente carretero.

Para la caracterización del Tránsito Medio Diario Anual (TMDA) se utilizó el tramo de la RN N°95 que está limitado por la intersección con la RP N°6 (P. 1.054,58) y la intersección con la RN N°16 (P. 1.111,48).

Para diseñar el paquete estructural tenemos que tener en cuenta que este debe satisfacer las necesidades de los usuarios a lo largo de toda su vida útil, por lo que el TMDA debe ser el proyectado para el final de la vida útil de la estructura, el cual se prevé que será mayor al TMDA presente.

Entonces, para obtener el TMDA futuro debemos proyectar el TMDA actual a través de la aplicación de una tasa de crecimiento, que tendrá las siguientes variables:

- Población
- Producción
- Consumo de combustible
- Parque automotor
- TMDA

Esta tasa de crecimiento  $r$  será obtenida entonces, a través de la siguiente expresión:

$$r_i = \left( \frac{D_f}{D_o} \right)^{\frac{1}{n}} - 1$$



Donde:

$D_f$ : valor final de la serie

$D_o$ : valor inicial de la serie

$n$ : amplitud de la serie

Cabe mencionar que para tener un mismo criterio de comparación de la tasa de crecimiento de todos los parámetros antes mencionados debemos tomar una misma amplitud de la serie, ya que de no ser así estamos variando el exponente de la relación de valores. A mayor amplitud, menor tasa de crecimiento para igual relación. En nuestro caso, como para la tasa de crecimiento poblacional los últimos datos disponibles son los del censo del año 2.010, y el censo anterior a este fue el del 2.001, se tiene que la amplitud  $n$  que consideraremos para todas las series será de  $n=9$ .

Por otro lado, para obtener datos concordantes al desarrollo del país se deben de utilizar los datos más actuales posibles. Esto, actualmente no es algo que provea tasas de crecimiento coherentes a largo plazo, ya que durante los últimos años el desarrollo del país se vio imposibilitado debido primero, al estancamiento económico que se dio a partir del año 2.018, y luego, a la pandemia de COVID-19, registrándose valores mucho menores a la tendencia que se venía dando hasta el año antes citado. Por lo tanto, los datos que utilizaremos serán hasta el período 2.017-2.018.

### 3.1.1 Población

Sobre una serie histórica poblacional se determinará un  $r_p$ :

$$r_p = \left( \frac{P_f}{P_o} \right)^{\frac{1}{n}} - 1$$

Donde:

$P_f$ : valor final de población de la serie

$P_o$ : valor inicial de población de la serie

$n$ : número de años de la serie

Para estudiar la tasa de crecimiento poblacional pondremos el foco en observar cómo creció el departamento Comandante Fernández, al cual pertenece la ciudad de Sáenz Peña. Si bien el emplazamiento de la obra será útil para todas las localidades a lo largo de los cuales transcurre la RN N°95, nuestra obra será principalmente beneficiosa para la ciudad antes mencionada, ya que el proyecto forma parte de un mejoramiento de la travesía urbana. Como se mencionó, no se puede afirmar que esta



será la única población directamente afectada por el proyecto, pero esta es una buena aproximación para los fines del estudio.

Se tiene entonces, que en el año 2.001 la población del departamento de Comandante Fernández era de 88.164 personas, mientras que en el censo del año 2.010 ésta aumentó a un valor de 96.944 habitantes, por lo cual reemplazando en la ecuación anterior se obtiene una tasa de crecimiento de:

$$r_p = \left( \frac{96.944}{88.164} \right)^{\frac{1}{9}} - 1 = 1,06\%$$

### 3.1.2 Producción

El motor de la economía de la provincia del Chaco desde sus inicios fue la agricultura, principalmente el cultivo y procesamiento del algodón; dicha actividad fue disminuyendo fuertemente a fines de la década del 90, produciéndose una mutación, donde se pasó a la explotación de recursos forestales, ganadería y granos (maíz, trigo, soja, sorgo, girasol, entre otros).

También existen otras industrias que han surgido en los últimos años y que están en proceso de crecimiento como ser: metalúrgica, textil, química, alimentación y forestal.

La economía saenzpeñense se basa en la explotación y procesamiento de los productos agropecuarios de la zona, destacándose el cultivo del algodón y la soja.

Dentro de la zona en estudio, se ubica el Parque Industrial Centrochaqueño de Presidencia Roque Sáenz Peña, que comenzó a construirse en el año 2009, e inaugurado oficialmente en septiembre de 2011 y se encuentra sobre Ruta Nacional 16 km 172 (a 3 km de la intersección con la Ruta Nacional 95), con una superficie de 129,5 hectáreas.

Como el proyecto a construirse afectará directamente a dicho parque el crecimiento que pueda llegar a tener dicho sector productivo tendrá una gran preponderancia sobre los demás sectores antes mencionados.

Sobre una serie histórica de la producción de la zona de obra, se determinará una tasa  $r_{PRO}$ :

$$r_{PRO} = \left( \frac{PRO_f}{PRO_o} \right)^{\frac{1}{n}} - 1$$

Donde:

$PRO_f$ : valor final de producción de la serie

$PRO_o$ : valor inicial de producción de la serie



n: número de años de la serie

Para obtener la tasa de crecimiento de la producción clasificaremos a la producción de la provincia del Chaco en tres grupos productivos: agricultura, forestal y ganadera. Se calcularán las tasas de crecimiento individuales para cada uno y luego se realizará un promedio ponderado entre estos:

### 3.1.3 Producción agrícola

En la Tabla 2 se muestra la evolución de la producción agrícola total de la provincia del Chaco, teniendo en cuenta los principales cultivos antes mencionados.

Tabla 2: Producción agrícola

Año	Producción [Tn]
2.008	1.290.053
2.009	2.727.170
2.010	3.692.082
2.011	1.567.025
2.012	1.919.654
2.013	3.643.811
2.014	2.667.220
2.015	3.389.269
2.016	4.559.984
2.017	3.975.995

$$r_{agr} = \left( \frac{3.975.995}{1.290.053} \right)^{\frac{1}{9}} - 1 = 13,32\%$$

### 3.1.4 Producción forestal

En la



Tabla 3 se detalla la evolución de la producción forestal primaria, siendo esta la conjunción de sus diferentes componentes: leña, postes, rollizos y rollos. Dicha información es suministrada por la Dirección de Bosques perteneciente al Ministerio de Producción, Industria y Empleo de la provincia de Chaco.



Tabla 3: Producción forestal

Año	Producción [tn]
2.012	1.152.543
2.013	1.078.235
2.014	1.009.511
2.015	1.121.184
2.016	1.142.351
2.017	1.108.770
2.018	1.137.310
2.019	1.019.377
2.020	1.054.453
2.021	1.151.135

$$r_{for} = \left( \frac{1.151.135}{1.152.543} \right)^{\frac{1}{9}} - 1 = -0,01\%$$

### 3.1.5 Producción ganadera

En la Tabla 4 se detalla la evolución de cantidad de cabezas de ganado de la provincia del Chaco a través de los años cuya información es extraída del Servicio Nacional de Sanidad y Calidad Agroalimentaria (SENASA).

Tabla 4: Producción ganadera

Año	Cabeza de bovinos
2.009	2.319.000
2.010	2.274.601
2.011	2.561.037
2.012	2.635.232
2.013	2.560.872
2.014	2.496.565
2.015	2.559.786
2.016	2.598.970
2.017	2.587.466
2.018	2.576.376



$$r_{gan} = \left( \frac{2.576.376}{2.319.000} \right)^{\frac{1}{9}} - 1 = 1,18\%$$

Entonces, para obtener la tasa de crecimiento de la producción realizamos el siguiente promedio ponderado, donde le damos mayor peso a la producción agrícola, ya que es la mayor fuente de ingresos de la provincia. (Tabla 5)

Tabla 5: Tasa de crecimiento productivo

Producción	Tasa de crecimiento	Ponderación	Tasas Ponderadas
Agrícola	13,32%	40%	5,33%
Forestal	-0,01%	30%	-0,00%
Ganadera	1,18%	30%	0,35%
Tasa de crecimiento productivo			5,68%

Se tomará entonces una tasa de crecimiento productivo  $r_{PRO}=5,68\%$

### 3.1.6 Consumo de combustible

La información que se presenta en la Tabla 6 corresponde al consumo de combustible de la provincia del Chaco, específicamente del consumo de Nafta (grado 1, 2 y 3) y Gas Oil (grado 1, 2 y 3), con datos son extraídos de la secretaría de Energía de la Nación, donde se enuncian los consumos anuales en  $m^3$ .

Tabla 6: Consumo de combustibles

Año	Gas oil [m3]	Nafta [m3]	Total [m3]
2.008	261.717	110.447	372.164
2.009	239.692	122.594	362.286
2.010	295.643	121.989	417.632
2.011	304.239	136.675	440.914
2.012	270.292	150.365	420.657
2.013	267.092	158.262	425.354
2.014	257.372	159.785	417.157
2.015	271.667	169.644	441.311
2.016	262.610	174.195	436.805
2.017	296.919	194.794	491.713



Se obtiene así una tasa de:

$$r_c = \left(\frac{491.713}{372.164}\right)^{\frac{1}{9}} - 1 = 3,14\%$$

### 3.1.7 Parque automotor

Se detalla en la Tabla 7 los patentamientos de autos en términos anuales para la provincia del Chaco. Todos los datos son extraídos de la Dirección Nacional de Registro del Automotor y Créditos Prendarios (DNRPA).

Tabla 7: Parque automotor

Año	Patentamientos
2.009	9.772
2.010	9.658
2.011	14.358
2.012	13.997
2.013	15.851
2.014	12.816
2.015	13.886
2.016	15.424
2.017	21.080
2.018	19.202

Por lo que la tasa de crecimiento es de:

$$r_{pa} = \left(\frac{19.202}{9.772}\right)^{\frac{1}{9}} - 1 = 7,79\%$$

### 3.1.8 Tránsito Medio Diario Anual (TMDA)

Para la determinación de los valores del TMDA los datos aportados por la estación permanente ubicada en la RN N°95 en el tramo dado entre la intersección de la RN N°95 con la RP N°6 (P. 1.054,58) y la intersección de la RN N°95 con la RN N°16 (P. 1.111,48), datos que se vuelcan en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.:**



Tabla 8: TMDA

Año	TMDA [veh/día]
2.008	1.499
2.009	1.521
2.010	1.738
2.011	2.051
2.012	1.854
2.013	1.888
2.014	1.824
2.015	1.988
2.016	2.009
2.017	1.960

La tasa de crecimiento será:

$$r_{TMDA} = \left( \frac{1.960}{1.499} \right)^{\frac{1}{9}} - 1 = 3,02\%$$

### 3.1.9 Tasa de crecimiento de diseño

Determinadas así las distintas tasas de crecimiento, se procede a realizar una ponderación de dichos parámetros. En la Tabla 9 se puede observar los factores de ponderación para cada tasa calculada, en base a recomendaciones dadas por la Dirección Nacional de Vialidad.

Tabla 9: Tasa de crecimiento del proyecto

Parámetro	Tasa de crecimiento individual	Ponderación	Parámetro ponderado
Población	1,06%	10%	0,11%
Producción	5,68%	10%	0,57%
Combustible	3,14%	15%	0,47%
Parque Automotor	7,79%	15%	1,17%
TMDA	3,02%	50%	1,51%
	Tasa de crecimiento		3,82%

Se adopta entonces una tasa de crecimiento de  $r=3,82\%$  para el proyecto.



### 3.2 Tránsito actual

Reiterando lo enunciado previamente, el valor del TMDA a utilizar será previo a la pandemia y la caída de la producción nacional, lo que afecta al tránsito circulante sobre las rutas nacionales, por lo que el año de inicio para el estudio del tránsito será el del año 2.017. Este año presenta un TMDA de 1.960 vehículos por día.

Por otro lado, como el tramo en cuestión forma parte de la travesía urbana se debe considerar un aumento del tránsito en esta zona, incrementando así el valor presentado anteriormente en 25%. El TMDA será entonces de 2.450 vehículos por día.

Debido a que se trabaja con un dato de tránsito de cierta antigüedad, y considerando que existirá un crecimiento constante en el desarrollo del país, se debe extrapolar este dato de TMDA al año en el cual se realizará la construcción de la obra. Se supone que esto será en el año 2.024. Para realizar la extrapolación del TMDA se utilizará la tasa de crecimiento calculada previamente, de valor igual a 3,82%.

$$TMDA_i = TMDA_0 \times (1 + r)^n$$

Donde:

r= tasa de crecimiento;

n= años comprendidos entre el TMDA disponible hasta el TMDA proyectado.

$$TMDA_i = 2.450 \times (1 + 0,0382)^4 = 3.185 \frac{veh}{día}$$

Entonces, el tránsito medio diario anual para el año 2.024 será de 3.185 vehículos por día.

### 3.3 Proyección del tránsito

Para estimar el TMDA futuro se aplicó la tasa de crecimiento calculada (r=3,82%). Considerando una vida útil de 20 años a partir de la puesta en servicio estimado, se calcula el TMDA para el año 2.044, cumpliendo en ese momento el tiempo de servicio presupuesto.

$$TMDA_f = TMDA_i \times (1 + r)^n = 3.185 \times (1 + 0,0382)^{20} = 6.741 \frac{veh}{día}$$

Por tanto, al cumplirse la vida útil del paquete estructural en el año 2.044, el tramo del proyecto tendrá un tránsito diario anual de 6.741 vehículos por día.

### 3.4 Tránsito de diseño

Para calcular el tránsito medio diario anual de diseño se debe de promediar los TMDA inicial y final proyectado; esto genera la superficie de un rectángulo, de igual magnitud a la del trapecio



formado por los  $TMDA_i$ ,  $TMDA_f$  y la vida útil. Esta superficie representa la sumatoria de los vehículos que transitarán durante la vida en servicio (Fig. 122).

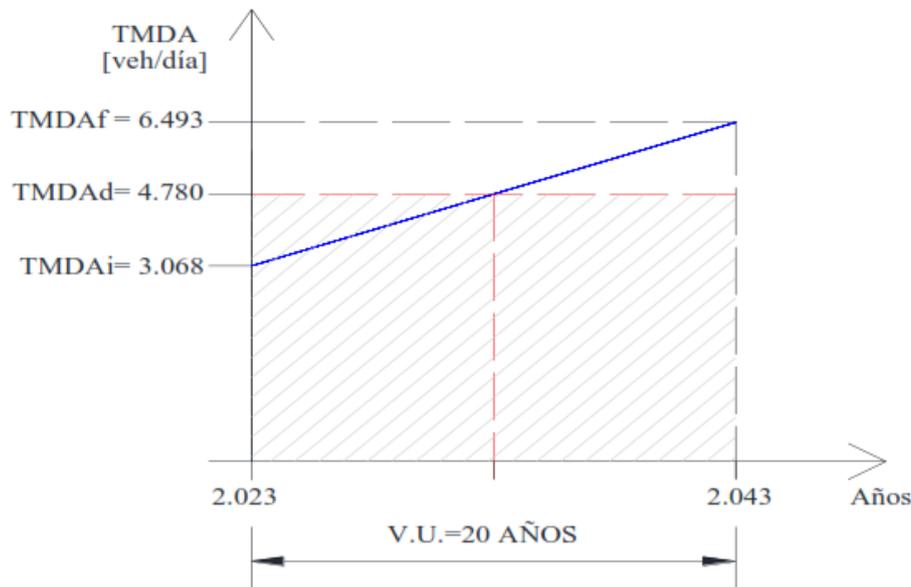


Fig. 12: TMDA de diseño (fuente: elaboración propia)

$$TMDA_{diseño} = \frac{TMDA_i + TMDA_f}{2} = \frac{3.068 + 6.493}{2} = 4.780 \frac{veh}{día}$$

Tomando un tiempo medio entre los años de vida útil del tramo en estudio, se define un tránsito medio diario anual de diseño de 4.780 vehículos por día, que será utilizado luego para el cálculo de la carga de ejes equivalentes ESALs para el diseño estructural de la calzada.

### 3.5 Transito Ferroviario

La línea ferroviaria que circula dentro de la región del NEA es el Ferrocarril General Belgrano (FCGB). Esta es la más extensa de la red ferroviaria argentina.

Consta de trocha métrica, y nació con el fin de unir todos los ramales con el mismo ancho de vía luego de la nacionalización de las líneas de ferrocarriles. Recorre las provincias de Buenos Aires, Santa Fe, Córdoba, San Luis, Mendoza, San Juan, La Rioja, Catamarca, Tucumán, Santiago del Estero, Chaco, Formosa, Salta y Jujuy (Fig. 13). Cumple un rol económico clave para la producción de las provincias del noroeste y noreste del país, ya que permite transportarla hacia los principales centros de consumo y puertos.

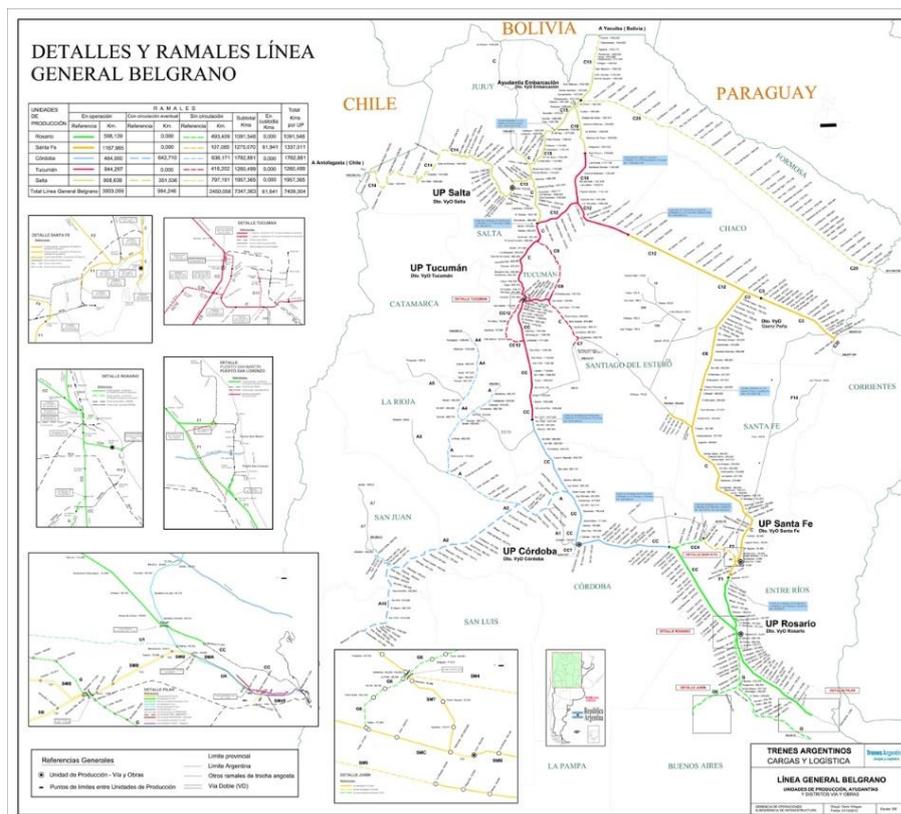


Fig. 13: Mapa red línea Belgrano (Fuente: Ministerio de Transporte)

Las cargas más importantes transportadas en la región son: cemento, madera, agua sin potabilizar, gravilla y carbón para exportación y son transportadas con una frecuencia promedio de 3 a 6 veces por semana.

Dentro de la provincia del Chaco, las locomotoras pueden traccionar su máxima capacidad (1.800tn) gracias a la escasa pendiente territorial. Para las cargas que tienen como destino a la provincia de Salta, se tienen que disminuir las mismas por efecto de la topografía, descendiendo hasta 600tn y, además, incorporando una segunda locomotora.

La carga que se puede transportar no depende de la capacidad máxima del vagón, sino que está en función del estado de las vías, pudiéndose transportar unas 14tn por eje (Ortellado, Rojas, Silvestri, 2016).



## 4 Diseño Geométrico (Cruce Ferrocarril-Autovía)

A partir de los datos analizados en los capítulos anteriores, como ser estudios de suelos y análisis de tránsito, procedemos al diseño de las distintas partes que componen el proyecto, como los terraplenes de tierra armada; el puente; y obras complementarias, dejándose expresadas las bases para su posterior cálculo.

### 4.1 Definición Del Cruce (Prog. 3+0 Y Prog. 3+1)

En la República Argentina, los diseños y proyectos de los cruces ferroviarios se encuentran regidos por las *Normas para los cruces entre caminos y vías férreas*, aprobado por la Resolución S.E.T.O.P N° 07/81; cuyas exigencias mínimas son de obligatorio cumplimiento, pudiendo, obviamente, aplicarse condiciones más seguras. Dichas normas se fundamentan en las experiencias y aplicaciones de orden universal.

#### 4.1.1 Clasificación del cruce

Para dar inicio al análisis del cruce, se debe determinar con qué tipo de cruce se está trabajando, los que se clasifican según su ubicación en:

- Cruces rurales
- Cruces urbanos

Se considera zona urbana a la que, según planos catastrales, resulte estar dividida en manzanas mínimas, cuya superficie entre calles sea de 1,5 ha o menor. (S.E.T.O.P, 1981)

Como puede observarse en los planos catastrales de la zona en estudio (Fig. 14), la superficie entre calles es menor a 1,5 ha, por lo que el cruce se clasifica como cruce urbano.

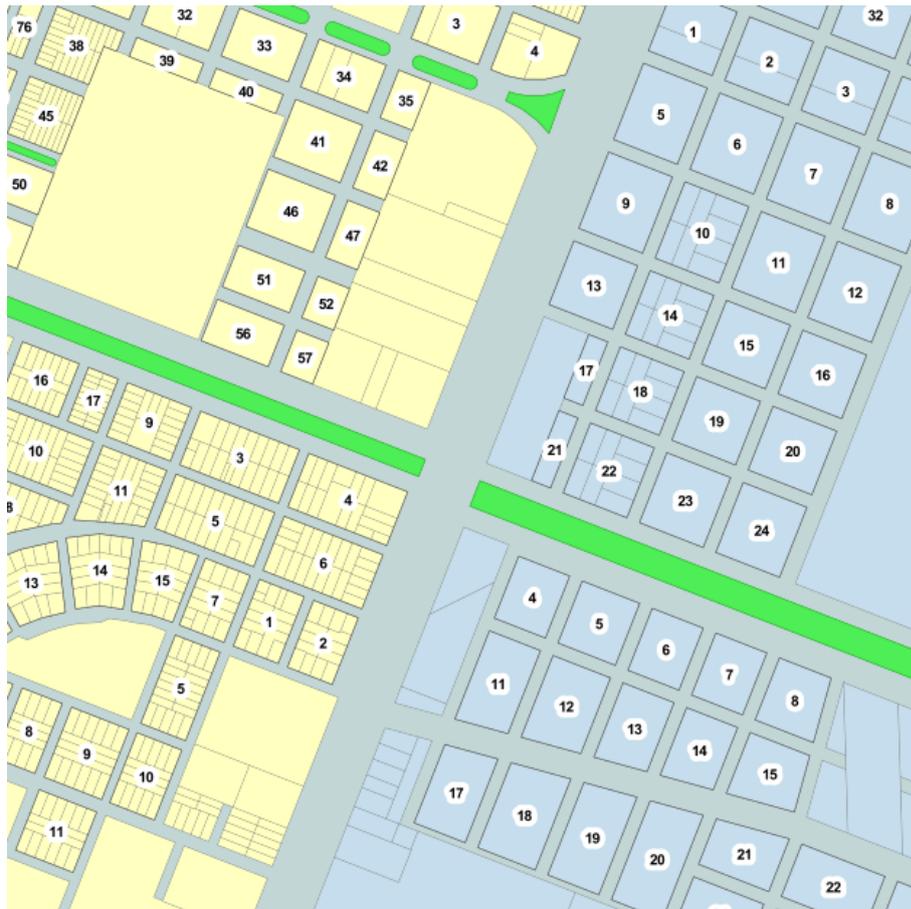


Fig. 14: Catastro Sáenz Peña (Fuente: Municipalidad de Sáenz Peña)

#### 4.1.2 Clasificación de la red vial

Una vez definida la clasificación del cruce se debe categorizar la red vial urbana de acuerdo a la siguiente nomenclatura:

- RAU: Red de Autopistas Urbanas: son aquellas con control total de accesos;
- RPU: Red Primaria Urbana: forman parte las calles y avenidas de la trama urbana, que canalizan volúmenes importantes de tránsito y que están dotadas de infraestructura para mejorar la capacidad y la velocidad media de circulación;
- RSU: Red Secundaria Urbana: corresponden a las calles que complementan a la Red Primaria Urbana.

En el proyecto en estudio, se clasifica a la red vial como RAU.

#### 4.1.3 Clasificación del ramal

Luego, se debe clasificar al ramal de ferrocarril que circulará por la vía férrea. Como se mencionó anteriormente, dentro de la región circula la línea Belgrano Cargas. De acuerdo a la S.E.T.O.P N° 07/81, en el tramo en estudio esta línea se clasifica como Red primaria Interregional (RF).



Clasificadas ambas redes, se ingresa a la Tabla 10, donde se observa que la solución adecuada para el cruce es efectivamente un paso a distinto nivel (DN).

Tabla 10: Solución de cruces urbanos (Fuente: S.E.T.O.P N° 07/81)

CLASIFICACION DE LAS REDES (VER CAPITULO 5.2)		TRANSITO VIAL			
		VEHICULOS/DIA > 400		VEHICULOS/DIA ≤ 400	
FERROVIARIA	URBANA	VISIBILIDAD SUFICIENTE	VISIBILIDAD INSUFICIENTE	VISIBILIDAD SUFICIENTE	VISIBILIDAD INSUFICIENTE
RMP	RAU	DN	DN	DN	DN
	RPU	DN - AC	DN - AC	DN - AC	DN - AC
	RSU	DN - AC	DN - AC	DN - AC	DN - AC
RTR 1	RAU	DN	DN	DN	DN
	RPU	DN - AC	DN - AC	AC	AC
	RSU	AC	AC	AC	AC
RTR 2	RAU	DN	DN	DN	DN
	RPU	DN - AC	DN - AC	AC	AC
	RSU	AC	AC	PA	AC
RF 1	RAU	DN	DN	DN	DN
	RPU	DN - AC	DN - AC	PA	AC
	RSU	PA	AC	PA	AC
RF 2	RAU	DN	DN	DN	DN
	RPU	AC	AC	PA	AC
	RSU	PA	AC	PA	AC
RTD	RAU	DN	DN	DN	DN
	RPU	PA	AC	PA	PA
	RSU	PA	PA	PA	PA

#### 4.1.4 Diseño del cruce a distinto nivel

El diseño de los cruces a distinto nivel se centra en las cuestiones geométricas (fundamentalmente las pendientes de las vías y las calzadas, así como los gálibos de los elementos involucrados), y las resoluciones de las estructuras comprendidas en el sector.

Como pautas de diseño obligatorias para todos los cruces nuevos se debe cumplir que:

- los cruces a distinto nivel mantendrán la misma cantidad de vías férreas preexistentes en el lugar y contemplarán la instalación de otras nuevas cuyo proyecto ya estuviere aprobado;
- las calzadas viales tendrán la misma cantidad de carriles de circulación que en los tramos precedentes y posteriores al cruce en distinto nivel;
- cuando el trazado de la calle urbana a cruzarse en distinto nivel, incluyera el servicio de calzadas colectoras, estas últimas deberán salvar las vías también en distinto nivel, o empalmarse inmediatamente antes del cruce, o derivarse para unión entre ellas antes de la propiedad



ferroviaria, o interrumpirse antes de dicho límite, pero en ningún caso los cruces de tales calzadas colectoras serán considerados como independientes del camino principal;

- cuando se trate de un cruce de alto nivel (calzada vial cruzando por sobre el ferrocarril), deberá dejarse como mínimo una altura libre sobre las vías, según se indica en la tabla de la Fig. 15;

a (m)	h (m)	
	Trocha ancha (1,676 m.) y media (1,435)	Trocha angosta (1,00 m.)
$a \leq 5$	5,41	5,01
$5 < a \leq 10$	5,43	5,03
$10 < a \leq 15$	5,45	5,05
$15 < a \leq 20$	5,49	5,09
$20 < a \leq 25$	5,54	5,14
$25 < a \leq 30$	5,59	5,19
$30 < a \leq 35$	5,67	5,27
$35 < a \leq 40$	5,75	5,35
$40 < a \leq 45$	5,84	5,44

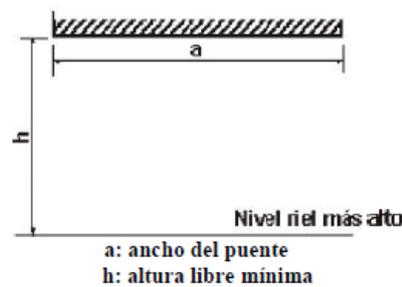


Fig. 15: Altura libre mínima para cruces en alto nivel (Fuente: S.E.T.O.P N° 07/81)

- en correspondencia con lo señalado precedentemente, deberá dejarse una distancia libre mínima entre el borde interno del paramento y el eje de vía más próximo a aquel, según se indica en la Tabla 11, y el esquema de la Fig. 16, respetando los edificios e instalaciones del ferrocarril o terceros existentes en el lugar.



Tabla 11: Luz libre mínima para cruces en alto nivel (fuente: S.E.T.O.P N° 07/81)

Medida "A" según radio de curvatura			Medida "L" según peralte			
A (m)	R (m)		P (mm)	L (m)		
	Trocha ancha (1,676 m) y media (1,435 m)	Trocha angosta (1,00 m.)		Trocha ancha (1,676 m)	Trocha media (1,435 m)	Trocha angosta (1,00 m.)
1,90	-	R>1.500	P = 0	0,00	0,00	0,00
1,92	-	R = 1.500	0<P<15	0,05	0,05	0,06
1,94	-	1.500>R>750	15<P<30	0,10	0,10	0,12
1,96	-	750>R>500	30<P<45	0,14	0,14	0,19
1,98	-	500>R>400	45<P<60	0,19	0,19	0,25
2,00	-	400>R>300	60<P<75	0,24	0,24	0,31
2,05	-	300>R>200	75<P<90	0,28	0,28	0,37
2,10	R > 1.500	200>R>150	90<P<105	0,33	0,33	0,43
2,13	R = 1.500	-	105<P<120	0,38	0,38	0,45
2,15	1.500>R>900	-	120<P<135	0,42	0,42	-
2,17	900>R>650	-	135<P<150	0,47	0,47	-
2,19	650>R>500	-	150<P<165	0,50	0,50	-
2,20	500>R>450	150>R>100	165<P<180	-	-	-
2,21	450>R>350	-	180<P<190	-	-	-
2,23	400>R>350	-				
2,25	350>R>300	-				
2,28	300>R>250	-				
2,32	250>R>200	-				
2,39	200>R>150	-				
2,54	150>R>100	-				

De acuerdo a lo señalado previamente, la altura libre mínima del proyecto será de 5,05m (Fig. 15), cota que deberá alcanzar el terraplén de suelo armado; y según la Fig. 16 y la Tabla 11, el valor de d mín será:

$$d_{\text{mín}} = 1,9\text{m} + 0 + 0,8\text{m} = 2,7\text{m}$$

El valor de "x" (entre ejes) se obtiene de la superposición de los gálibos mínimos para la trocha en cuestión, dándonos un valor de x=3.80m. (Fig. 17)

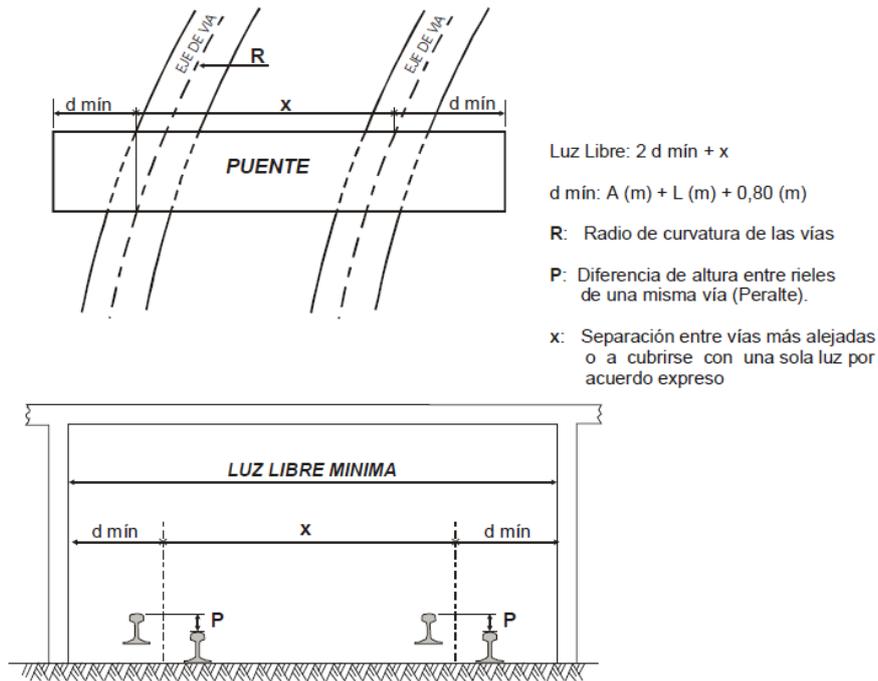


Fig. 16: Luz libre mínima para cruces en alto nivel (fuente: S.E.T.O.P N° 07/81)

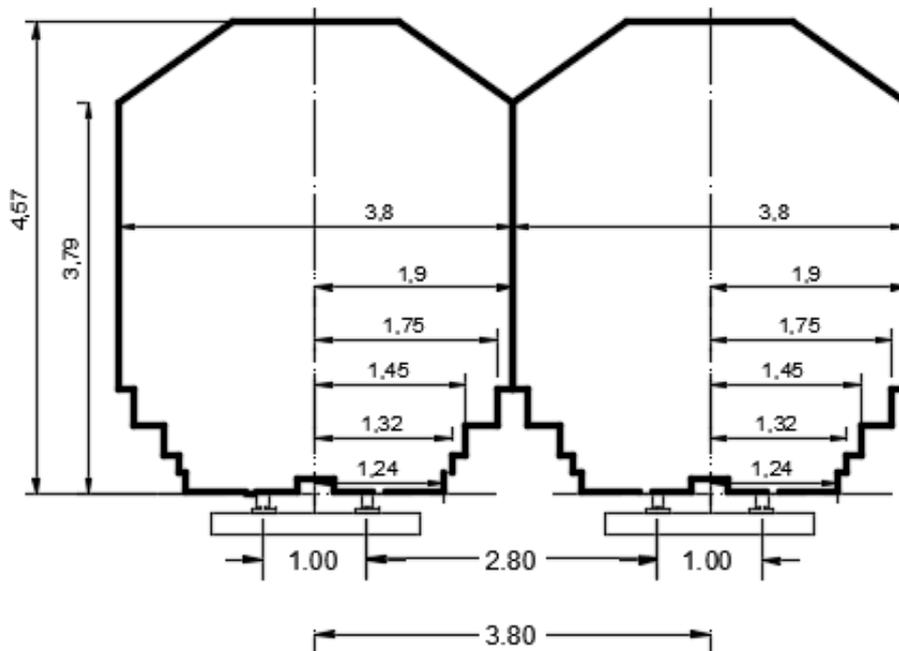


Fig. 17: Gálibo mínimo

A partir de estos datos podemos inferir la luz libre mínima, la cual es de:

$$L_{\text{mín}} = 3,80\text{m} + 2 * 2,7\text{m} = 9,2\text{m}$$

La luz libre que se adopta para el proyecto será igual a 12m.



## 4.2 Diseño de las curvas verticales

Determinada la altura de gálibo libre y las dimensiones estructurales del puente y paquete estructural, podemos conocer la cota de rasante en el paso sobre nivel. Con este dato, procedemos a calcular la secuencia de curvas verticales cóncavas y convexas necesarias para realizar la travesía sobre el puente vinculando la calzada en ambos extremos. Como se calculó anteriormente, según S.E.T.O.P. el gálibo mínimo correspondiente en este caso es de 5,05 m, pero por Normas de diseño A10 de la DNV, se indica que el gálibo mínimo a considerar sobre un cruce ferroviario es de 5,10 m, valor que satisface ambas reglamentaciones y será por tanto el adoptado para este anteproyecto.

Como velocidad directriz se adopta  $V_d = 60 \text{ km/h}$  por ser una travesía urbana y con este valor se obtienen de la Tabla 12 (Normas de diseño A10, Capítulo 3, Tabla 3.15, DNV) los parámetros DVD y  $K_{\text{básicos}}$ .

V km/h	Detención			Adelantamiento	
	DVD m	Valor $K_{\text{básico}}$ (m/%)		DVA m	$K$ (m/%)
		Convexa	Cóncava		Convexa
25	24	4	4	188	37
30	30	4	4	220	51
40	45	4	8	284	85
50	63	8	12	348	127
60	85	15	18	412	178
70	110	24	24	476	237
80	138	38	32	540	305
90	170	57	41	604	381
100	206	84	51	668	466
110	246	119	62	732	560
120	290	165	75	796	662
130	339	226	88	-	-
140	391	300	103	-	-

Tabla 12: Valores  $K$  básicos (Normas A10, Capítulo 3, DNV)

La influencia de las subidas sobre los vehículos pesados repercute no solo por la pendiente, sino que además están en juego la longitud de la misma y la relación peso/potencia de dicho vehículo. Atento a esto, por ser longitudes relativamente cortas las que se transitarán, adoptamos una pendiente de 5% para trazar las tangentes y encontrar los vértices de las curvas verticales.

Anexo al presente trabajo se adjuntan los cálculos necesarios para determinar el trazado de cada curva, obteniendo el perfil de la rasante (Fig. 18).

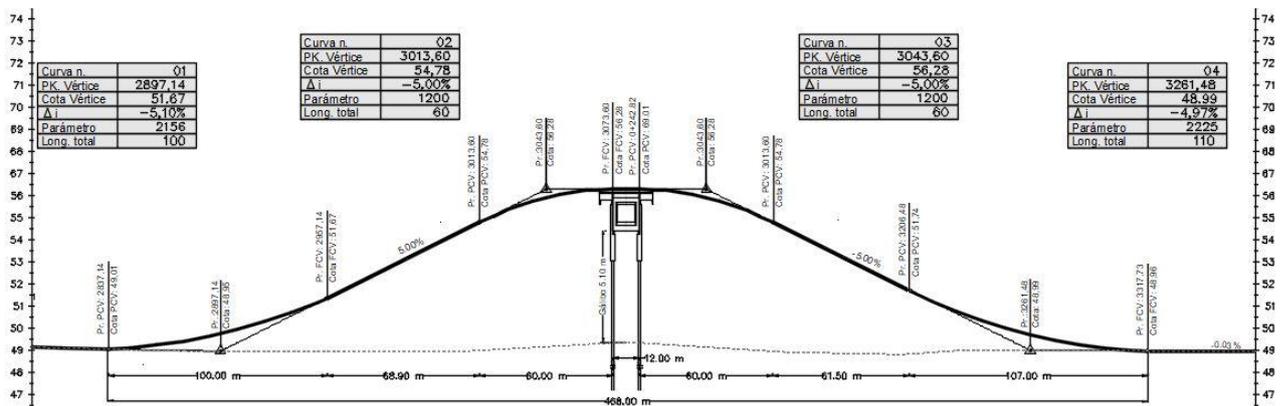


Fig. 18 Perfil de rasante con curvas verticales (Fuente: Elaboración propia)

### 4.3 Terraplén De Suelo Reforzado

Una estructura de suelo reforzado consiste en la introducción de elementos resistentes a tracción convenientemente orientados, que aumentan la resistencia del suelo y disminuyen las deformaciones del macizo. En este método, conocido como refuerzo de suelos, el comportamiento global del macizo es mejorado a costa de la transferencia de los esfuerzos para los elementos resistentes (refuerzos).

Los suelos poseen en general elevada resistencia a esfuerzos de compresión, pero baja resistencia a esfuerzos de tracción. Cuando una masa de suelo es cargada verticalmente, la misma sufre deformaciones verticales de compresión y deformaciones laterales de tracción. Con todo lo mencionado, si la masa de suelo estuviera reforzada, los movimientos laterales serían limitados por la rigidez del refuerzo. Esta restricción de deformaciones es obtenida gracias a la resistencia a tracción de los elementos de refuerzo.

#### 4.3.1 Justificativo del uso de tierra armada

Este proceso constructivo ofrece mayor flexibilidad, resistencia, rapidez de ejecución, terminación estética, y economía con relación a los muros de contención tradicionales y estribos de puentes. Esta misma flexibilidad hace que los muros puedan absorber importantes asentamientos diferenciales.

#### 4.3.2 Tipos de refuerzos y sus comportamientos

Actualmente, son varios los materiales empleados en las obras de refuerzo de suelo. Independientemente de este gran número, tales materiales se dividen en dos grupos, los cuales se diferencian entre sí por la rigidez (comportamiento tensión – deformación) de los refuerzos que los componen. Estos dos grupos son conocidos como:

- Refuerzos no extensibles: son refuerzos con flejes de acero, resistentes a la tracción horizontal;
- Extensibles:



- Malla metálica fabricada en malla hexagonal de doble torsión. Su ventaja es tener una armadura horizontal continua dentro del macizo. Además, la malla presenta una excelente interacción con el suelo adyacente.
- Refuerzos geosintéticos:
  - a) geotextiles: son productos en forma de manta, flexibles y permeables. Tienen como ventaja su facilidad de construcción y la reducción significativa de costos. Sin embargo, existe muy poca investigación sobre el uso de geotextiles para el refuerzo de muros;
  - b) geogrillas: son estructuras planas formadas por una red rectangular de elementos longitudinales y transversales conectados integralmente.

#### **4.4 Muros de tierra armada**

La tierra armada o suelo armado son muros de contención en suelo reforzado que utilizan como refuerzo los flejes de acero (no extensibles) y sus elementos sobre el lado expuesto son placas de hormigón armado, también conocidas como escamas.

Utilizan suelos predominantemente granulares como relleno. Este será el elemento y método constructivo utilizado para el proyecto en estudio.

##### **4.4.1 Materiales**

Las escamas de hormigón deben tener una resistencia a la compresión a los 28 días de 250 kg/cm<sup>2</sup>. Sus dimensiones son de 1,5 m de altura por 1,5 m de ancho, con una superficie aproximada de 2,25 m<sup>2</sup>, de espesor de 14 cm y escamas de peso de 800 kg. (Fig. 19)

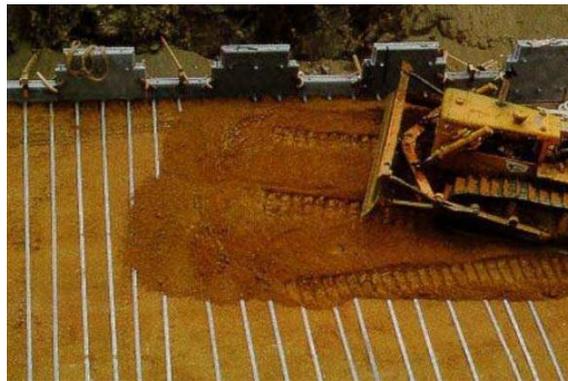


Fig. 19: Elementos en muro de tierra armada (fuente: Apunte de estructuras de contención en suelo reforzado, UNLP, 2.010)

Los flejes (refuerzos) son fabricados a partir del corte de chapas de acero, con espesor de 5-7 mm, formando elementos de ancho en torno a 5 cm. Tales elementos presentan una superficie nervurada, para mejorar la fricción en la interacción elemento metálico/suelo.

Estos elementos son sometidos al proceso de galvanización para evitar su corrosión y asegurar una larga vida útil en obra. Estos flejes poseen una resistencia a tracción de alrededor de 50 KN. (Fig. 19)

#### 4.4.2 Método constructivo

A continuación, se detallan los pasos para la construcción del terraplén de tierra armada (UNLP, 2010):

En primer lugar, es necesario excavar la caja necesaria para colocar los flejes en toda su longitud. (Fig. 20)

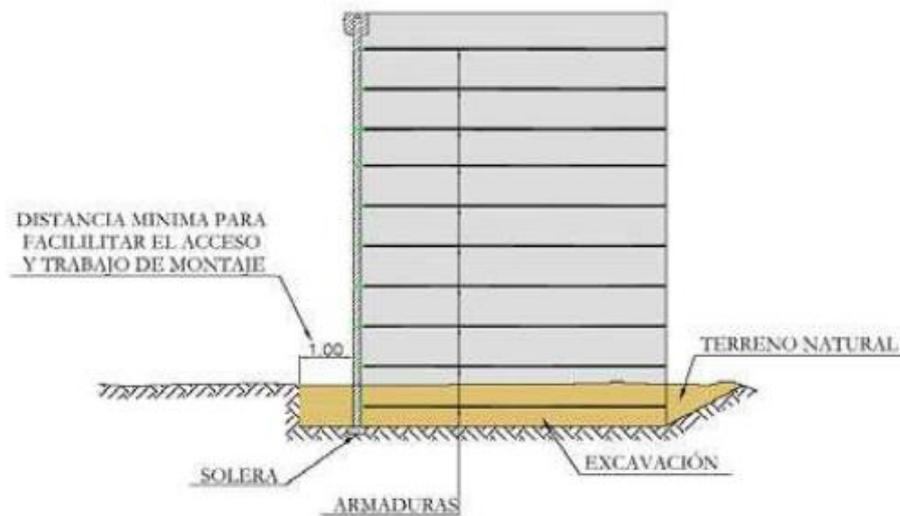


Fig. 20: Excavación de la caja (fuente: Apunte de estructuras de contención en suelo reforzado, UNLP, 2.010)

#### 4.4.2.1 Solera de reglaje

La solera de reglaje tiene como misión exclusiva obtener una superficie nivelada y lisa que facilite el apoyo y montaje de la primera fila de escamas (Fig. 21). Es fundamental que su ejecución sea extremadamente cuidadosa y con una buena horizontalidad en sentido longitudinal y transversal porque es la base de un buen montaje posterior.

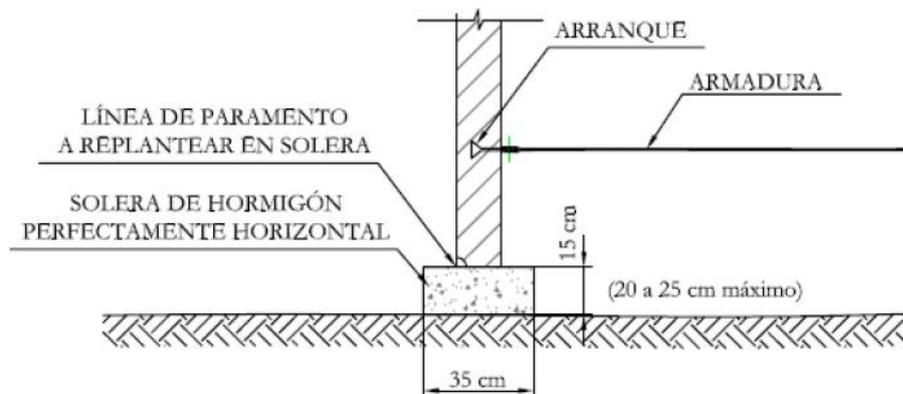


Fig. 21: Construcción de la solera de reglaje (fuente: Apunte de estructuras de contención en suelo reforzado, UNLP, 2.010)

#### 4.4.2.2 Colocación de la primera fila de escamas

Una vez marcada sobre la solera el punto inicial del replanteo longitudinal, se procede al montaje de las primeras dos medias escamas. Se comprueba la nivelación y gálibo entre las escamas (Fig. 22). El orden de colocación es:

1. Colocación de escama 1
2. Colocación de escama 2

3. Comprobación con regla de gálibo y verificación de la horizontalidad con la regla métrica

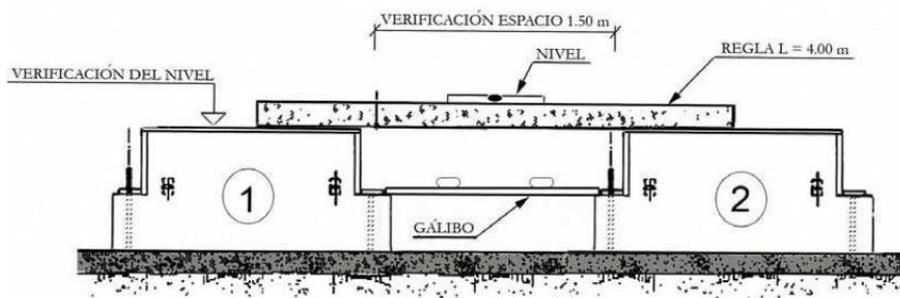


Fig. 22: Colocación de la primera fila (fuente: Apunte de estructuras de contención en suelo reforzado, UNLP, 2.010)

#### 4.4.2.3 Aplomado de las escamas

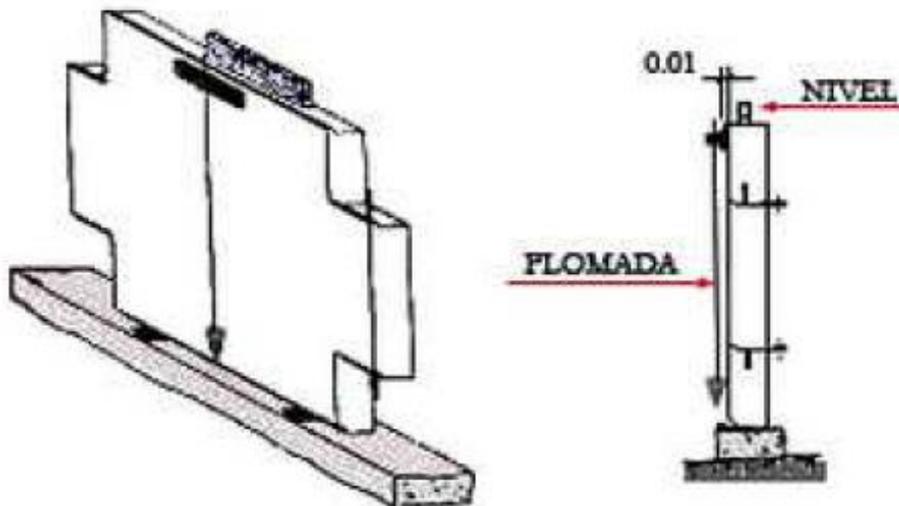


Fig. 23: Aplomado de escamas (fuente: Apunte de estructuras de contención en suelo reforzado, UNLP, 2.010)

#### 4.4.2.4 Apuntalamiento



Fig. 24: Apuntalamiento de escamas (fuente: Apunte de estructuras de contención en suelo reforzado, UNLP, 2.010)

Luego del apuntalamiento se continúa el montaje con el siguiente orden:

1. Colocación de la escama entera 3. (Fig. 25)

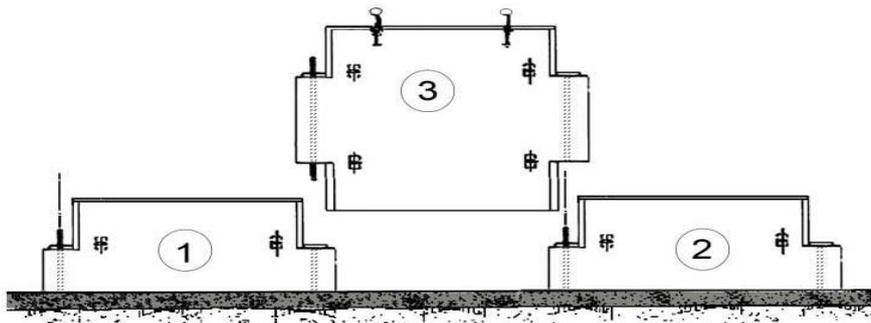


Fig. 25: Colocación de la tercer escama (fuente: Apunte de estructuras de contención en suelo reforzado, UNLP, 2.010)

2. Horizontalidad y aplomado de la escama 3 e inmediato apuntalado.
3. Verificación de las juntas horizontales.
4. Colocación de la media escama 4 con los criterios expuestos en el anterior orden.
5. Colocación de la escama 5.
6. Verificación de gálibo entre las escamas 3 y 5.
7. Horizontalidad y aplome de la escama 5 (Fig. 26)

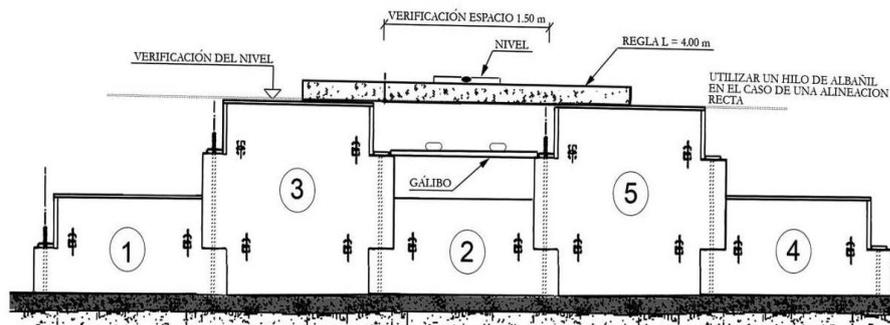


Fig. 26: Colocación de las siguientes escamas (fuente: Apunte de estructuras de contención en suelo reforzado, UNLP, 2.010)

8. Verificación de las juntas horizontales.
9. Verificación con regla y nivel de la horizontalidad
10. Apuntalamiento de la escama 5
11. Colocación por el trasdós, de las juntas verticales
12. Colocación de los gatos en la escama. (Fig. 27)

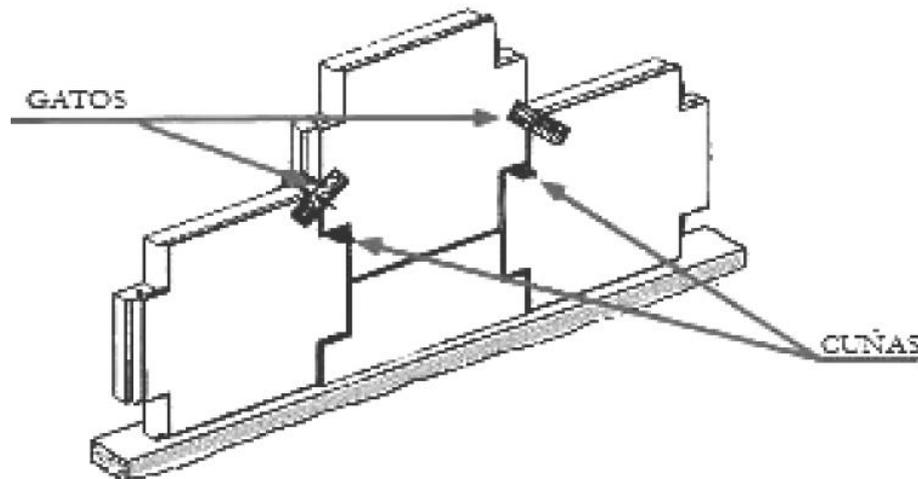


Fig. 27: Fijación de gatos en la escama (fuente: Apunte de estructuras de contención en suelo reforzado, UNLP, 2.010)

13. Repetición de las operaciones con las escamas sucesivas hasta completar la primera fila de ellas
14. Comprobación de la alineación.

#### 4.4.2.5 Terraplenado y colocación de armaduras

Una vez colocadas y apuntaladas las escamas de la primera fila y rigidizadas con los gatos necesarios, se procederá al terraplenado y compactado. (Fig. 28)

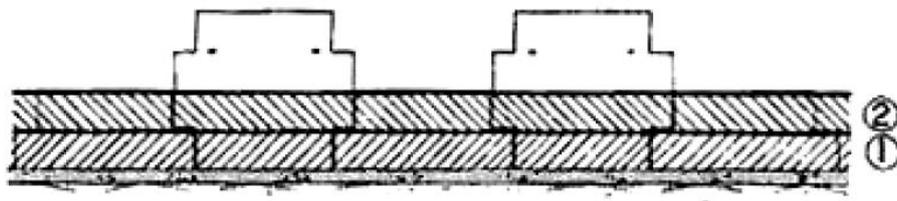


Fig. 28: Compactación del suelo (fuente: Apunte de estructuras de contención en suelo reforzado, UNLP, 2.010)

Las armaduras se colocarán perpendiculares al paramento del muro y se unen a los arranques mediante los tornillos y tuercas correspondientes.

La forma ideal para el extendido de suelos será extender, en primer lugar, en el centro del macizo armado; avanzar posteriormente hacia la zona final de las armaduras; y finalmente por franjas hacia el paramento (Fig. 29).

La humedad de las tierras, sobre todo en suelos finos, no debe superar a la óptima según el ensayo Proctor.

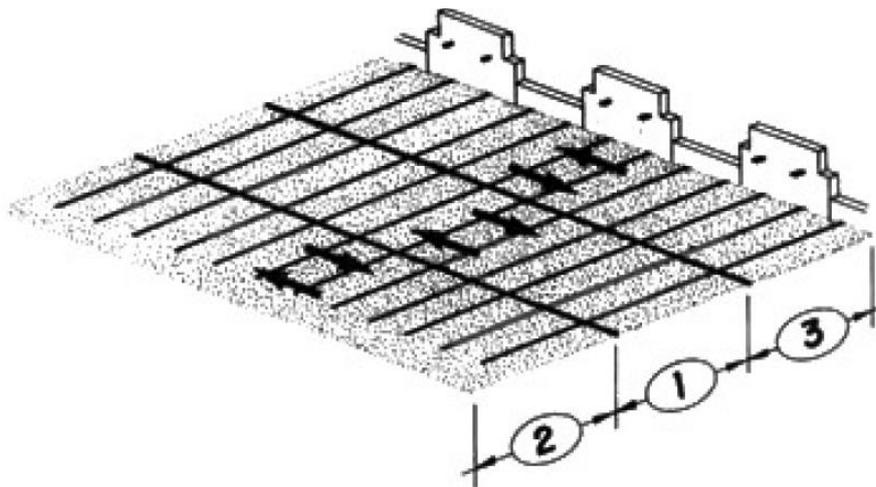


Fig. 29: Orden de compactación (fuente: Apunte de estructuras de contención en suelo reforzado, UNLP, 2.010)

#### 4.4.2.6 Colocación de la segunda y sucesiva filas de escamas

Una vez compactadas las tierras del nivel 2 se verificará de nuevo la verticalidad de las escamas enteras, comprobando si ha habido desplome como consecuencia del compactado de las tierras. (Fig. 30)

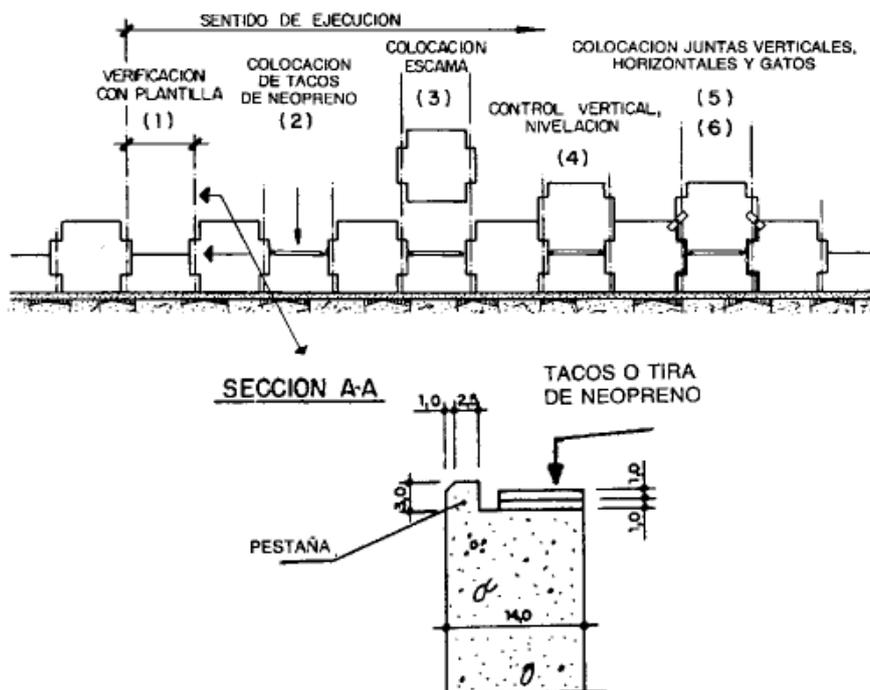


Fig. 30: Colocación y montaje de escamas (fuente: Apunte de estructuras de contención en suelo reforzado, UNLP, 2.010)

#### 4.4.2.7 Acuñado de las escamas

En los casos necesarios para nivelar y aplomar las escamas, se utilizarán cuñas de maderas.

Durante el montaje del muro, las cuñas no deben permanecer colocadas en más de tres filas, eliminando sistemáticamente las existentes en filas inferiores (Fig. 31).

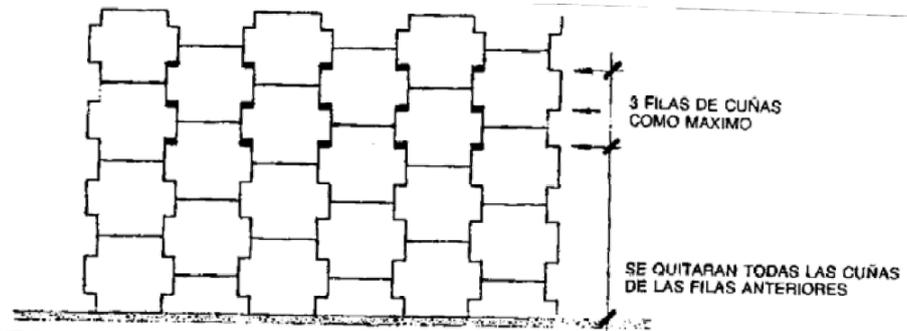


Fig. 31: Acuñado de las escamas (fuente: Apunte de estructuras de contención en suelo reforzado, UNLP, 2.010)

#### 4.4.2.8 Empotramiento de la estructura

El apuntalamiento de las escamas inferiores se puede eliminar una vez que las tongadas compactadas alcancen una altura de 1,50 m, es decir, cuando ha quedado superada la escama entera del arranque.

El comienzo del relleno del empotramiento debe hacerse cuando el macizo armado alcance los 3 m a efectos de poder aplomar la escama superior con su correspondiente inferior. (Fig. 32)

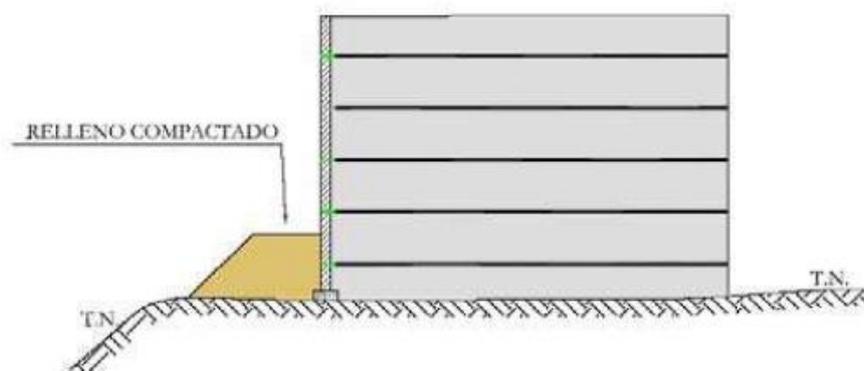


Fig. 32: Empotramiento de la estructura (fuente: Apunte de estructuras de contención en suelo reforzado, UNLP, 2.010)

## 5 Dimensionamiento del Terraplén de Suelo Reforzado

En el diseño de un muro de retención mecánicamente estabilizado (suelo reforzado) es necesario realizar dos análisis:

- Verificación de la estabilidad externa: verificación al volcamiento, deslizamiento, capacidad de carga y estabilidad global (Fig. 33);
- Verificación de la estabilidad interna: verificar la resistencia del tensor más traccionado del refuerzo; determinar la longitud de anclaje de los refuerzos, de modo que verifiquen el arrancamiento (Fig. 34).

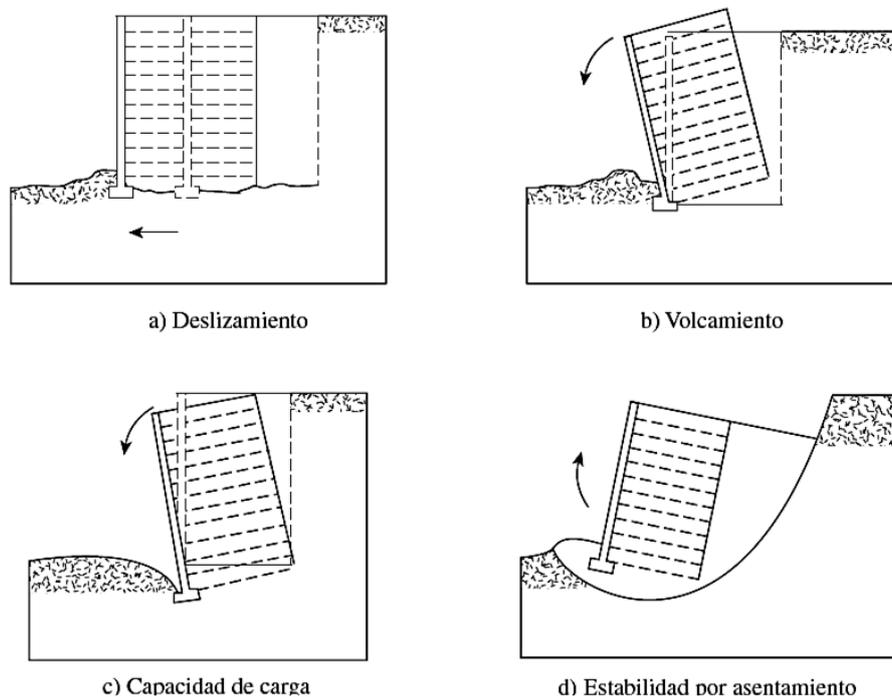


Fig. 33: Verificaciones a la estabilidad externa (fuente: Braja Das)



Fig. 34: Verificación a la rotura por tracción y a la rotura por arrancamiento (fuente: Apunte de estructuras de contención en suelo reforzado, UNLP, 2.010)

Lo que sigue del diseño, cálculo y verificación del muro de tierra armada se basará en la metodología propuesta por AASHTO en sus Especificaciones de Diseños de Puentes por el Método LRFD.

## 5.1 Dimensiones de la estructura

En la Fig. 35, se pueden observar los distintos elementos que forman la estructura del muro con suelo reforzado.

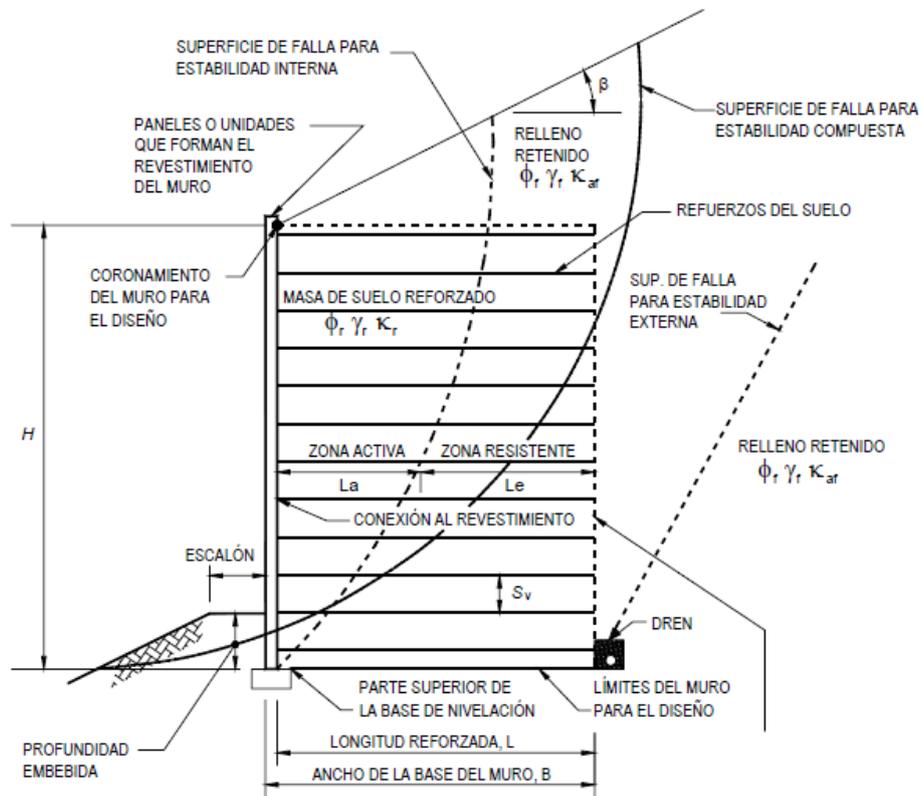


Fig. 35: Dimensiones para muro con suelo reforzado (AASHTO 2.014)

Las dimensiones se establecerán de tal modo que deberán satisfacer una serie de requisitos: requisitos de estabilidad y resistencia de capacidad de soporte, requisitos de resistencia estructural en la zona de la masa de suelo con refuerzo, por último, requisitos de longitud de refuerzo mínima.

### 5.1.1 Mínima profundidad embebida de la cara frontal

La profundidad embebida en la cara frontal del muro no deberá ser menor que 300 mm, ya que la zona del proyecto es un terreno llano, donde no existe potencial de erosión ni habrá futuras excavaciones del suelo delante de la base del muro.

De igual manera, de acuerdo a la experiencia actual, se recomienda que la profundidad mínima de empotramiento siga los valores de la Tabla 13, donde H será:

$$H = 5,05m + 0,9m \text{ (viga principal)} + 0,30m \text{ (losa tablero)} = 6,25$$

Se adopta, a modo de seguridad, una profundidad de 40 cm.



Tabla 13: Mínimas profundidades embebidas de la cara frontal del muro (AASHTO, 2.004)

Pendiente delante de las estructuras		Mínima profundidad embebida
Horizontal	para muros	$H / 20,0$
	para estribos	$H / 10,0$
$3,0H : 1,0V$	muros	$H / 10,0$
$2,0H : 1,0V$	muros	$H / 7,0$
$1,5H : 1,0V$	muros	$H / 5,0$

### 5.1.2 Longitud mínima de los refuerzos

La mínima longitud de suelo reforzado deberá ser mayor que 70% de la altura desde la capa de nivelación o bien 2,5 m. La longitud debe ser uniforme en toda la altura del muro. Se define la longitud mínima de refuerzo con la siguiente expresión:

$$L_{\min} = 0,70 H$$

Donde, H es la altura del muro respecto de la cota de nivelación. Esta altura es:

$$H = 6,25 m + 0,40 m = 6,65$$

$$L_{\min} = 0,70 \times 6,65 m = 4,65 m$$

La separación vertical y lateral de los refuerzos generalmente es de 0,75 m, por lo que se adopta esta misma separación para el proyecto estudiado.

### 5.1.3 Revestimiento

Los elementos del revestimiento se deberán diseñar para resistir la fuerza horizontal en los refuerzos en la unión entre los refuerzos y el revestimiento.

Además de estas fuerzas horizontales, los elementos del revestimiento también se deberán diseñar para resistir las potenciales tensiones provocadas por las operaciones de compactación cerca de la cara del muro durante la construcción del mismo.

Se puede asumir que la tracción en los refuerzos es resistida por un empuje del suelo uniformemente distribuido en la parte posterior del revestimiento.

El espesor de los paneles de hormigón en la zona de influencia y en la proximidad de la zona de influencia de las uniones embebidas deberá ser como mínimo de 14 cm, mientras que en las demás



zonas deberá ser como mínimo de 9 cm. El mínimo recubrimiento de hormigón sobre las armaduras de los paneles deberá ser de 38 mm.

## 5.2 Cargas y combinaciones de cargas

Las cargas aplicables para el muro mecánicamente estabilizado se dividen en dos tipos:

### Cargas permanentes ( $\gamma_p$ ):

- EH: son las cargas horizontales debidas al terreno
- ES: son las cargas debidas a una sobrecarga muerta
- EV: es la presión debida a una carga vertical muerta en la zona del suelo reforzado

### Cargas no permanentes:

- LL: carga debida a un vehículo
- LS: sobrecarga viva

A continuación, se presentan las siguientes tablas; Tabla 14 y Tabla 15, las cuales contienen las típicas combinaciones de cargas para el diseño de los muros MSE y los factores de carga para las cargas permanentes.

Tabla 14: Combinaciones de cargas y factores de carga (AASHTO, 2.004)

Estado límite	EH, ES, EV	LL, LS
Resistencia I	$\gamma_p$	1,75
Servicio I	1	1

- Resistencia I: Combinación de cargas relacionado con el uso de vehículos sin considerar la carga que genera el viento.
- Servicio I: Combinación de cargas relacionada que considera el viento y también tiene en cuenta el deterioro de los materiales metálicos.

Los factores se seleccionarán de tal modo que se produzca el estado más desfavorable con el valor de la carga factorizada.

Para el estudio del anteproyecto solo se analizará el estado límite por Resistencia.

Los factores de carga a utilizar para cálculos de estabilidad externa de los muros mecánicamente estabilizados son:

Tabla 15: Factores de carga para muros MSE (AASHTO, 2.004)

Tipo de carga	Factor de carga máximo	Factor de carga mínimo
EH	1,50	0,90
EV	1,35	1,00
ES	1,50	1,50

Seguidamente se van a explicar detalladamente las cargas que hemos considerado para realizar nuestro estudio.

### 5.2.1 Determinación del coeficiente de empuje activo ( $k_a$ )

El coeficiente de empuje activo ( $k_a$ ) empleado para obtener la tensión horizontal, se determinará mediante el ángulo de fricción del suelo de relleno. Este es un suelo A-4-1 de acuerdo al sistema de clasificación HRB, el cual es un material típicamente constituido por limo no plástico o levemente plástico, con moderada cantidad de material grueso. Según el sistema SUCS este material se asociaría a un suelo tipo ML.

Para poder determinar el ángulo de fricción del suelo, se utilizará un ábaco propuesto por el Comando de Sistemas de Ingeniería de Instalaciones Navales (Navfac, por sus siglas en inglés), en el cual a partir del tipo de suelos y demás parámetros geotécnicos, se puede obtener el ángulo de fricción efectivo del suelo (Fig. 36). Este ábaco sirve para estimar estos parámetros a nivel de anteproyecto, por lo que se está en buenas condiciones de utilizarlo. Se deberán verificar a nivel de proyecto los valores utilizados para el ángulo de fricción.

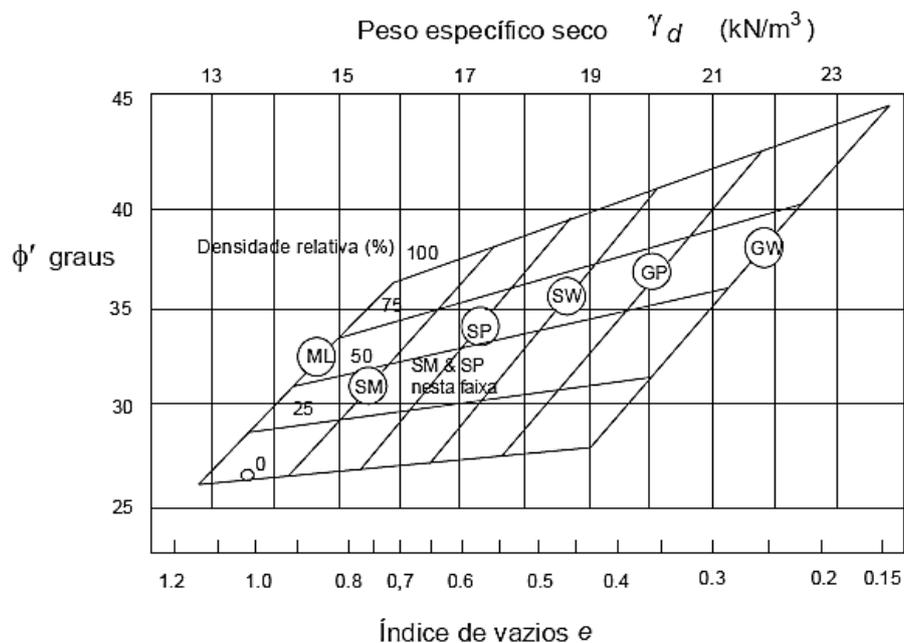


Fig. 36: Ábaco para estimativa de ángulo de fricción efectivo en suelos (Navfac DM-7)



El suelo de relleno ML, tiene un peso unitario máximo de  $1,97 \text{ g/cm}^3$ , el cual para un valor soporte al 90% arroja un valor de  $1,77 \text{ g/cm}^3$ . A partir de este peso unitario, se determina el peso específico seco, el cual es de  $17 \text{ KN/m}^3$ .

Ingresando con ambas variables al ábaco se obtiene un ángulo de fricción efectiva de entre  $35^\circ$  y  $40^\circ$ . Tomando un valor conservador de  $35^\circ$ .

Para un muro mecánicamente estabilizado con paramento vertical y sin pendiente en coronación:

$$k_a = \frac{\sin(\theta + \phi'_f)^2}{\Gamma [\sin(\theta)^2 \sin(\theta - \delta)]}$$

Donde:

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

Y además:

$\delta$  = ángulo de fricción entre relleno y muro.  $\delta = 14^\circ$  para muros de hormigón prefabricado con suelo de relleno de limo fino arenoso o limo no plástico

$\beta$  = ángulo que forma la superficie del relleno respecto de la horizontal.  $\beta = 0^\circ$

$\theta$  = ángulo que forma el respaldo del muro respecto de la horizontal.  $\theta = 90^\circ$

$\phi'_f$  = ángulo efectivo de fricción interna.  $\phi'_f = 35^\circ$

Entonces:

$$\Gamma = \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(35^\circ + 14^\circ) \sin(35^\circ)}{\sin(90^\circ - 14^\circ) \sin(90^\circ)}} \right]^2 = 2,782$$

Y:

$$k_a = \frac{\sin(90^\circ + 35^\circ)^2}{2,782 [\sin(90^\circ)^2 \sin(90^\circ - 14^\circ)]} = 0,249$$



## 5.2.2 Determinación de las cargas

### 5.2.2.1 Presión horizontal del terreno

El empuje del suelo para el muro de tierra estabilizada mecánicamente con el relleno de superficie horizontal será:

Tabla 16: Tensiones debidas al suelo de relleno (fuente: elaboración propia)

$z$ [m]	$\sigma_v$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_h$ [KN/m <sup>2</sup> ]
0	0,00	0
0,5	8,85	2,2
1	17,70	4,4
1,5	26,55	6,6
2	35,40	8,8
2,5	44,25	11
3	53,10	13,2
3,5	61,95	15,4
4	70,80	17,6
4,5	79,65	19,8
5	88,50	22
5,5	97,35	24,2
6	106,20	26,4
6,5	115,05	28,6
6,65	117,71	29,26

La fuerza resultante por unidad de ancho detrás del muro de tierra estabilizada mecánicamente, que actúa a una altura igual a  $h/3$  sobre la base del muro, se deberá tomar como:

$$P_a = 0,5 K_a \gamma_s h^2$$

Donde:

$P_a$  = fuerza resultante por unidad de ancho (KN/m)

$\gamma_s$  = peso unitario total del suelo (KN/m<sup>3</sup>)

$h$  = altura del diagrama de empuje horizontal del suelo (m) (Fig. 37)

$k_a$  = coeficiente de empuje activo del suelo

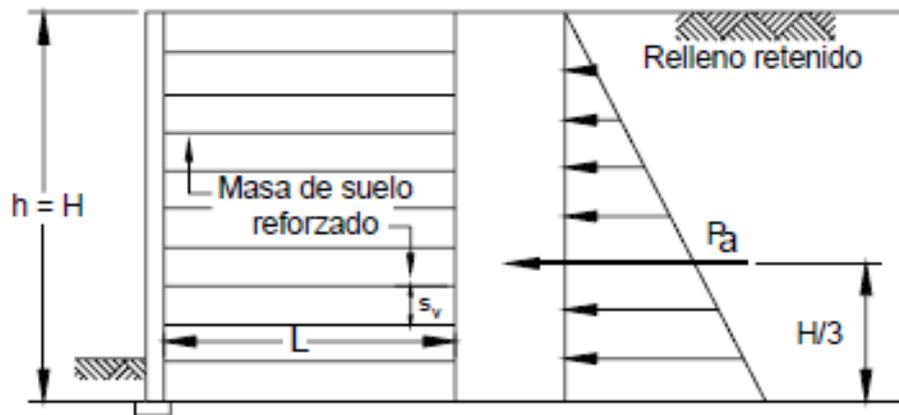


Fig. 37: Distribución del empuje del suelo para muro de tierra estabilizada mecánicamente (AASHTO, 2.004)

$$P_a = 0,5 \times 0,249 \times 17,7 \frac{kN}{m^3} \times 6,65^2 m^2 = 97,29 \frac{kN}{m}$$

### 5.2.2.2 Presión debida al paquete estructural

- Losa de hormigón

$$q_{H^o} = \gamma_{H^o} * h = 24 \frac{kN}{m^3} * 0,25 m = 6 \frac{kN}{m^2}$$

- Base de RDC

$$q_{RDC} = \gamma_{RDC} * h = 15 \frac{kN}{m^3} * 0,15 m = 2,25 \frac{kN}{m^2}$$

Entonces:

$$q = q_{H^o} + q_{RDC} = 8,25 \frac{kN}{m^2}$$

Donde el empuje horizontal debido a esta carga muerta será:

$$\sigma_h = k_a q = 0,249 \times 8,25 \frac{kN}{m^2} = 2,05 \frac{kN}{m^2}$$

### 5.2.2.3 Sobrecarga viva (LS)

Se deberá aplicar una sobrecarga viva, dado 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.

El aumento del empuje horizontal provocado por la sobrecarga viva se puede estimar como:

$$\Delta_p = k \gamma_s h_{eq}$$

Donde:



$\Delta p$  = empuje horizontal constante del suelo debido a la sobrecarga viva (MPa)

$\gamma_s$  = densidad total del suelo (KN/m<sup>3</sup>)

$k$  = coeficiente de empuje lateral del suelo, donde para muros que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar las condiciones activas mínimas  $k=k_a$

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

Tabla 17: Altura equivalente (AASHTO, 2.004)

Altura del muro [m]	$h_{eq}$ [m]	
	0 m	0,3 m o mayor
1,5	2,4	0,6
3	1	0,6
6	0,6	0,6

La altura equivalente  $h_{eq}$ , se estima en función de la altura del muro y de la localización de las cargas de los vehículos que pasan por autopistas. En la Tabla 17, se pueden ver los diferentes valores de altura equivalente. Para el presente proyecto,  $h_{eq}=0,60$  m. Entonces:

$$\Delta p = 0,249 \times 17,7 \frac{kN}{m^3} \times 0,6 m = 2,64 \frac{kN}{m^2}$$

#### 5.2.2.4 Cargas debidas a barreras

Dado que se utilizarán barreras del tipo viga y poste flexible, estas se deberán ubicar a una distancia mínima de 0,90 m a partir de la cara del muro, se deberán hincar 1,50 m por debajo del nivel del terreno y se separarán entre sí de manera que no coincidan con los refuerzos del suelo. Las dos filas de refuerzos superiores se diseñarán para una carga horizontal adicional igual a  $\gamma P_{HI}$ , donde  $P_{HI} = 4,38$  KN/m lineal de muro, 50% de la cual se distribuye a cada capa de refuerzos.

#### 5.2.2.5 Compactación

Debido a que habrá compactación mecánica dentro de una distancia igual a la mitad de la altura del muro, tomando esta altura como la diferencia de cotas entre los puntos donde la superficie terminada intersecta el respaldo del muro y la base del muro, se deberá tomar en cuenta el efecto del empuje adicional que puede inducir la compactación.

El empuje inducido por la compactación del suelo puede ser estimado empleando los procedimientos descritos por Clough y Duncan (1.991). Cuanto más pesados sean los equipos usados para compactar el relleno, y cuanto más próximo al muro se los opere, mayores serán los empujes inducidos por la compactación. La magnitud de los empujes del suelo ejercidos sobre un muro por un



relleno compactado se puede minimizar utilizando exclusivamente rodillos pequeños o compactadores manuales dentro de la distancia igual a la mitad de la altura del muro medida a partir del respaldo del mismo.

Cuando un equipo de compactación se mueve a través del relleno adyacente a un muro, este induce un incremento de presiones en el muro. Este incremento de presiones puede ser estimado mediante la expresión de una carga lineal finita orientada perpendicularmente al muro. Luego de que el equipo de compactación termine su trabajo, una porción del incremento de presiones en el suelo continúa actuando en el muro debido al comportamiento inelástico del suelo.

Existirán entonces, dos situaciones de carga debido al proceso de compactación:

- Aplanadora durante la etapa de compactación, asumiéndola como una carga en franja;
- Tensiones residuales en el suelo luego de la compactación.

#### 5.2.2.5.1 Tensiones debido al equipo de compactación

Para el caso de la aplanadora trabajando, se utilizará la expresión propuesta por Peck y Mesri (1.987), la cual expresa:

$$\Delta p_h = \frac{Q}{\pi z} \left( \frac{1}{\left(1 + \left(\frac{z}{x_2}\right)^2\right)^{\frac{3}{2}}} - \frac{1 - 2\nu}{\left(1 + \left(\frac{z}{x_2}\right)^2\right)^{\frac{1}{2}} + \frac{z}{x_2}} - \frac{1}{\left(1 + \left(\frac{z}{x_1}\right)^2\right)^{\frac{3}{2}}} + \frac{1 - 2\nu}{\left(1 + \left(\frac{z}{x_1}\right)^2\right)^{\frac{1}{2}} + \frac{z}{x_1}} \right)$$

Donde:

Q: magnitud de la carga, expresado en KN/m. Considerando una compactadora CAT CP533, la carga lineal estática será de  $Q = 25,8 \text{ KN/m}$

z: profundidad analizada;

v: coeficiente de Poisson. Para suelos limosos v ronda los valores de 0,2 a 0,4. Se adopta  $v = 0,30$ ;

$x_1$ : distancia desde el extremo más cercano de la carga lineal al muro. Se adopta una distancia mínima igual a la mitad de la altura que irá teniendo el muro a lo largo de las sucesivas capas. Entonces, para el coronamiento se tendrá aproximadamente 3,3 m de distancia al borde del muro, e irá disminuyendo con la profundidad. A distancias menores se ocuparán equipos de compactación manuales;

$x_2$ : distancia desde el extremo más alejado de la carga lineal al muro. Para el coronamiento será  $x_2 = (3,32 + 2,13) \text{ m} = 5,45 \text{ m}$



Tabla 18: Tensiones debidas a la compactación (Fuente: elaboración propia)

$z$ [m]	$x1$ [m]	$x2$ [m]	$\Delta ph$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$\Delta ph$ verd [KN/m <sup>2</sup> ]
0,01	3,32	5,45	0,024	0,024
0,5	3,08	5,21	1,364	1,364
1	2,83	4,96	2,572	2,572
1,5	2,58	4,71	2,93	2,93
2	2,33	4,46	2,333	2,333
2,5	2,08	4,21	1,337	1,337
3	1,83	3,96	0,496	0,496
3,5	1,58	3,71	-0,005	0
4	1,33	3,46	-0,223	0
4,5	1,08	3,21	-0,274	0
5	0,83	2,96	-0,249	0
5,5	0,58	2,71	-0,198	0
6	0,33	2,46	-0,146	0
6,5	0,08	2,21	-0,102	0
6,65	0	2,13	-0,08	0

#### 5.2.2.5.2 Tensiones residuales por compactación

Duncan y Seed (1.986) desarrollaron un procedimiento para estimar las magnitudes de las tensiones residuales inducidas en el suelo debidas a la compactación. Una distribución típica de estas presiones con la profundidad puede ser vista en la Fig. 38. Puede observarse que la presión residual del suelo se incrementa rápidamente con la profundidad en los primeros 1,50 m, y decrece rápidamente a mayores profundidades. A profundidades por debajo de los 7,6 m aproximadamente, no existen tensiones residuales en el terreno debido a la compactación.

De igual manera, las presiones estimadas por este método proveen estimaciones conservativas de las presiones en muros flexibles, dado que los posibles movimientos laterales que se pueden producir en el muro reducirían las tensiones del suelo. Por lo que no tendremos en cuenta en el cálculo estas tensiones residuales.

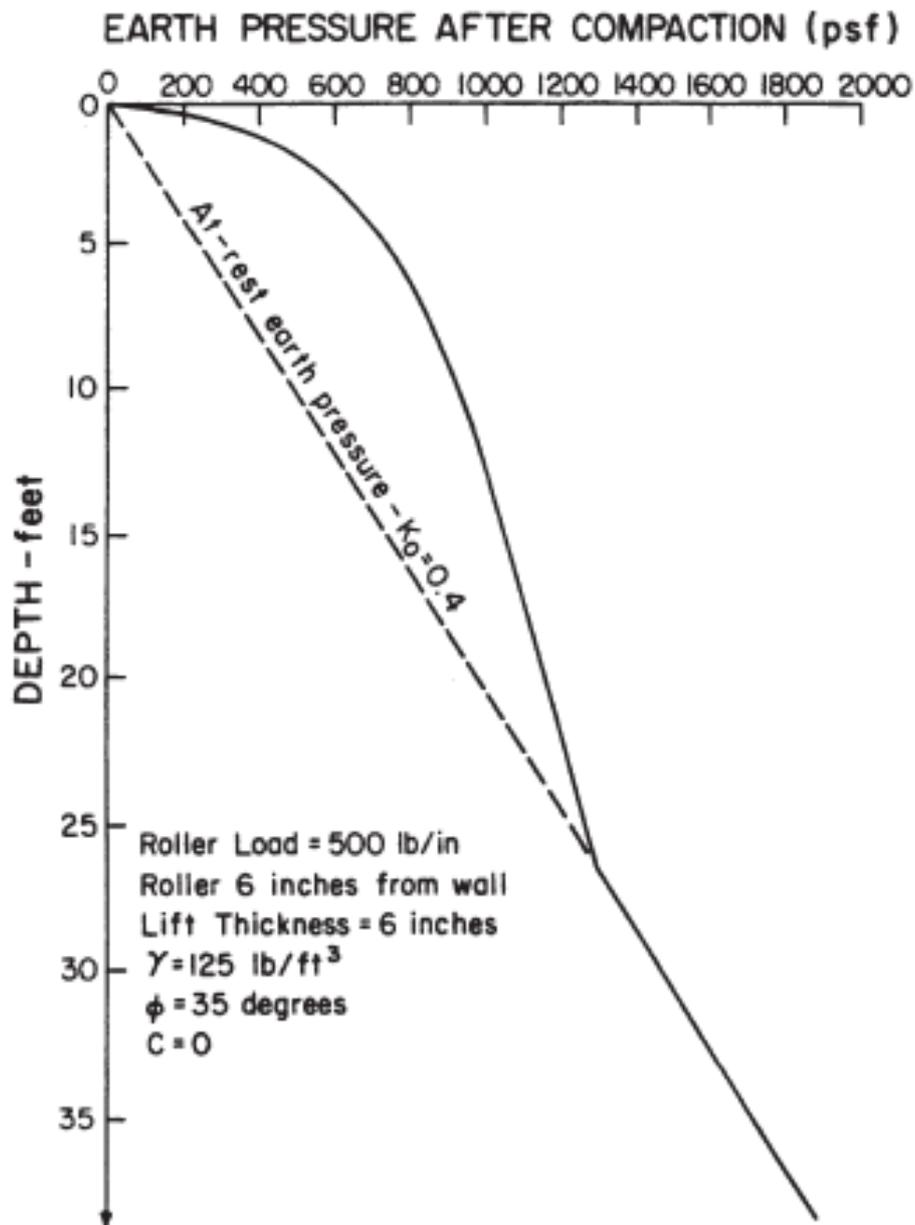


Fig. 38: Presiones residuales en el suelo luego de la compactación del suelo de relleno del muro (Foundation Engineering Handbook Vol. II)

### 5.3 Estabilidad interna

La seguridad contra las fallas estructurales (estabilidad interna) se debe evaluar considerando el arrancamiento y la rotura de los refuerzos.

#### 5.3.1 Cargas

La carga en los refuerzos debe determinarse en dos ubicaciones críticas: en la zona de máxima tensión y en la conexión con la cara del muro. El potencial de rotura y arrancamiento de los refuerzos debe evaluarse en la zona de máxima tensión, la cual se supone ubicada en el límite entre la



zona activa y la zona resistente (Fig. 35). También debe evaluarse el potencial de rotura y arrancamiento de los refuerzos en la conexión entre los refuerzos y el revestimiento del muro.

Las cargas que soportan los refuerzos en los muros de tierra estabilizados mecánicamente son:

- Empujes verticales (dentro de la masa de suelo reforzado)
- Empujes horizontales (dentro de la masa de suelo reforzado)
- Extensibilidad de los refuerzos
- Rigidez del revestimiento
- Restricción de la base del muro
- Rigidez y resistencia del relleno de suelo dentro de la masa de suelo reforzado

El máximo ángulo de fricción utilizado para calcular la fuerza horizontal dentro de la masa de suelo reforzado se considerará igual a  $35^\circ$ , ya que no se realizaron ensayos triaxiales o de corte directo sobre el relleno del muro para determinar su resistencia friccional.

### 5.3.1.1 Máximas cargas en los refuerzos

Las máximas cargas en los refuerzos se deben calcular utilizando el Método Simplificado. Para este enfoque la carga en los refuerzos se debe obtener multiplicando el empuje vertical del suelo en los refuerzos por un coeficiente de empuje lateral, y aplicando el empuje lateral resultante al área tributaria de los refuerzos.

La tensión horizontal aumentada ( $\sigma_H$ ) en cada nivel de refuerzos se debe determinar como:

$$\sigma_H = \gamma_P \sigma_v k_r$$

Donde:

$\gamma_P$  = factor de carga correspondiente al empuje vertical del suelo EV.  $\gamma_P = 1,35$

$k_r$  = coeficiente de empuje horizontal (adimensional)

$\sigma_v$  = presión debida a la resultante de las fuerzas gravitatorias del peso propio del suelo dentro e inmediatamente por encima del relleno reforzado detrás del muro, y cualquier sobrecarga presente

Para el cálculo de la máxima carga en los refuerzos la tensión vertical se debe determinar según la Fig. 39.

$$\text{Máxima tensión: } \sigma_v = \gamma_r Z + q = 17,7 \frac{kN}{m^3} \times Z + 2,64 \frac{kN}{m^2} \times 1,75$$

$$\text{Arrancamiento: } \sigma_v = \gamma_r Z = 17,7 \frac{kN}{m^3} \times Z$$

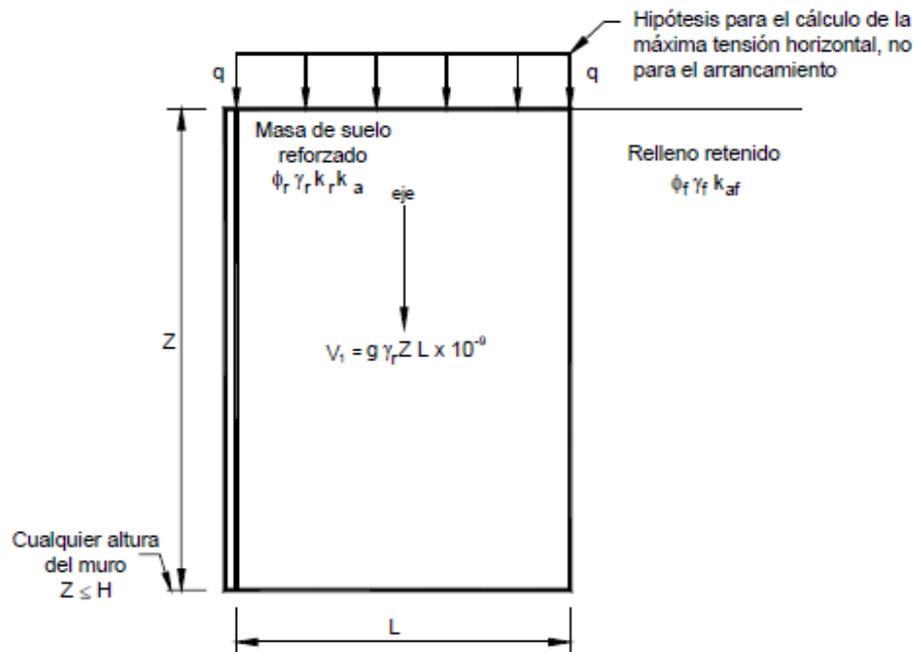


Fig. 39: Cálculo del empuje vertical para el análisis de la estabilidad interna (AASHTO, 2.004)

El coeficiente de empuje lateral del suelo  $k_r$  se determina aplicando un multiplicador al coeficiente de empuje activo del suelo ( $k_a$ ), pero asumiendo que no hay fricción en el muro, es decir  $\delta = \beta$ . Debido a esto, y como se analiza un muro vertical, la expresión de Coulomb se puede simplificar matemáticamente, expresándose como la expresión de Rankine:

$$k_a = \tan\left(45^\circ - \frac{\phi'_f}{2}\right)^2 = \tan\left(45^\circ - \frac{35}{2}\right)^2 = 0,271$$

El multiplicador a aplicar a  $k_a$  debe determinarse según la Fig. 40.

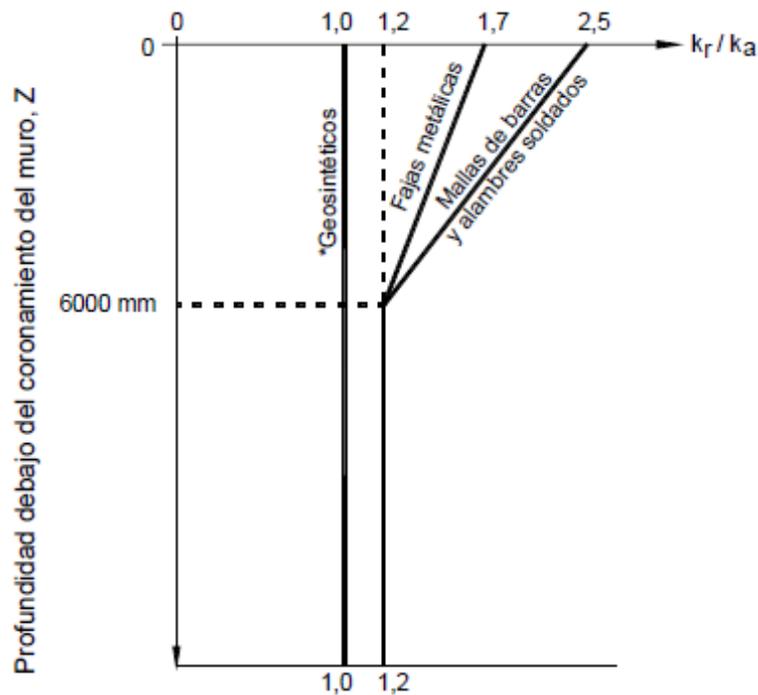


Fig. 40: Variación de la relación entre los coeficientes de empuje lateral  $k_r/k_a$  (AASHTO, 2.004)

Entonces las tensiones horizontales serán:

Tabla 19: Tensiones horizontales en función de la profundidad (elaboración propia)

$z$ [m]	$k_r/k_a$	$k_r$	$\sigma_H$ (max tens) [KN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_H$ (arrancamiento) [KN/m <sup>2</sup> ]
0	1,70	0,461	3,40	1,27
0,5	1,66	0,449	8,69	6,61
1	1,62	0,438	13,70	11,68
1,5	1,58	0,427	18,45	16,48
2	1,53	0,416	22,93	21,01
2,5	1,49	0,404	27,13	25,27
3	1,45	0,393	31,07	29,26
3,5	1,41	0,382	34,74	32,97
4	1,37	0,370	38,13	36,42
4,5	1,33	0,359	41,26	39,60
5	1,28	0,348	44,12	42,51
5,5	1,24	0,336	46,71	45,15
6	1,20	0,325	49,02	47,52
6,5	1,20	0,325	52,91	51,41
6,65	1,20	0,325	54,08	52,57



La carga mayorada aplicada a los refuerzos ( $T_{m\acute{a}x}$ ) se determinará utilizando una carga por unidad de ancho de muro, expresada como:

$$T_{m\acute{a}x} = \sigma_H S_v$$

Donde:

$\sigma_H$  = tensión horizontal mayorada del suelo en los refuerzos

$S_v$  = separación vertical de los refuerzos; se adopta separación  $S_v = 0,75$  m

La carga aumentada  $T_{m\acute{a}x}$  será entonces:

Tabla 20: Carga máxima aplicada en los refuerzos (elaboración propia)

z [m]	$\sigma_H$ (máx tensión) [KN/m <sup>2</sup> ]	Tmax (máx tensión) [KN/m]	$\sigma_H$ (arrancamiento) [KN/m <sup>2</sup> ]	Tmax (arrancamiento) [KN/m <sup>2</sup> ]
0	3,40	2,55	1,27	0,96
0,5	8,69	6,52	6,61	4,96
1	13,70	10,28	11,68	8,76
1,5	18,45	13,84	16,48	12,36
2	22,93	17,20	21,01	15,76
2,5	27,13	20,35	25,27	18,95
3	31,07	23,30	29,26	21,94
3,5	34,74	26,05	32,97	24,73
4	38,13	28,60	36,42	27,32
4,5	41,26	30,95	39,60	29,70
5	44,12	33,09	42,51	31,88
5,5	46,71	35,03	45,15	33,86
6	49,02	36,77	47,52	35,64
6,5	52,91	39,68	51,41	38,56
6,65	54,08	40,56	52,57	39,43

### 5.3.1.2 Cargas en los refuerzos en la conexión con la cara del muro

La carga de tracción mayorada aplicada a la conexión de los refuerzos en la cara del muro ( $T_o$ ) será igual a la máxima tensión mayorada en los refuerzos  $T_{m\acute{a}x}$ .

### 5.3.2 Arrancamiento de los Refuerzos del Suelo

#### 5.3.2.1 Límite entre la Zona Activa y la Zona Resistente

Para los sistemas de muros inextensibles la ubicación de la zona de máxima tensión, es decir, el límite entre la zona activa y la zona resistente se determina como se ilustra en la Fig. 41, donde para el caso estudiado  $H_1=H$ , por lo que el límite entre la zona activa y la resistente estará ubicado en  $H/2$ . Para la mitad superior,  $L_a$  estará ubicado a  $0,3 H$ . Entonces:

$$L_a = 0,3 H = 0,3 \times 6,65 \text{ m} = 2 \text{ m}$$

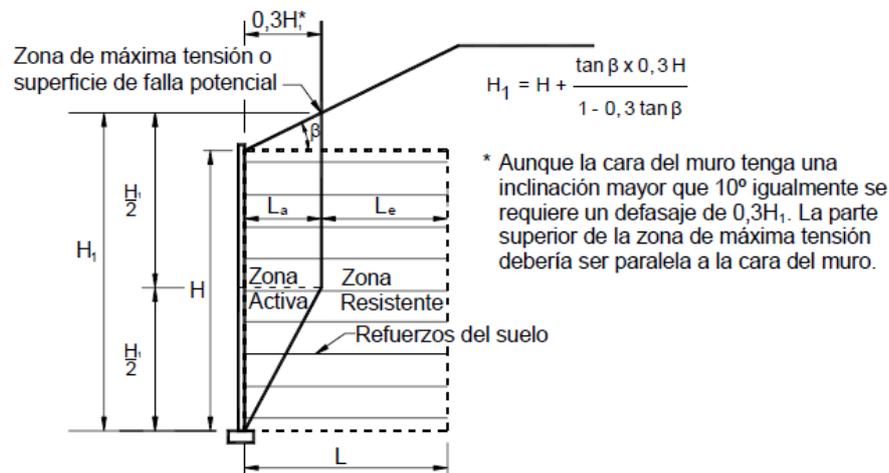


Fig. 41: Ubicación de la superficie de falla potencial para el cálculo de la estabilidad interna (AASHTO, 2.004)

#### 5.3.2.2 Diseño contra el Arrancamiento de los Refuerzos

Se debe verificar la resistencia contra el arrancamiento de los refuerzos en todos los niveles. Para este cálculo sólo se utilizará la longitud de arrancamiento efectiva que se extiende más allá de las superficies de falla teóricas indicadas en la Fig. 41. En la zona resistente se deberá utilizar una longitud mínima ( $L_e$ ) igual a 0,9 m. La longitud total de refuerzo requerida para evitar el arrancamiento es igual a  $L_a+L_e$ , como se ve en la Fig. 41.

La longitud requerida para evitar el arrancamiento se determina con la siguiente expresión:

$$L_e \geq \frac{T_{m\acute{a}x}}{\phi F^* \alpha \sigma_v C R_c}$$

Donde:

$L_e$  = longitud de los refuerzos en la zona resistente.  $L_e = f(z)$

$T_{m\acute{a}x}$  = carga aumentada aplicada en el refuerzo.  $T_{m\acute{a}x} = f(z)$



$\phi$  = factor de resistencia correspondiente al arrancamiento de los refuerzos.  $\phi = 0,90$  (cargas estáticas)

$F^*$  = factor de fricción para el arrancamiento de los refuerzos (Fig. 43)

$\alpha$  = factor de corrección que considera los efectos de la escala.  $\alpha = 1$  (refuerzos de acero)

$\sigma_v$  = tensión vertical no mayorada al nivel de los refuerzos en la zona resistente (MPa)

$C$  = factor que considera la geometría del área superficial de los refuerzos en base al perímetro bruto de los refuerzos;  $C=2$  (refuerzos en forma de faja)

$R_c$  = relación de cobertura de los refuerzos (Fig. 42), donde  $R_c = b/S_h$ . Entonces:

$$R_c = \frac{b}{S_h} = \frac{5 \text{ cm}}{70 \text{ cm}} = 0,067$$

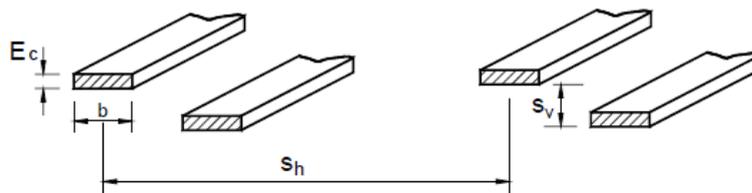


Fig. 42: Relación de cobertura de los refuerzos (AASHTO, 2.004)

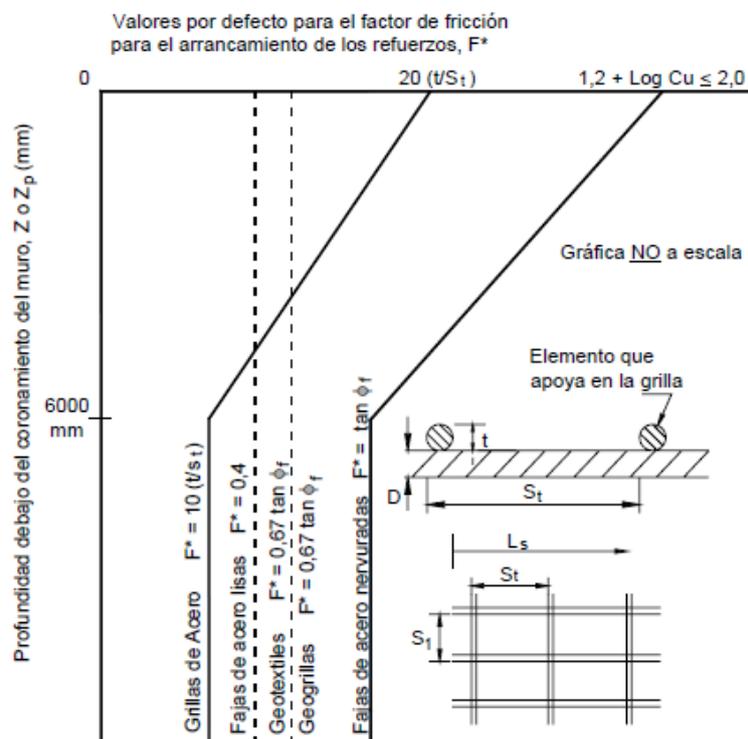


Fig. 43: Valores del factor de fricción para el arrancamiento de los refuerzos (AASHTO, 2.004)



Ya que no se cuentan con datos de ensayos de arrancamiento disponibles sobre los refuerzos, para  $F^*$  y  $\alpha$  se utilizarán los valores conservadores indicados en la Fig. 43. Como se utilizan fajas de acero nervuradas, y dado que en el momento del diseño se desconoce el valor del  $C_u$  específico del suelo del relleno, para determinar  $F^*$  se supone un valor  $C_u = 4$ .

Para las dos primeras filas de refuerzos se considerará una carga horizontal adicional debido al impacto de un vehículo sobre las barreras de tráfico flexibles, por lo que la carga a aplicar será:

$$T_{barrera} = \frac{4,38 \frac{kN}{ml}}{0,75m (sh)} = \frac{5,84kN}{2 filas} = 2,92 kN$$

Tabla 21: Longitud de arrancamiento de los refuerzos (elaboración propia)

z [m]	T <sub>máx</sub> [KN/m]	F*	$\sigma_v$ [KN/m <sup>2</sup> ]	Le [m]	La [m]	L <sub>mín</sub> [m]
0	3,88	1,800	2,05	8,75	2,00	10,75
0,5	7,88	1,709	10,9	3,53	2,00	5,52
1	8,76	1,617	19,75	2,29	2,00	4,28
1,5	12,36	1,525	28,6	2,36	2,00	4,36
2	15,76	1,434	37,45	2,45	2,00	4,44
2,5	18,95	1,342	46,3	2,54	2,00	4,54
3	21,94	1,250	55,15	2,65	2,00	4,65
3,5	24,73	1,159	64	2,78	1,89	4,67
4	27,32	1,067	72,85	2,93	1,59	4,52
4,5	29,70	0,975	81,7	3,11	1,29	4,40
5	31,88	0,884	90,55	3,32	0,99	4,31
5,5	33,86	0,792	99,4	3,59	0,69	4,28
6	35,64	0,700	108,25	3,92	0,39	4,31
6,5	38,56	0,700	117,1	3,92	0,09	4,01
6,65	39,43	0,700	119,755	3,92	0,00	3,92

Como puede observarse en la Tabla 21, la longitud mínima de los refuerzos debería ser de 10,75 m. De acuerdo a “Longitud mínima de los refuerzos”, la longitud de los refuerzos debería ser como mínimo de 4,65 m. Se adopta entonces, refuerzos de 11 m de longitud en la totalidad de la altura del muro.

**Longitud del refuerzo = 11 m**



### 5.3.3 Resistencia de los Refuerzos

#### 5.3.3.1 Requisitos generales

La resistencia de los refuerzos se debe verificar en cada nivel dentro del muro, tanto en el límite entre las zonas activa y resistente (zona de máxima tensión), como en la conexión de los refuerzos de la cara del muro.

En la zona de máxima tensión:

$$T_{m\acute{a}x} \leq \phi T_{al} R_c$$

Donde:

$\phi$  = factor de resistencia para tracción de los refuerzos.  $\phi = 0,75$  (refuerzos en forma de faja con carga estática)

Tal = resistencia nominal de diseño a largo plazo de los refuerzos (KN/m)

$$R_c = 0,067$$

En la conexión con la cara del muro:

$$T_0 \leq \phi T_{ac} R_c$$

Donde:

T0 = carga de tracción mayorada en la conexión refuerzo/revestimiento. T0 = Tmáx

$\phi$  = factor de resistencia para tracción de los refuerzos.  $\phi = 0,75$  (refuerzos en forma de faja con carga estática)

Tac = resistencia nominal de diseño a largo plazo de la conexión refuerzo/revestimiento

$$R_c = 0,067$$

Esta última verificación no se realizará en la etapa de anteproyecto.

#### 5.3.3.2 Consideraciones relacionadas con la vida útil

De acuerdo a las “Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD” los muros de sostenimiento permanentes se deberían diseñar para una vida de servicio mínima de 75 años.

El diseño de los refuerzos de acero utilizados en el suelo y sus conexiones debe ser realizado en base a un espesor  $E_c$  determinado de la siguiente manera:

$$E_c = E_n - E_s$$



Donde:

$E_c$  = espesor del refuerzo metálico al final de su vida de servicio (Fig. 42)

$E_n$  = espesor nominal del refuerzo de acero en el momento de la construcción (mm)

$E_s$  = espesor de metal sacrificable que se anticipa se perderá por corrosión uniforme durante la vida de servicio de la estructura (mm)

Para el diseño estructural se calcula un espesor sacrificable para cada superficie expuesta, suponiendo que el suelo de relleno es no agresivo:

- Pérdida de galvanizado:
  - = 0,015 mm/año durante los 2 primeros años
  - = 0,004 mm/año durante los años siguientes

Se adoptará un espesor  $E_n = 5$  mm. Entonces:

$$E_c = 5 \text{ mm} - 2 \times \left( 0,015 \frac{\text{mm}}{\text{año}} \times 2 \text{ años} + 0,004 \frac{\text{mm}}{\text{año}} \times 73 \text{ años} \right) = 4,356 \text{ mm}$$

### 5.3.3.3 Resistencia a la Tracción de Diseño

La resistencia nominal a la tracción de los refuerzos se determina multiplicando la tensión de fluencia por el área de la sección transversal de los refuerzos luego de las pérdidas por corrosión. Entonces:

$$T_{al} = \frac{A_c F_y}{b}$$

Donde:

$F_y$  = mínima tensión de fluencia del acero.  $F_y = 420$  MPa

$A_c$  = área de los refuerzos corregida para considerar las pérdidas por corrosión.  $A_c = b \cdot E_c$

$b$  = ancho unitario de los refuerzos

Entonces:

$$T_{al} = E_c F_y = 4,356 \text{ mm} \times 420 \text{ MPa} = 1.829,52 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Por lo que, en la zona de máxima tensión tendremos:

$$T_{m\acute{a}x} \leq \phi T_{al} R_c$$



$$39,43 \frac{kN}{m} \leq 0,75 \times 1.829,52 \frac{kN}{m} \times 0,067 = 91,48 \frac{kN}{m} \Rightarrow B. C.$$

## 5.4 Estabilidad externa

Los muros estabilizados mecánicamente deben satisfacer los siguientes criterios:

- Estabilidad ante el deslizamiento
- Estabilidad ante la capacidad soporte
- Estabilidad ante el vuelco

La seguridad contra las fallas del suelo se deberá evaluar suponiendo que la masa de suelo reforzado es un cuerpo rígido.

### 5.4.1 Cargas

Las Fig. 44 y Fig. 45, detallan cómo se aplican típicamente los factores de carga para producir las sollicitaciones extremas totales mayoradas para evaluar la estabilidad externa de los muros de sostenimiento. Al considerar la sobrecarga, la fuerza mayorada debida a la sobrecarga se incluye sobre el relleno inmediatamente encima del muro solamente a los fines de evaluar la capacidad de carga. Esta sobrecarga de suelo no se incluye encima del muro para evaluar la excentricidad ni el deslizamiento, donde esta sobrecarga representaría una contribución a la resistencia.

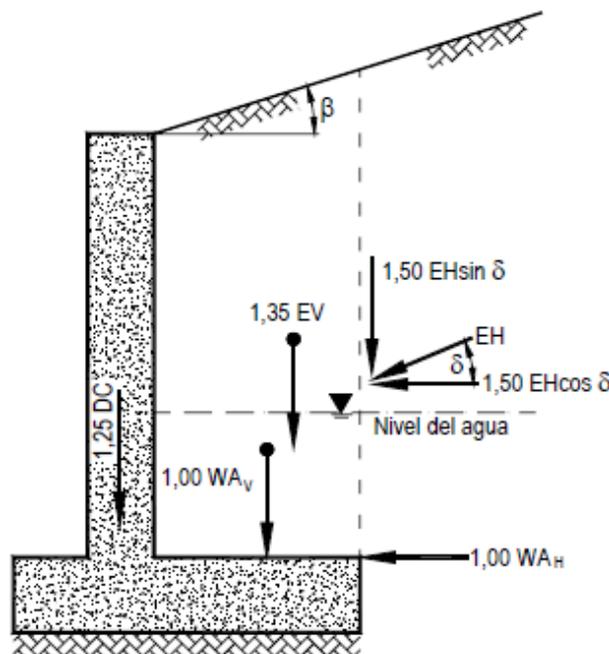


Fig. 44: Factores de carga para determinar la capacidad de carga (AASHTO, 2.004)

Para el cálculo de la estabilidad externa, los coeficientes de empuje activo del suelo de relleno se deberán calcular con  $\delta = \beta$ . Entonces:



$$\Gamma = \left[ 1 + \frac{\sin 35^\circ}{\sin 90^\circ} \right]^2 = 2,476$$

Y:

$$k_a = \frac{\sin(90^\circ + 35^\circ)^2}{2,476 \sin(90^\circ)^3} = 0,271$$

A partir de la Fig. 46, se puede definir que  $L = 11$  m, donde  $L$  es la longitud de los refuerzos.

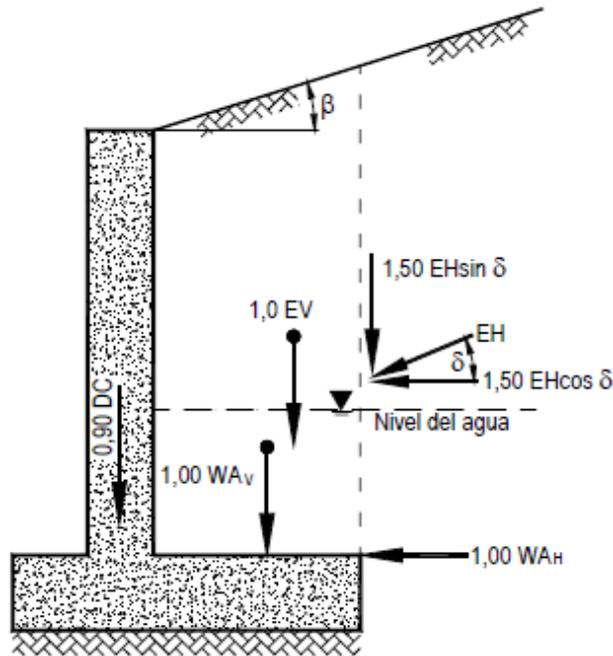


Fig. 45: Factores de carga para determinar el deslizamiento y la excentricidad (AASHTO, 2.004)

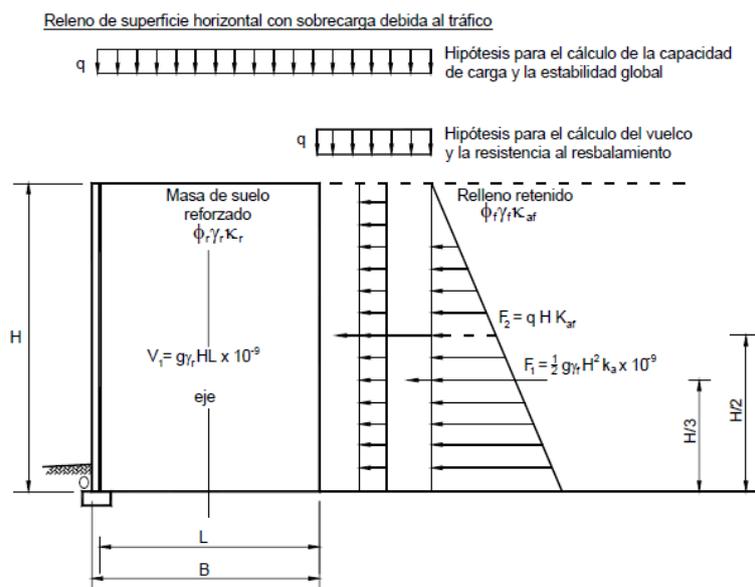


Fig. 46: Estabilidad externa para un muro con relleno de superficie horizontal y sobrecarga debida al tráfico (AASHTO, 2.004)



Las presiones en el muro debidas al suelo serán:

Tabla 22: Presiones debidas al suelo para estabilidad externa (elaboración propia)

z [m]	$\sigma_v$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_h$ [KN/m <sup>2</sup> ]
0	0,00	0
0,5	8,85	2,4
1	17,70	4,8
1,5	26,55	7,19
2	35,40	9,59
2,5	44,25	11,99
3	53,10	14,39
3,5	61,95	16,79
4	70,80	19,19
4,5	79,65	21,58
5	88,50	23,98
5,5	97,35	26,38
6	106,20	28,78
6,5	115,05	31,18
6,65	117,71	31,9

#### 5.4.2 Fallo al deslizamiento

El fallo al deslizamiento ocurre si los efectos de las fuerzas debidas a la componente horizontal de las cargas exceden a la situación más crítica entre las resistencias factorizadas al corte de los suelos o en la interfaz entre el suelo y la fundación.

La verificación al fallo al deslizamiento se expresa como:

$$R_R > FS \times E = 1,5 E$$

Donde:

$R_R$  = resistencia al deslizamiento

$E$  = fuerza de empuje causante del deslizamiento

$FS$  = factor de seguridad al deslizamiento.  $FS = 1,5$

El coeficiente de fricción por deslizamiento en la base de la masa de suelo reforzado se debe determinar utilizando el ángulo de fricción del suelo de fundación. Como los refuerzos del suelo son



discontinuos, el ángulo de fricción por deslizamiento se debe tomar como el menor valor entre el  $\phi_r$  del suelo reforzado y el  $\phi_f$  del suelo de fundación.

Siguiendo recomendaciones de Terzaghi, como el muro descansa sobre limo, se requiere como precaución inicial, antes de colocar el hormigón de solera y el suelo de relleno, retirar unos 10 cm de suelo en toda el área y reemplazar por 10 cm bien compactados de arena.

Dado que no contamos con datos específicos del ángulo de fricción del suelo de fundación, la AASHTO permite tomar un ángulo de fricción máximo,  $\phi_f$ , igual a  $30^\circ$ . Entonces, dado que este valor es menor a  $\phi_r=35^\circ$ , se toma  $\phi=30^\circ$  como ángulo de fricción por deslizamiento.

La resistencia factorizada contra la falla por deslizamiento se expresa como:

$$R_R = \phi R_n = \phi_\tau R_\tau + \phi_{ep} R_{ep}$$

Donde:

$\phi$  = factor de resistencia

$R_n$  = resistencia nominal ante la falla por deslizamiento

$\phi_\tau$  = factor de resistencia correspondiente a la resistencia al corte entre el suelo y la fundación.  $\phi_\tau = 0,9$  (suelo sobre suelo)

$R_\tau$  = resistencia nominal al deslizamiento entre el suelo y la fundación

$\phi_{ep}$  = factor de resistencia correspondiente a la resistencia pasiva.  $\phi_{ep} = 0,50$

$R_{ep}$  = resistencia pasiva nominal del suelo disponible a lo largo de la vida útil de la estructura

Además:

$$R_\tau = V \tan \delta = V \tan \phi$$

$$R_\tau = \left( 17,7 \frac{kN}{m^3} \times 6,65 m \times 11 m + \left( 17,7 \frac{kN}{m^3} \times 0,6 m + 8,25 \frac{kN}{m^2} \right) \times (14,4 - 11 m) \right) \times \tan 30^\circ$$

$$R_\tau = 784,57 \frac{kN}{m}$$

No se considera el aporte del empuje pasivo, estando así del lado de la seguridad. La resistencia nominal será:

$$R_R = \phi_\tau R_\tau = 0,9 \times 784,57 \frac{kN}{m} = 706,11 \frac{kN}{m}$$



Por otra parte:

$$1,5 \times E = 1,5 \times \left[ 106,06 \frac{kN}{m} + (2,24 + 2,88) \frac{kN}{m^2} \times 6,65 m \right] = 210,16 \frac{kN}{m}$$

Entonces:

$$R_R = 706,11 \frac{kN}{m} > 1,5 E = 210,16 \frac{kN}{m} \Rightarrow B. C.$$

### 5.4.3 Verificación al vuelco

En las fundaciones en suelo, la ubicación de la resultante de las fuerzas de reacción debe estar dentro del tercio medio del ancho de la base. Este criterio de la ubicación de la resultante, junto con el estudio de la capacidad de carga, reemplaza la investigación de la relación entre el momento estabilizador y el momento de volcamiento.

La resultante será ubicada mediante el Teorema de Varignon. Tomando la sumatoria de momentos alrededor del eje del muro:

$$e = \frac{E_{H\ suelo} \frac{H}{3} + E_{H\ pav} \frac{H}{2} + E_{H\ LS} \frac{H}{2} - V_{suelo} X_{V\ suelo} - V_{pav} X_{V\ pav} - V_{LS} X_{V\ LS}}{V_{suelo} + V_{pav} + V_{LS}} =$$

$$e = \frac{159,09 \frac{kN}{m} \times \frac{6,65}{3} m + 33,45 \frac{kN}{m} \times \frac{6,65}{2} m + 33,49 \frac{kN}{m} \times \frac{6,65}{2} m - 36,11 \frac{kN}{m} \times 7,2m}{17,7 \frac{kN}{m^3} \times 6,65 m \times 11 m + 8,25 \frac{kN}{m^2} \times 11 m + 17,7 \frac{kN}{m^3} \times 0,6 m \times (14,4 - 11) m}$$

$$e = 0,22 m$$

La resultante de fuerzas estará ubicada a 0,22 m del eje del muro, por lo que indefectiblemente se encuentra dentro del tercio medio del ancho de la base. Se puede afirmar entonces, que se verifica la estabilidad al vuelco.

### 5.4.4 Capacidad de carga

Para calcular la capacidad de carga se debe suponer una zapata equivalente cuya longitud es igual a la longitud del muro y cuyo ancho es igual a la longitud de la faja de refuerzo a nivel de fundación. Las presiones de contacto se calcularán utilizando una distribución uniforme de las presiones, ya que debido a la flexibilidad de los muros de tierra estabilizada mecánicamente no se puede desarrollar una distribución triangular de las presiones en la base del muro, ya que la masa de suelo reforzado tiene una capacidad limitada para transmitir momento.

El efecto de la excentricidad y la inclinación de la carga se considera utilizando un ancho efectivo,  $B' = L - 2e$ , en lugar del ancho real.



La excentricidad para el análisis de la capacidad de carga será:

$$e = \frac{F_{SR} \frac{H}{3} + (F_{pav} + F_{LS}) \frac{H}{2} - V_{LS} X_{V_{LS}}}{V_{SR} + V_{pav} + V_{LS}}$$

$$e = \frac{159,09 \frac{kN}{m} \frac{6,65}{3} m + (33,45 + 33,49) \frac{kN}{m} \frac{6,65}{2} m - 152,93 \frac{kN}{m} \frac{14,4 - 11}{2} m}{1.294,75 \frac{kN}{m} + 90,75 \frac{kN}{m} + 152,93 \frac{kN}{m}} = 0,205 m$$

Entonces:

$$B' = 11 m - 2 \times 0,205 m = 10,59 m$$

La capacidad de soporte factorizada se determina con la siguiente expresión:

$$q_R = \phi q_n = \phi q_{ult} > q_u$$

Donde:

$\phi$  = factor de resistencia.  $\phi_b = 0,50$  (método teórico en arcillas)

$q_n$  = capacidad de carga nominal

Para determinar la capacidad de carga nominal AASHTO ofrece dos métodos de cálculo. Uno es un método teórico resultado de una recopilación de diferentes métodos de cálculo propuestos por distintos autores, partiendo de la ecuación de capacidad de carga de Terzaghi. El segundo es un método semi empírico a partir de ensayos de campo, como el SPT, CPT o placa de carga, donde se correlacionan los resultados de estos ensayos de campo para obtener un valor de capacidad de carga.

Para el análisis del proyecto se realizará una estimación teórica de la capacidad de carga del suelo.

La capacidad de carga nominal en suelos cohesivos se evaluará empleando análisis de tensiones totales y parámetros de resistencia correspondientes al suelo en condición no drenada, dado que se presume que el suelo en cuestión no se ablandará, perdiendo resistencia a lo largo del tiempo.

La expresión para la determinación de la capacidad de carga nominal de un estrato de arcilla saturada, determinada a partir de la resistencia al corte no drenado, puede tomarse como:

$$q_{ult} = c N_{cm} + \gamma D_f N_{qm}$$

Donde:

$c = Su$  = resistencia al corte no drenado



$N_{cm}$ ,  $N_{qm}$  = factores de capacidad de carga modificados, que dependen de la geometría del muro, la profundidad empotrada, la compresibilidad del suelo y la inclinación de las cargas.  $N_{qm} = 1$  para arcilla saturada y terreno relativamente plano

$\gamma$  = peso unitario de la arcilla.  $\gamma = 20,34 \text{ KN/m}^3$  (tomando un promedio de los pesos específicos de las arcillas en los 5 primeros metros de profundidad)

$D_f$  = profundidad de empotramiento considerada hasta el fondo del muro.  $D_f = 0,40 \text{ m}$

Los factores de capacidad de carga,  $N_{cm}$  y  $N_{qm}$  para  $D_f/B \leq 2,5$ ;  $B/L \leq 1$  y  $H/V \leq 0,4$  se pueden tomar como:

$$N_{cm} = N_c \left[ 1 + 0,2 \left( \frac{D_f}{B'} \right) \right] \left[ 1 + 0,2 \left( \frac{B'}{L} \right) \right] \left[ 1 - 1,3 \left( \frac{H}{V} \right) \right]$$

Donde:

$N_c = 5$  (suelo relativamente plano)

$B' =$  ancho del muro.  $B' = 10,59 \text{ m}$

$L =$  longitud del muro.  $L = 60 \text{ m}$  (si bien esta no es la longitud total, al ir descendiendo la altura del muro a lo largo de la curva vertical de aproximación a la intersección, esta longitud representaría la zona de mayor altura del muro)

$H =$  carga horizontal no mayorada.  $H = 0 \text{ KN/m}$

$V =$  carga vertical no mayorada.  $V = (1.294,75+90,75+152,93) \text{ KN/m} = 1.538,43 \text{ KN/m}$

Reemplazando valores:

$$N_{cm} = 5 \left[ 1 + 0,2 \left( \frac{0,4}{10,59} \right) \right] \left[ 1 + 0,2 \left( \frac{10,59}{60} \right) \right] \left[ 1 - 1,3 \left( \frac{0}{1.538,43} \right) \right] = 5,22$$

Dado que se está en una etapa de anteproyecto, y ante la falta de estudios de suelos para la obra, donde sólo se cuenta con un ensayo SPT, se determina la resistencia no drenada del suelo correlacionando el número de golpes del ensayo NSPT a través de la siguiente expresión:

$$S_u \approx 6 \text{ NSPT} \left[ \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right] \text{ para } \text{NSPT} > 5$$

Entonces, en base al perfil SPT visto en la Fig. 11, se tienen las siguientes resistencias no drenadas:



Tabla 23: Resistencia no drenada del suelo de fundación (elaboración propia)

Prof [m]	NSPT Moretto	NSPT	Clasif SUCS	Su [kN/m <sup>2</sup> ]
1	9	7	CL	67
2	3	2	ML	13
3	8	6	CL	18
4	9	7	CL	21
5	6	5	CL	29
6	8	6	CL	38,4
7	8	6	CL	38,4
8	5	4	CL	24
9	11	9	CL-ML	52,8
10	21	17	CH	100,8
11	9	7	CL	43,2
12	13	10	CL	62,4
13	14	11	CL	67,2
14	39	31	CL	187,2
15	36	29	SM	

Para el análisis se utilizará un  $S_u$  promedio, el cual tendrá un valor:

$$S_u = 54,46 \frac{kN}{m^2}$$

Cabe mencionar que para los primeros 5 m de profundidad no se utilizará la expresión dada, sino que se utilizan los valores de  $S_u$  obtenidos con ensayos triaxiales en el estudio de suelo realizado, los cuales se consideran más precisos que los obtenidos a través de la correlación mencionada.

La capacidad de carga nominal será entonces:

$$q_{ult} = 54,46 \frac{kN}{m^2} 5,22 + 20,34 \frac{kN}{m^3} 0,40 m = 292,18 \frac{kN}{m^2}$$

Entonces:

$$q_R = 0,5 \times 292,18 \frac{kN}{m^2} = 146,09 \frac{kN}{m^2}$$

Las presiones verticales mayoradas a soportar por el suelo serán:

$$PV = 1,35 \times (117,71 + 8,25) \frac{kN}{m^2} + 1,75 \times 10,62 \frac{kN}{m^2} = 188,63 \frac{kN}{m^2}$$



Comparando la capacidad de carga nominal con las presiones verticales sobre el terreno de fundación se observa que:

$$q_R = 146,09 \frac{kN}{m^2} < PV = 188,63 \frac{kN}{m^2} \Rightarrow M. C.$$

## 5.5 Conclusiones

Luego de verificar la estabilidad externa como la interna, se puede observar que la capacidad de carga del suelo de fundación es insuficiente.

Cabe aclarar que los estudios de suelos utilizados para este anteproyecto no representan fehacientemente el suelo en el que se fundará la obra, dado que fue realizado en otra locación dentro de la ciudad, por lo que, al fin y al cabo, no es completamente representativo para el análisis.

Se exige realizar estudios de suelos en el lugar del proyecto para contar con datos precisos para el estudio del proyecto y volver a realizar así las comprobaciones pertinentes.

De igual manera, en caso de que luego de realizados los estudios de suelo en el sitio de fundación, no se verifique la capacidad de carga necesaria se proponen dos tipos de soluciones estructurales, que implican una mejora del suelo:

- Reemplazo por suelo-cemento: Una propuesta para mejorar la capacidad de carga del terreno es a través de la inclusión de una capa de refuerzo en suelo-cemento. La adición de una capa de estas características aumenta significativamente la capacidad de carga de un terreno. En FOPPA, 2016 y CABALLERO, 2018 se desarrolla un novedoso método donde se puede dar dimensiones a la capa de suelo-cemento.
- Jet-grouting: a través de la inyección radial de fluidos a muy alta presión se logra erosionar el terreno, donde este material erosionado se sustituye parcialmente, mezclándolo con un agente de cementación, similar a una lechada de cemento. Así se logra una mejora de los suelos blandos, a través de una serie de columnas de jet-grouting.



## 6 Memoria de cálculo del puente

### 6.1 Introducción

En el presente apartado veremos la memoria de cálculo, verificación de los distintos componentes resistentes de un puente siguiendo la disposición normativa que se enunciará en los siguientes párrafos.

#### 6.1.1 Marco Normativo

- Bases para el cálculo de Puentes de Hormigón Armado de DNV
- CIRSOC 201:2005

#### 6.1.2 Características geométricas:

- Vano total a salvar: 12m
- Vano real: 12,96m
- Ancho total del tablero: 14,56m

#### 6.1.3 Composición estructural:

Se adoptaron los siguientes métodos constructivos para las distintas partes:

- Losas de tablero: Pre-losas de hormigón armado y hormigón armado in situ.
- Vigas principales: Hormigón pretensado pos tesado prefabricado.
- Vigas secundarias: Hormigón armado colado in situ.
- Vigas de bancada: Hormigón armado colado in situ.
- Fundaciones: Pilotes de hormigón armado colado in situ.

#### 6.1.4 Materiales (normativa CIRSOC 201 versión 2005)

##### 6.1.4.1 Hormigón

###### Clase de exposición A3

De tabla 2.1: “Clases de exposición general que producen corrosión de armadura”

Para tableros, pilas de puentes y fundaciones.

Exteriores expuestos a lluvias con precipitación media anual mayor o igual a 1000mm.

Temperatura media mensual durante más de 3 meses mayor o igual a 25°C.



#### 6.1.4.1.1 *Requisitos de durabilidad*

De tabla 2.5: “Requisitos de durabilidad a cumplir por los hormigones, en función del tipo de exposición de la estructura” para A3:

Hormigón armado:  $f'_{\min} = 30$  MPa

Hormigón pretensado:  $f'_{\min} = 35$  MPa

$f'_{\min}$  Resistencia a compresión del hormigón mínima a especificar por durabilidad.

#### 6.1.4.2 *Acero*

##### 6.1.4.2.1 *Barras de acero para hormigón armado*

Se utilizan barras de acero en las estructuras de hormigón armado y en las armaduras pasivas de las estructuras de hormigón pretensado del tipo ADN 420, con las siguientes características:

- $f_y = 420$  MPa– Tabla 3.8
- $E_s = 200.000$  MPa– 8.5.2

##### 6.1.4.2.2 *Cordones de acero para hormigón pretensado*

Se utilizan cordones de acero de 3 alambres en las armaduras activas de estructuras de hormigón pretensado, es decir en las vigas principales, del tipo C – 1750; tabla 3.13.

##### 6.1.4.3 *Alambres de acero para armadura tipo Trilogic*

Se utilizan alambres de acero, para las armaduras tipo trilogic utilizadas en la pre- losa, del tipo ATR 500 N, con las siguientes características:

- $f_y = 500$  MPa– Tabla 3.9
- $E_s = 200.000$  MPa– 8.5.2

## 6.2 Dimensionamiento de la losa del tablero

### 6.2.1.1 Condiciones de vínculo

A continuación, se esquematizó las condiciones de vínculo que se tendrá en cuenta para el cálculo de las solicitaciones (Fig. 47)

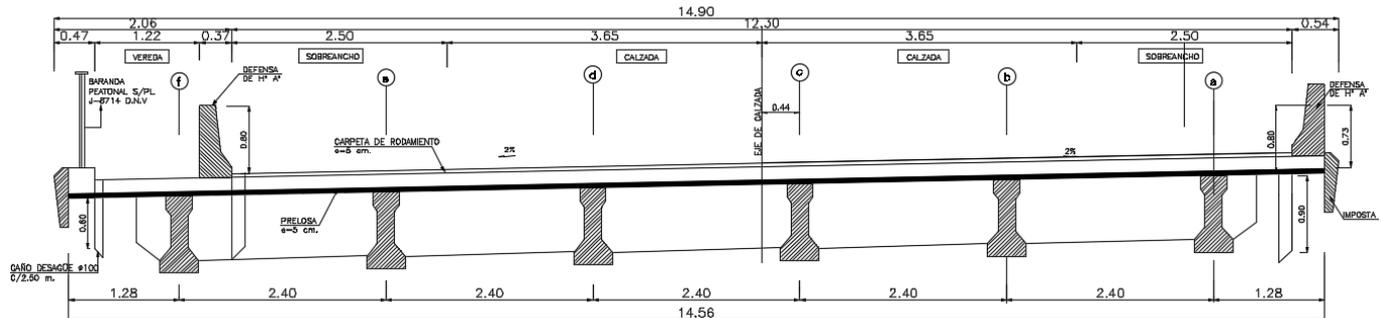


Fig. 47: Esquema de condiciones de vínculos (fuente: Elaboración propia)

Según CIRSOC 201 – 8.7, por desconocerse  $h$  y como lo indica el reglamento de la DNV – B.5.B.I, la luz de cálculo será la luz entre apoyos.

**Usaremos una luz de cálculo= 2,40 m**

### 6.2.1.2 Altura de la losa

El reglamento de la DNV – B.5, el espesor mínimo para losas es de 12 cm.

Además, calcularemos como losa simplemente apoyada, porque en dicho reglamento considera válida esa hipótesis cuando tendremos separación entre apoyos menores a 2,5 m.

Según CIRSOC 201– Tabla 9.5.a): “Altura o espesor mínimo de vigas no pretensadas o losas armadas en una dirección, para el caso en que no se realice un cálculo de flechas”:

Para elemento: losa maciza armada en una dirección:

- Ambos extremos continuos:  $h_{\min} = \frac{l}{28} = \frac{240 \text{ cm}}{28} = 8,57 \text{ cm}$
- En voladizo:  $h_{\min} = \frac{l}{10} = \frac{128 \text{ cm}}{10} = 12,8 \text{ cm}$
- Espesor o altura total de la sección transversal de un elemento (cm).

**Se adopta  $h = 20\text{cm}$ , valor a verificar más adelante**

### 6.2.1.3 Análisis de cargas:

#### 6.2.1.3.1 a - Cargas principales

Cargas permanentes en el tablero:

$$H^{\circ} \text{ en el lugar: } 0,20 \text{ m} * 25,00 \text{ KN / m}^3 = 5,00 \text{ KN / m}^2$$



Carpeta de rodamiento:  $0,05 \text{ m} * 22,00 \text{ KN} / \text{m}^3 = 1,10 \text{ KN} / \text{m}^2$

Cargas permanentes en vereda:

H° en el lugar:  $0,20 \text{ m} * 25,00 \text{ KN} / \text{m}^3 = 5,00 \text{ KN} / \text{m}^2$

Carpeta:  $0,20 \text{ m} * 22,00 \text{ KN} / \text{m}^3 = 4,40 \text{ KN} / \text{m}^2$

Impacto: tablero de la calzada  $\phi = 1,4$

Para el cálculo de la sobrecarga móvil o las tensiones producidas por las mismas, la sobrecarga será afectada por el coeficiente de impacto  $\phi$  correspondiente a las características y la luz de la estructura. La sobrecarga en veredas o sobre espacios no accesibles para vehículos, se aplica en el cálculo sin impacto.

Sobrecargas: Puente A-30: Según BCPHA A.2.B.

Multitud compacta en calzada:  $6,00 \text{ KN} / \text{m}^2$

Multitud compacta en veredas:  $4,00 \text{ KN} / \text{m}^2$

Aplanadoras A30:  $130 \text{ KN}$  en rodillo delantero y  $85,00 \text{ KN}$  en cada rodillo trasero (cant.: 2)

TABLA N° 1 – SOBRECARGA REGLAMENTARIA

	Categoría de puentes			
	A-30	A-25	A-20	Especial
Paso total Tn.	30	25	20	CARGA SEGÚN EL CASO
Aplanadora rodillo delantero Tn.	13	10	8	
Cada rodillo trasero Tn.	8,5	7,5	6	
Multitud compacta Tn./m <sup>2</sup>	0,6	0,6	0,5	
Sobrecarga en las veredas Tn./m <sup>2</sup>	0,4	0,4	0,4	

Fig. 48: Tabla "1" (fuente: reglamento de DNV)

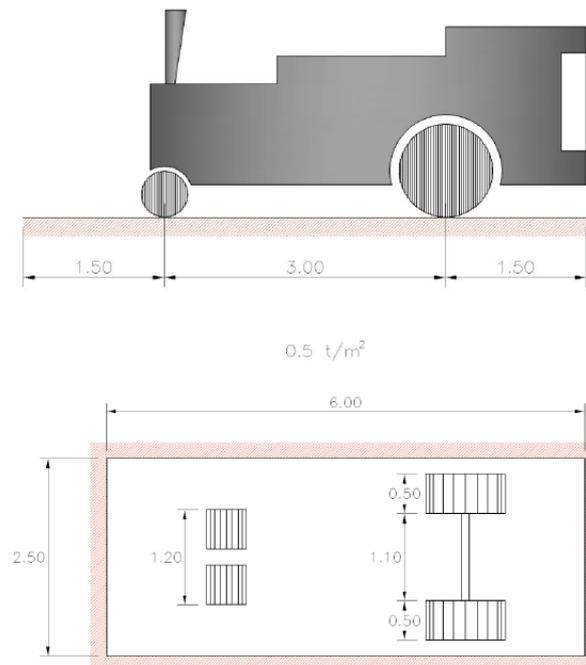


Fig. 49: Aplanadora tipo (fuente: reglamento DNV)

Para el cálculo estático se tomará una aplanadora por cada faja de circulación de que se disponga el puente; fuera de la zona de calzada ocupada por las aplanadoras se supondrá que actúa una sobrecarga uniforme equivalente al peso de la multitud correspondiente a la categoría del puente.

Se reparte la carga concentrada de la aplanadora actuante en el tramo perpendicular a la luz de la losa, en los anchos activos.

## TRAMO

### b.1 – Aplanadora: Rodillo delantero

Anchos activos de repartición de cargas concentradas  $b_1$  y  $b_2$  con movimiento de vehículos perpendicular a la luz de la losa, según DNV – B.4.A:

Carga en el rodillo delantero  $P = 130\text{KN}$

$t$ : Ancho de apoyo rodillo delantero aplanadora = 1,20m

$l$ : luz de la losa = 2,40m

$s$ : espesor carpeta superior = 0,05m

b) Movimiento del vehículo perpendicular a la luz de la losa

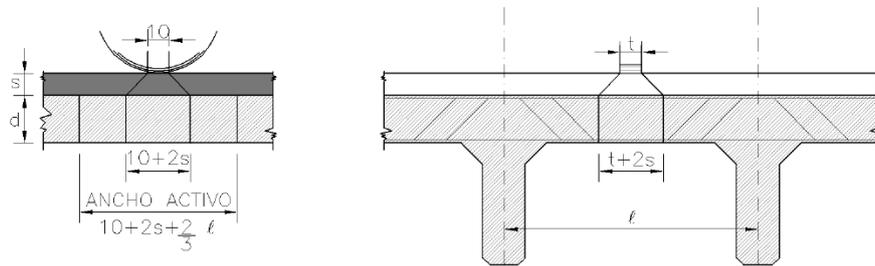


Fig. 50: Ancho activo caso b) (fuente: reglamento DNV)

$$b1 = 0.10\text{m} + 2 * s + \frac{2}{3} * L = 0,10 \text{ m} + 2 * 0,05 \text{ m} + \frac{2}{3} * 2,40\text{m} = 1,8 \text{ m}$$

Ancho activo transversal:

$$b2 = t + 2 * s = 1,20 \text{ m} + 2 * 0,05 \text{ m} = 1,30 \text{ m}$$

Según DVN – A.2.B se reduce su carga a 80% para losa de tablero de puente viga:

$$q = 0,80 * \varphi * \frac{P}{(b1 * b2)} = 0,80 * 1,40 * \frac{130}{1,80 \text{ m} * 1,30 \text{ m}} = 62,22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

**b.2 – Aplanadora: Rodillo trasero**

Anchos activos de repartición de cargas concentradas b1 y b2 con movimiento de vehículos perpendicular a la luz de la losa, según DNV – B.4.A:

Carga en cada rodillo trasero P= 85KN

t: ancho de apoyo rodillo trasero aplanadora= 2.10m

s: espesor carpeta superior = 0,05m

$$b1 = 0.10\text{m} + 2 * s + \frac{2}{3} * L = 0,10 \text{ m} + 2 * 0,05 \text{ m} + \frac{2}{3} * 2,40 \text{ m} = 1,80 \text{ m}$$

Ancho activo transversal:

$$b2 = t + 2 * s = 2,10 \text{ m} + 2 * 0,05 \text{ m} = 2,20 \text{ m}$$

Según DVN – A.2.B se reduce su carga a 80% para losa de tablero de puente viga:

$$q = 0,80 * \varphi * \frac{P}{(b1 * b2)} = 0,80 * 1,40 * \frac{2 * 85}{1,80 \text{ m} * 2,20 \text{ m}} = 48,08 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

VOLADIZO con vereda



Solo aquí se considera la carga de la multitud compacta, ya que la aplanadora no puede ingresar allí.

sobrecarga en vereda (sv)= 4,00 KN / m<sup>2</sup>

VOLADIZO sin vereda

Aquí actúa otra impronta de las aplanadoras, analizamos el rodillo trasero.

Cuando la armadura principal es perpendicular al sentido del tránsito:

$$b = t + 5 * d + x$$

**b.2 – Aplanadora: Rodillo trasero**

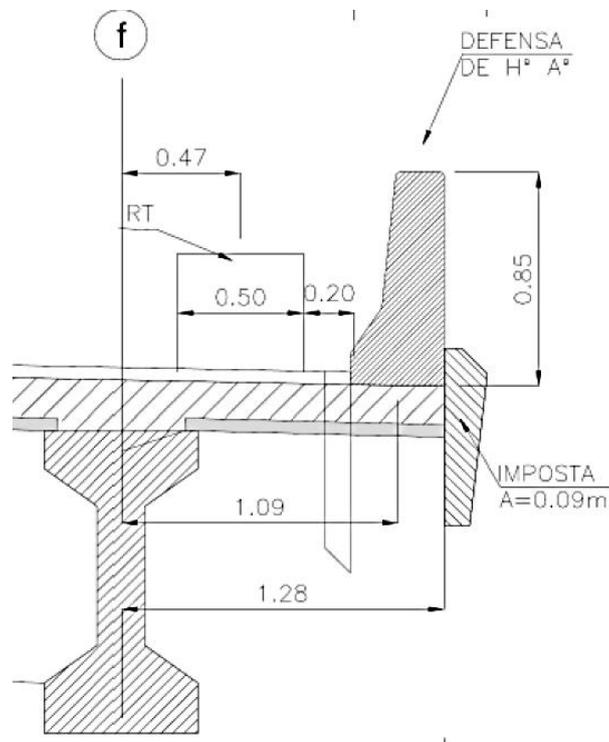


Fig. 51: Voladizo, ubicación rodillo trasero

$$t = 0,10m \text{ (impronta)}$$

$$d = \text{altura losa} - \text{prelosa}$$

$$b_1 = 0,10m + 5 * 0,2m + 0,47m = 1,57m$$

$$q = 0,80 * \varphi * \frac{P}{(b_1 * b_2)} = 0,80 * 1,40 * \frac{85}{1,57 m} = 60,64 \frac{kN}{m}$$

**b - Fuerzas adicionales:**

Sismo:



Zona sísmica: **0** - muy reducida → no se considera

**c – Nieve:**

Zona: **I** – Nevadas de ocurrencia improbable

**d – Hielo:**

Zona **I** - Carga de hielo improbable

#### 6.2.1.4 **Solicitaciones:**

Según Método Aproximado para losas continuas de DNV – B.5.B.III:

- En losas continuas, sobre nervios arriostrados entre sí y con una distancia entre ejes no mayor de 2,50 metros se puede considerar cada tramo como una viga simple, de luz igual a la distancia entre los ejes de los nervios, y con las siguientes condiciones de apoyo.

-Para determinar los momentos sobre apoyos y en el tramo debido a la carga permanente y los momentos sobre los apoyos debidos a la sobrecarga se supondrá empotramiento total en los apoyos.

Como valor de los momentos en el tramo debido a la sobrecarga se tomará la media aritmética de los momentos (en el centro) que se producen suponiendo empotramiento total y apoyo libres respectivamente, en los extremos del tramo.

Para absorber los momentos negativos en el tramo deberá preverse una armadura superior igual, como mínimo, a 1/3 de la armadura inferior.

Para el cálculo de las solicitaciones de esta estructura, que está construida en etapas, se debe analizar las cargas que intervienen en cada una de ellas. A continuación, se describe cada etapa, con las cargas y condiciones de vínculo que le corresponden:

- Etapa 1: Etapa de construcción - hormigonado de la losa de tablero  
Cargas: peso propio tablero
- Etapa 2: Puente en servicio  
Cargas: cargas permanentes + sobrecarga reglamentaria+ sobrecarga accidental

SOLICITACIONES: ETAPA 1

En tramos:

l: luz de la losa = 2,40m

ppt: peso propio de la losa =  $5 \frac{kN}{m^2}$



$$Mf = \frac{q * l^2}{8} = \frac{5 \frac{kN}{m^2} * (2,4m)^2}{8} = 3,6 \frac{kNm}{m}$$

$$V = \frac{q * l}{2} = \frac{5 \frac{kN}{m^2} * 2,4m}{2} = 6 \frac{kN}{m}$$

En Voladizo:

$$lv = \text{luz de voladizo} = 1,28m$$

$$\text{ppt: peso propio de la losa} = 5 \frac{kN}{m^2}$$

$$Mf = \frac{q * l^2}{2} = \frac{5 \frac{kN}{m^2} * (1,28m)^2}{2} = 4,1 \frac{kNm}{m}$$

$$V = q * l = 5 \frac{kN}{m^2} * 1,28m = 6,4 \frac{kN}{m}$$

SOLICITACIONES: ETAPA 2

a) Cargas permanentes

En tramos:

$$l: \text{luz de la losa} = 2,40m$$

$$\text{ppt: peso propio de la losa} = 5 \frac{kN}{m^2} + 1,1 \frac{kN}{m^2} = 6,1 \frac{kN}{m^2}$$

$$Ma2 = \frac{q * l^2}{12} = \frac{6,1 \frac{kN}{m^2} * (2,4m)^2}{12} = 2,93 \frac{kNm}{m}$$

$$Mt2 = \frac{q * l^2}{24} = \frac{6,1 \frac{kN}{m^2} * (2,4m)^2}{24} = 1,46 \frac{kNm}{m}$$

$$V = \frac{q * l}{2} = \frac{6,1 \frac{kN}{m^2} * 2,4m}{2} = 7,32 \frac{kN}{m}$$

En voladizos:

$$lv = \text{luz de voladizo} = 1,28m$$

$$\text{ppt: peso propio de la losa} = 5 \frac{kN}{m^2} + 4,4 \frac{kN}{m^2} = 9,4 \frac{kN}{m^2}$$

$$Mv = \frac{q * l^2}{2} = \frac{9,4 \frac{kN}{m^2} * (1,28m)^2}{2} = 7,7 \frac{kNm}{m}$$

$$Vv = q * l = 9,4 \frac{kN}{m^2} * 1,28m = 12,03 \frac{kN}{m}$$

b) Sobrecargas reglamentarias

**Momentos**

En tramos:

A continuación, se analizan dos alternativas de vinculación, con los valores de sobrecarga que se obtuvieron anteriormente. Los valores finales de solicitaciones se obtendrán del promedio de las dos alternativas según la siguiente figura. (Fig. 52).

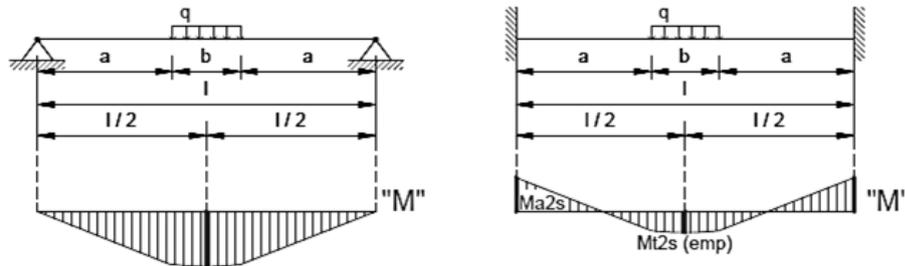


Fig. 52: Esquemas de vinculación según las dos alternativas (fuente: tablas de vigas).

SOLICITACION	DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES MOMENTO MAXIMO	DIAGRAMA DE ESFUERZOS CORTANTES REACCIONES EN APOYOS
	$M = \frac{qc(l-c)}{2}$	$R_A = R_B = qc$

Fig. 53: Ecuaciones para el M-Q (fuente: tablas de vigas).

SOLICITACION	MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO PERFECTO	REACCIONES EN LOS APOYOS	DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES
	$\mu_A = \frac{qc}{12l} (3l^2 - 4c^2)$ $\mu_B = -\frac{qc}{12l} (3l^2 - 4c^2)$	$R_A = qc$ $R_B = qc$	

Fig. 54: Ecuaciones para el M-Q (fuente: tablas de vigas)

Rodillo delantero de la aplanadora:

Simplemente apoyado.



$$q: \text{carga de la aplanadora} = 62,22 \frac{kN}{m^2}$$

$$b: \text{ancho de apoyo transversal} = 1,32m$$

$$l: \text{luz de la losa} = 2,40m$$

$$c: \text{mitad del ancho } b = 0,66m$$

$$M_f = \frac{q * c * (l - c)}{2} = \frac{62,22 \frac{kN}{m^2} * 0,66m * (2,4m - 0,66m)}{2} = 35,73 \frac{kNm}{m}$$

Doble empotramiento

$$M_e = \frac{q * c}{12 * l} * (3 * l^2 - 4 * c^2) = \frac{62,22 \frac{kN}{m^2} * 0,66m}{12 * 2m} * (3 * (2,4m)^2 - 4 * (0,66m)^2)$$
$$= 26,59 \frac{kNm}{m}$$

$$M_t = \frac{q * c}{24 * l} * (3 * l^2 - 4 * c^2) = \frac{62,22 \frac{kN}{m^2} * 0,66m}{24 * 2m} * (3 * (2,4m)^2 - 4 * (0,66m)^2)$$
$$= 13,29 \frac{kNm}{m}$$

La media aritmética de los momentos con empotramiento total y apoyos libre.

$$M_t = \frac{1}{2} * (M_{tI} + M_{tII}) = \frac{1}{2} * (35,73 + 13,29) \frac{kNm}{m} = 24,51 \frac{kNm}{m}$$

Rodillo trasero de la aplanadora:

Simplemente apoyado.

$$Q: \text{carga de la aplanadora} = 48,08 \frac{kN}{m^2}$$

$$b: \text{ancho de apoyo transversal} = 1,10m$$

$$l: \text{luz de la losa} = 2,40m$$

$$c: \text{mitad del ancho } b = 0,55m$$

$$M_f = \frac{q * c * (l - c)}{2} = \frac{48,08 \frac{kN}{m^2} * 0,55m * (2,4m - 0,55m)}{2} = 24,46 \frac{kNm}{m}$$

Doble empotramiento



$$Me = \frac{q * c}{12 * l} * (3 * l^2 - 4 * c^2) = \frac{48,08 \frac{kN}{m^2} * 0,55m}{12 * 2m} * (3 * (2,4m)^2 - 4 * (0,55m)^2)$$

$$= 17,71 \frac{kNm}{m}$$

$$Mt = \frac{q * c}{24 * l} * (3 * l^2 - 4 * c^2) = \frac{48,08 \frac{kN}{m^2} * 0,55m}{24 * 2m} * (3 * (2,4m)^2 - 4 * (0,55m)^2) = 8,85 \frac{kNm}{m}$$

La media aritmética de los momentos con empotramiento total y apoyos libre.

$$Mt = \frac{1}{2} * (Mt_I + Mt_{II}) = \frac{1}{2} * (24,46 + 8,85) \frac{kNm}{m} = 16,66 \frac{kNm}{m}$$

### Esfuerzo de corte

Para el esfuerzo de corte, se posiciona la carga en unos de los extremos, la cual sería la peor condición.

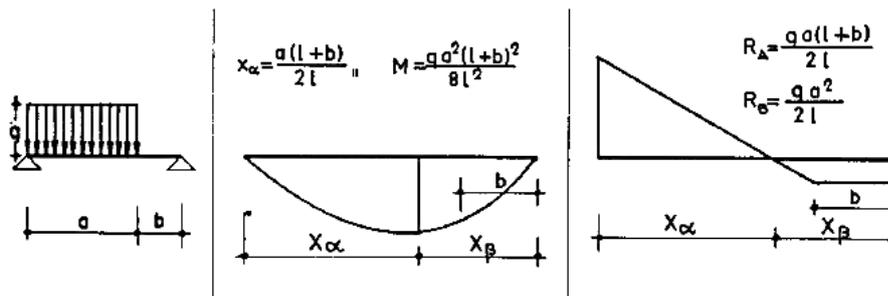


Fig. 55: Ecuaciones para el M-Q (fuente: tablas de vigas)

Rodillo delantero

$$q: \text{carga de la aplanadora} = 62,22 \frac{kN}{m^2}$$

$$b: \text{ancho de apoyo transversal} = 1,32m$$

$$l: \text{luz de la losa} = 2,40m$$

$$a: \text{diferencia entre l y b} = 0,68m$$

$$RA = \frac{q * b * (l + a)}{2 * l} = \frac{62,22 \frac{kN}{m^2} * 1,32m * (2,4m + 1,08m)}{2 * 2,4m} = 59,54 \frac{kN}{m}$$

$$RB = \frac{q * b^2}{2 * l} = \frac{62,22 \frac{kN}{m^2} * (1,32m)^2}{2 * 2,4m} = 22,59 \frac{kN}{m}$$

Rodillo trasero



$$q: \text{carga de la aplanadora} = 48,08 \frac{kN}{m^2}$$

$$b: \text{ancho de apoyo transversal} = 1,1m$$

$$l: \text{luz de la losa} = 2,40m$$

$$a: \text{diferencia entre } l \text{ y } b = 1,3m$$

$$R_A = \frac{q * b * (l + a)}{2 * l} = \frac{48,08 \frac{kN}{m^2} * 1,1m * (2,4m + 1,3m)}{2 * 2,4m} = 51,90 \frac{kN}{m}$$

$$R_B = \frac{q * b^2}{2 * l} = \frac{48,08 \frac{kN}{m^2} * (1,1m)^2}{2 * 2,4m} = 12,12 \frac{kN}{m}$$

Para el voladizo sin vereda lo analizaremos como la peor condición.

VIGA SIMPLE EN VOLADIZO: carga uniforme q intermedia.	
	<b>Reacciones y solicitaciones</b>
	Reacciones: $R_B = qc$ Cortantes: $V_{AC} = 0$ $V_{CD} = -q \left( x - a + \frac{c}{2} \right)$ $V_B = -qc$ Flectores: $M_{AC} = 0$ $M_{CD} = -\frac{q}{2} \left( x - a + \frac{c}{2} \right)^2$ $M_{DB} = -qc(x - a)$ $M_B = -qcb$
	<b>Deformaciones</b>
	Giros: $\varphi_A = \varphi_C = \frac{qc}{2EI} \left( b^2 + \frac{c^2}{12} \right)$ $\varphi_D = \frac{qc}{2EI} \left( b^2 - \frac{c^2}{4} \right)$ Elástica: $y_{AC} = \frac{qc}{6EI} \left[ (a-x) \left( 3b^2 + \frac{c^2}{4} \right) + 2b^3 \right]$ $y_{CD} = \frac{q}{24EI} \left[ \left( x - a + \frac{c}{2} \right)^4 + 4c(a-x) \left( 3b^2 + \frac{c^2}{4} \right) + 8b^3c \right]$ $y_{DB} = \frac{qc}{6EI} (L-x)^2 (2b-a+x)$ Elástica: $y_A = \frac{qc}{6EI} \left[ a \left( 3b^2 + \frac{c^2}{4} \right) + 2b^3 \right]$ $y_C = \frac{qc}{12EI} \left[ \left( b + \frac{c}{2} \right)^2 (4b-c) + c^3 \right]$ $y_D = \frac{qc}{EI} \left( b - \frac{c}{2} \right) \left( \frac{b}{3} + \frac{c}{12} \right)$

Fig. 56: “Tabla” de solicitaciones en voladizo (fuente: UA Caminos 4° Obras de Hormigón)

Para el cálculo de solicitaciones se eligió estar del lado de la seguridad adoptando la carga del rodillo trasero.

Rodillo trasero de la aplanadora:

Voladizo estructura isostática.



$$Q: \text{ carga de la aplanadora} = 60,64 \frac{kN}{m}$$

$$l: \text{ luz de la losa} = 1,28m$$

$$x = b = 0,47m$$

$$Mv = q * b = 60,64 \frac{kN}{m} * 0,47m = 28,5 \frac{kNm}{m}$$

$$Vv = 60,64 \frac{kN}{m}$$



**Cuadro resumen de solicitaciones**

Etapa 1: Cargas permanentes		
Ubicación	M (KNm/m)	V (KN/m)
Tramo	3,6	6
Voladizos	4,1	6,4

Tabla 24: Solicitaciones etapa 1 (fuente: Elaboración propia)

Etapa 2: Cargas permanentes (D) + Sobrecarga (L)						
Ubicación	Cargas permanentes		Sobrecarga reglamentaria			
	M (KNm/m)	V (KN/m)	Rodillo delantero		Rodillo trasero	
	M (KNm/m)	V (KN/m)	M (KNm/m)	V (KN/m)	M (KNm/m)	V (KN/m)
Tramo	1,46	7,32	24,51	59,54	16,66	40,77
Apoyo	2,93		26,59		17,71	
Voladizo	7,7	12,03	-	-	28,5	60,64

Tabla 25: Solicitaciones etapa 2 (fuente: Elaboración propia)

**Resistencias requeridas**

Según CIRSOC 201 en el punto 9.2, la resistencia requerida U debe ser igual o mayor que los efectos de las cargas mayoradas de las distintas combinaciones. Se presentan las dos combinaciones más importantes para nuestro caso.

$$U = 1,4 * D$$

$$U = 1,2 * D + 1,6 * L$$

Con las expresiones anteriores se calcula la resistencia requerida:

Resistencia requerida	Etapa 1: U=1,4*D		Etapa 2: U=1,4*D		
	Tramo	Voladizo	Tramo	Apoyo	Voladizo
M (KNm/m)	5,04	5,74	2,04	4,10	10,78
V (KN/m)	8,40	8,96		10,25	16,84

Tabla 26: Resistencia requerida según 1ra condición (fuente: Elaboración propia)

Resistencia requerida	Etapa 1: U=1,2*D+1,6*L		Etapa 2: U=1,2*D+1,6*L		
	Tramo	Voladizo	Tramo	Apoyo	Voladizo
M (KNm/m)	4,32	4,92	40,97	46,06	54,84
V (KN/m)	7,20	7,68		104,05	111,46

Tabla 27: Resistencia requerida según 1ra condición (fuente: Elaboración propia)

**Dimensionamiento de secciones de hormigón**



La losa de tablero es un elemento de hormigón construido en etapas, y consta de una pieza prefabricada de hormigón, siendo usada como encofrado perdido, y de una capa de hormigón colada in-situ. Constituyendo ambas una sección compuesta construida en distintas etapas, pero vinculadas de manera tal que trabajen como una sola unidad.

Para analizar las secciones de hormigón necesarias primero determinaremos los recubrimientos mínimos, luego la altura de la prelosa y finalmente la altura total de la losa.

### **Recubrimientos mínimos**

Según CIRSOC 201– Tabla 7.7.3: “Recubrimientos mínimos para el hormigón prefabricado para las clases de exposición A1 y A2”:

Hormigón que una vez desencofrado no está en contacto con el suelo o expuesto al aire libre.

Para barras y alambres  $d_b \leq 32$  mm -  $r_{\text{mín}}$ : 30 mm

$r$ : Distancia desde la superficie del hormigón hasta la superficie exterior de la armadura a la que se le aplica el recubrimiento.

Como la clase de exposición de la estructura es A3, según esta misma tabla para este caso se debe incrementar 30% el recubrimiento anterior:

$$r_{\text{final}} = 30 \text{ mm} * 1,3 = 39 \text{ mm}$$

$$r_{\text{adoptado}} = 4 \text{ cm}$$

### **Altura de la prelosa**

Para la altura de prelosa adoptamos un espesor convencional disponible en el mercado de estos elementos prefabricados, que cumpla con el recubrimiento mínimo de la armadura principal. Las características de la prelosa son las siguientes:

-Espesor de 40 a 60 mm.

-Longitud: hasta aproximadamente 10-12 m.

-Ancho: hasta 3m (según posibilidades de transporte).

### **Altura total de la losa**

En este punto, se verificará la altura de la losa que ya fue definida anteriormente (0,20m) para que la misma no necesite la colocación de armadura de corte.

### **Altura de losa para que no necesite armadura de corte**



Según el CIRSOC en el punto 12.11.1.1 las losas o zapatas se deben dimensionar de acuerdo con los artículos 11.1. a 11.5.

Se debe verificar que:

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde:

$\phi$ : 0,75 Factor de reducción de resistencia

$V_u$ : Esfuerzo de corte mayorado en la sección considerada. Según tabla (19-20) de resistencia requerida el valor de  $V_u$  será el siguiente.

$$V_u = 111,46 \text{ KN} = 111.460 \text{ N}$$

$V_n$ : Resistencia nominal al corte, determinada con la siguiente expresión:

$$V_n = V_c + V_s$$

$V_c$ : Resistencia nominal al corte, proporcionada por el hormigón. Para elementos sometidos únicamente a flexión y corte, según expresiones simplificadas:

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$\sqrt{f'_c}$ : Raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del hormigón, en MPa. Debe ser  $\leq 8,3 \text{ MPa}$

$d$ : distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, no tesa (altura útil), en mm.

$V_s$ : Resistencia nominal al corte, proporcionada por la armadura de corte.

-Para nuestro caso, al no considerar el esfuerzo al corte aportado por la armadura de corte, entonces:

$$V_n = V_c$$

$$b_w = 1,00 \text{ m} = 1.000 \text{ mm}$$

$$\sqrt{f'_c} = \sqrt{30 \text{ MPa}} = 5,48 \text{ MPa} \leq 8,3 \text{ MPa}$$

$$d \geq \frac{V_u}{\frac{1}{6} * \sqrt{f'_c} * b_w * \Phi} = \frac{111.460 \text{ N}}{\frac{1}{6} * 5,48 \text{ MPa} * 1.000 \text{ mm} * 0,75} = 162,7 \text{ mm} \approx 16 \text{ cm}$$

**Adoptamos entonces d= 16cm**



Con este valor de  $d$ , nos encontramos en buenas condiciones, para la altura adoptada por deformación.

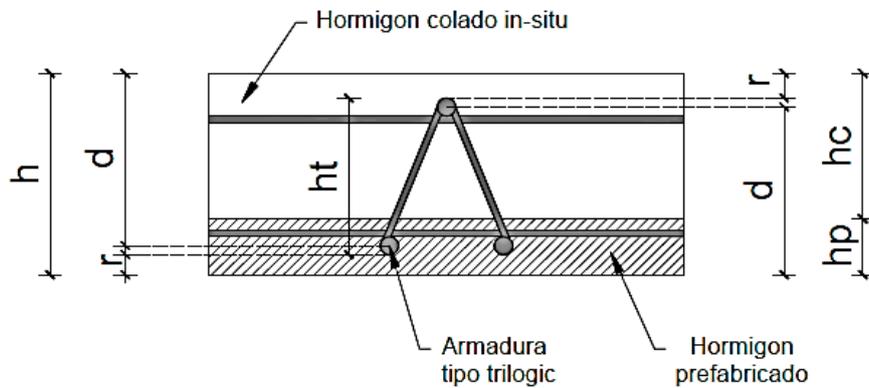


Fig. 57: Esquema de la losa (fuente: Manual de trilógic)

Las dimensiones finales de la losa de tablero son:

- Altura útil:  $d = 16$  cm
- Recubrimiento adoptado:  $radop = 4$  cm
- Altura total de la losa:  $h_{final} = 20$  cm
- Altura de la prelosa:  $hp = 5$  cm
- Altura de hormigón colado in-situ:  $hc = 15$  cm

### Dimensionado de las armaduras

Una vez definida la altura de la losa, se procederá al dimensionado de las armaduras que integran a la misma.

### Dimensionado de la armadura trilogic

La armadura Trilogic es un elemento estructural formado por barras de acero de sección circular maciza de conformación nervurada (cordones), separadas entre sí a una distancia por dos estribos continuos de alambre liso en forma de zigzag (diagonales), ubicados a ambos lados de la estructura y soldados en todos los encuentros (Fig. 58).

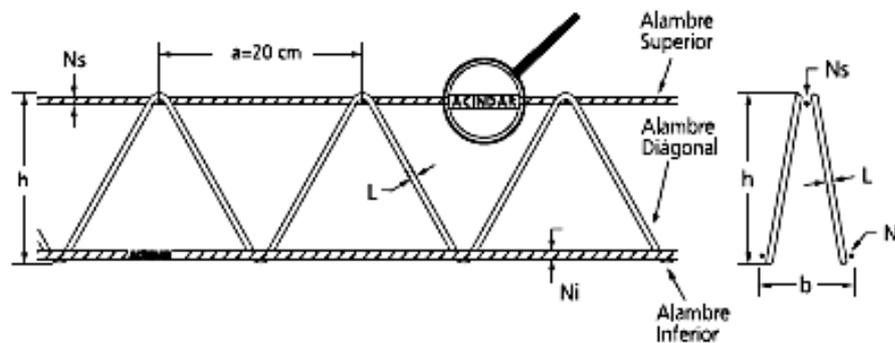


Fig. 58: Armadura Trilogic (fuente: catálogo Acindar).

Según fabricantes se recomienda colocar  $30\text{cm} \leq a \leq 50\text{cm}$  la separación entre Trilogic.

**Se adopta  $a = 0,50\text{m}$**

### Secciones de las barras

Se adopta las siguientes secciones de barras para los cordones y diagonales, disponibles según el catálogo del fabricante.

Posición	Diámetro (mm)	Sección (cm <sup>2</sup> )
Cordón superior	16	2,01
Cordón inferior	12	1,13
Diagonales	8	0,5

Tabla 28: Barras adoptadas (fuente: Elaboración propia).

Se verificará la sección del Trilogic como si fuera una viga reticulada de barras de hierro redondo según CIRSOC 308, aunque ésta en realidad es parte de una losa de hormigón armado.

NOTA: Una limitación del reglamento que no tendremos en cuenta, como ser  $F_y \leq 400\text{MPa}$ , ya que como lo indica el fabricante del Trilogic, para este elemento  $F_y=500\text{MPa}$ .



### Requerimientos:

#### - de altura

Según CIRSOC 308 –2.3a para elementos rectos solicitados a flexión simplemente apoyados, se debe cumplir:

$$\frac{l}{h} \leq 35$$

l: Distancia entre ejes de apoyo, en cm = 2,00 m = 200 cm

h: Altura de la sección armada, medida entre ejes de barras del cordón en cm.

Despejo h:

$$h \geq \frac{l}{35} = \frac{200 \text{ cm}}{35} = 5,71 \text{ cm}$$

La altura disponible para la armadura Trilogic es la  $h_t$  y se calcula de la siguiente manera:

$$h_t = h - 2 \cdot r = 20 \text{ cm} - 2 \cdot (4 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la altura de la sección armada será:

$$h = h_t - \frac{\phi_{cs}}{2} - \frac{\phi_{ci}}{2} = 12 \text{ cm} - \frac{1,6 \text{ cm}}{2} - \frac{1,2 \text{ cm}}{2} = 10,6 \text{ cm} > 5,71 \text{ cm}$$

#### - de anchos de base

Según CIRSOC 308–2.3 para elementos rectos de sección triangular solicitados a flexión se recomienda cumplir:

$$b \geq \frac{h}{2} = \frac{10,6 \text{ cm}}{2} = 5,3 \text{ cm}$$

b: Ancho de la sección armada, medida entre ejes de barras del cordón en cm.

h: Altura de la sección armada, medida entre ejes de barras del cordón en cm = 11,90 cm

Con este valor calculamos el ancho entre ejes.

$$b = 10 \text{ cm} - \frac{1 \text{ cm} \cdot 2}{2} = 9 \text{ cm} > 5,3 \text{ cm B. C.}$$

#### - de paso de la diagonal

El único paso de la diagonal disponible de la armadura Trilogic para la línea según especificaciones es  $s = 20 \text{ cm}$ .



Modelo	Alturas	Ancho base	Largo de corte	Paso de diagonal	Armadura		
					Inferior	Diagonal	Superior
	<b>h</b> cm	<b>b</b> cm	<b>m</b>	<b>a</b> cm	<b>d<sub>i</sub></b> mm	<b>d<sub>d</sub></b> mm	<b>d<sub>s</sub></b> mm
Variable	7,5 a 25	10	múltiplos de 0,10	20	4 a 10	4 a 7	5 a 12

Fig. 59: Línea según especificación armadura Trilogic (fuente: catálogo Acindar).

### Resistencia requerida

La resistencia requerida por cada Trilogic será la calculada en las tablas 19-20.

$$M_f \text{ tramo} = 5,04 \frac{kNm}{m} * 0,5m = 2,52 kNm$$

$$M_f \text{ voladizo} = 5,74 \frac{kNm}{m} * 0,5m = 2,87 kNm$$

$$Corte V = 8,96 \frac{kN}{m} * 0,5m = 4,48 kN$$

### Verificación de estados límites para solicitaciones de las barras

Según el CIRSOC 308, se deberán verificar los siguientes estados límites frente a las solicitaciones requeridas de flexión simple ( $M_u$ ) y de corte ( $V_u$ ) de la barra armada.

-Pandeo local de las barras del cordón comprimido y de las diagonales y montantes comprimidos.

-Fluencia de las barras del cordón traccionado.

-Pandeo lateral-torsional de la barra armada.

### Estado límite de pandeo local de barras

Pandeo local en barras del cordón comprimidos

$$\text{Resistencia de diseño a flexión - Tramo: } M_{dcx} = \phi_c * h * n * A_{gc1} * F_{cr} * 10^{-3}$$

$\phi_c$ : 0,80 para barras de sección circular maciza de acero,  $F_y = 500$  MPa

$h$ : altura de la sección armada, medida entre ejes de barras del cordón, en cm=10,6 cm

$n_1$ : número de barras del cordón comprimido = 1

$A_{gc1}$ : área bruta de una barra comprimida, en  $cm^2 = 2,01$   $cm^2$

$F_{cr}$ : para barras de sección circular maciza, para este caso de debe considerar  $kL = s$ .

$$F_r = \chi * F_y$$



$$\chi = \frac{1}{\partial + \sqrt{\partial^2 + \lambda c^2}}$$

$$\partial = 0,451 + 0,245 * \lambda c + 0,5 * \lambda c^2$$

$\lambda c$ : factor de esbeltez adimensional:

$$\lambda c = \frac{1}{\pi} * \frac{kl}{r} * \sqrt{\frac{Fy}{E}}$$

kl: longitud efectiva. Distancia entre nudos, en cm = 20 cm

r: radio de giro respecto a su eje baricéntrico: d/4, en cm = 1,6cm/4 = 0,40cm

Fy: tensión de fluencia especificada del acero: Fy=500 MPa.

E: módulo de elasticidad longitudinal del acero E = 200.000 MPa.

Calculando estos valores:

$$\lambda c = \frac{1}{\pi} * \frac{20cm}{0,40cm} * \sqrt{\frac{500MPa}{200.000MPa}} = 0,795$$

$$\partial = 0,451 + 0,245 * 0,795 + 0,5 * 0,795^2 = 0,963$$

$$\chi = \frac{1}{\partial + \sqrt{\partial^2 + \lambda c^2}} = \frac{1}{0,963 + \sqrt{0,963^2 + 0,795^2}} = 0,452$$

$$F_r = 0,452 * 500 MPa = 226 MPa$$

Reemplazando en la ecuación de  $M_{dcx}$ :

$$M_{dcx} = 0,8 * 10,6 cm * 1 * 2,01 cm^2 * 226 MPa * 10^{-3} =$$

$$\mathbf{3,85 kNm} > \mathbf{Mf tramo} = \mathbf{2,52 kNm} \rightarrow \mathbf{B, C,}$$

Resistencia de diseño a flexión - Voladizo:

Aplicando las mismas ecuaciones anteriores, pero considerando algunas variaciones.

n1: número de barras del cordón comprimido = 2

$A_{gc1}$ : área bruta de una barra comprimida, en cm<sup>2</sup> = 1,13 cm<sup>2</sup>

r: radio de giro= d/4, en cm = 1,2cm/4 = 0,3cm



$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} * \frac{kl}{r} * \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1}{\pi} * \frac{20cm}{0,3m} * \sqrt{\frac{500MPa}{200.000MPa}} = 1,06$$

$$\partial = 0,451 + 0,245 * 1,06 + 0,5 * 1,06^2 = 1,27$$

$$\chi = \frac{1}{\partial + \sqrt{\partial^2 + \lambda_c^2}} = \frac{1}{1,27 + \sqrt{1,27^2 + 1,06^2}} = 0,305$$

$$F_r = \chi * F_y = 0,305 * 500MPa = 152MPa$$

$$M_{dcx} = 0,8 * 10,6cm * 2 * 1,13cm^2 * 152MPa * 10^{-3} =$$

$$2,92 kNm > M_f \text{ voladizo} = 2,87 kNm \rightarrow B, C,$$

Pandeo local en barras diagonales

Para la sección triangular y con flexión alrededor del eje x-x, se calcula:

$$V_{dp} = \phi_c * F_{cr} * A_D * 2 * \sin\alpha * \cos\beta * 0,1 =$$

Donde:

$$\phi_c: 0,80$$

$$F_y=500 \text{ MPa}$$

$A_D$  = área bruta de una barra diagonal comprimida, en  $cm^2 = 0,5 \text{ cm}^2$

$\alpha$  = Ángulo entre diagonal y cordón inferior, en grados sexagesimales.

$\beta$  = Ángulo entre plano de celosía y eje y-y, en grados sexagesimales.

Los ángulos  $\alpha$  y  $\beta$  se calculan analizando la imagen siguiente:

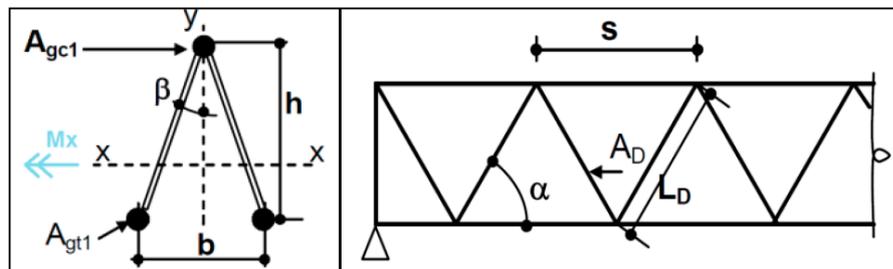


Fig. 60: Sección transversal de la armadura Trilogic (fuente: CIRSOC 308, 2007).

$$\tan\beta = \frac{b}{2 * h} \rightarrow \beta = \tan^{-1}\left(\frac{b}{2 * h}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{9cm}{2 * 10,6cm}\right) = 23^\circ$$

$$\tan\alpha = \frac{h * 2}{s} \rightarrow \alpha = \tan^{-1}\left(\frac{h * 2}{s}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{10,6cm * 2}{20cm}\right) = 46,67^\circ$$



Todos los demás factores se calculan con las mismas ecuaciones que en el momento flector.

Longitud real de la diagonal LD:

$$L_D = \sqrt{\frac{s^2}{4} + \frac{b^2}{4} + h^2} = \sqrt{\frac{(20cm)^2}{4} + \frac{(9cm)^2}{4} + (10,6cm)^2} = 15,25cm$$

Para el caso de las diagonales:

kL: longitud efectiva:  $0,85 * L_D = 12,96cm$

r: Radio de giro  $r = d/4$ , en cm  $= 0,8cm/4 = 0,2cm$

Calculando todos los valores:

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} * \frac{kl}{r} * \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1}{\pi} * \frac{12,96cm}{0,2m} * \sqrt{\frac{500MPa}{200000MPa}} = 1,03$$

$$\vartheta = 0,451 + 0,245 * 1,03 + 0,5 * 1,03^2 = 1,25$$

$$\chi = \frac{1}{\vartheta + \sqrt{\vartheta^2 + \lambda_c^2}} = \frac{1}{1,25 + \sqrt{1,25^2 + 1,03^2}} = 0,348$$

$$F_r = \chi * F_y = 0,348 * 500MPa = 173,9MPa$$

Reemplazando en la ecuación de  $V_{DP}$ :

$$V_{dp} = 0,8 * 173,9MPa * 0,5cm^2 * 2 * \sin(46,67^\circ) * \cos(23^\circ) * 0,1 = 9,31 kN$$

$$9,31 kN > V_u = 4,48 kN \rightarrow B. C.$$

### Estado límite de fluencia de barras traccionadas

Resistencia de diseño a flexión – Tramo:  $M_{dtx} = \phi_c * h * n_2 * A_{gt1} * F_y * 10^{-3}$

$\phi_c$ : 0,90

h: Altura de la sección armada, medida entre ejes de barras del cordón, en cm = 10,60cm

$n_2$ : Número de barras del cordón traccionado = 2

$A_{gt1}$ : Área bruta de una barra traccionada, en  $cm^2 = 1,13 cm^2$

$F_y$ : 500MPa

$$M_{dtx} = 0,9 * 10,6cm * 2 * 1,13m^2 * 500MPa * 10^{-3} =$$

$$10,78kNm > Mf \text{ tramo} = 2,52 kNm \rightarrow B. C$$

### Resistencia de diseño a flexión – Voladizo:

$$\phi_c: 0,90$$

h: Altura de la sección armada, medida entre ejes de barras del cordón, en cm = 10,60cm

n2: Número de barras del cordón traccionado = 1

A<sub>gt1</sub>: Área bruta de una barra traccionada, en cm<sup>2</sup> = 2,01 cm<sup>2</sup>

F<sub>y</sub>: 500MPa

$$M_{dtx} = 0,9 * 10,6cm * 1 * 2,01cm^2 * 500MPa * 10^{-3} =$$

$$9,6 kNm > Mf \text{ voladizo} = 2,87 kNm \rightarrow B. C$$

### Estado límite de pandeo lateral torsional

Este estado no necesita ser verificado ya que los cordones estarán arriostrados lateralmente por el hormigón del pre losa según el eje de menor inercia en toda su longitud.

### Dimensionado de la armadura principal

Según lo especificado en el principio de este trabajo, la resistencia a la compresión del hormigón armado (H-30): 30 MPa.

El Diagrama tensión-deformación de la sección en estado de servicio para el hormigón armado es la que se muestra en la siguiente imagen.

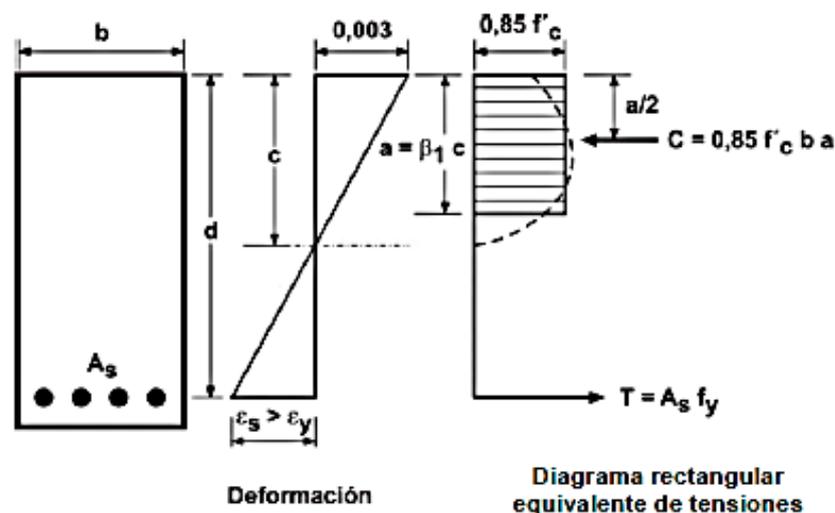


Fig. 61: Deformaciones límites en secciones controladas por tracción (fuente: CIRSOC 201).



Deformaciones límites en secciones controladas por tracción (fuente: CIRSOC 201).

Según el reglamento CIRSOC 10.2.7:

$$\beta_1 = 0,85$$

$$f^* = 0,85 * f_c = 0,85 * 30 \text{MPa} = 25,5 \text{MPa} = 25.500 \text{KN/m}^2$$

En el CIRSOC 10.5.1, correspondiente a la armadura mínima

$$k a_{\text{mín}} = \frac{1,4}{25,50 \text{MPa}} = 0,055$$

Para este caso el reglamento considera las secciones son controladas por tracción cuando la deformación neta por tracción en el acero más traccionado,  $\epsilon_t$ , es igual o mayor que 0,005 y en el hormigón comprimido la deformación específica es igual al valor último, adoptado igual a 0,003.

$$\epsilon_t \geq 5\% \quad \epsilon_c = 3\% \rightarrow \text{Sección controlada por tracción}$$

En función del tipo de rotura, el coeficiente de reducción de la resistencia es:  $\phi = 0,90$

- Separación máxima de armaduras

En el punto 7.6.5 del CIRSOC 201, para losas, la separación de la armadura principal por flexión  $s_{\text{máx}}$  debe ser:

$$-s_{\text{máx}} \leq 2,5 * h = 2,5 * 20 \text{cm} = 50 \text{cm}$$

$$-s_{\text{máx}} \leq 25 * d_b = 25 * 1 \text{cm} = 25 \text{cm}$$

$$s_{\text{adoptado}} = 25 \text{cm}$$

h: altura total de la losa.

$d_b$ : diámetro de la menor barra de acero.

### **Armadura principal inferior-tramo**

- Momento flector nominal

Según el reglamento CIRSOC 201, en el capítulo 9.1.1, el momento de diseño de la sección, debe ser afectado por el coeficiente de reducción, de esta manera:

$$M_d = M_n * \phi \geq M_u$$

$M_d$ : momento de diseño



Mn: Momento nominal de la sección

Mu: Momento requerido de la sección. Según tabla (19-20), el momento flector en el tramo es 35,38 KNm/m

$\phi$ : Coeficiente de reducción: 0,90.

$$Mn \geq \frac{Mu}{0,9} = \frac{40,97 \frac{kNm}{m}}{0,9} = 45,52 \frac{kNm}{m}$$

Usamos el método del momento adimensional

$$m_n = \frac{Mn}{f'c * bw * d^2} = \frac{40,52 \frac{kNm}{m}}{25.500 \frac{kN}{m^2} * 1m * (0,16m)^2} = 0,07$$

$$ka = 1 - \sqrt{1 - 2 * m_n} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,07} = 0,072 > ka_{\min} = 0,055 \rightarrow ka = 0,072$$

$$kc = \frac{ka}{\beta_1} = \frac{0,072}{0,85} = 0,085 < kc_{\max} = 0,375 \rightarrow \text{No hace falta armadura de compresión}$$

Armadura necesaria:

$$As = \frac{f'c * bw * d * ka}{fy} = \frac{25,5MPa * 1000mm * 160mm * 0,072}{420 MPa} = 702,84 \frac{mm^2}{m} = 7,03 \frac{cm^2}{m}$$

- Verificación de zona de tracción

Hacemos semejanza de triángulos:

$$\frac{\epsilon_t}{d - c} = \frac{\epsilon_c + \epsilon_t}{d} \rightarrow \epsilon_t = \epsilon_c * \frac{d - c}{c} = \epsilon_c * \frac{d - kc}{kc} = 3\text{‰} * \frac{1 - 0,085}{0,085} =$$

$$10,8\text{‰} > 5\text{‰} \rightarrow \text{B. C.}$$

- **Armadura inferior adoptada**

• Armadura disponible

En este proyecto se cuenta con armadura Trilogic, disponiéndose de 2 barras de diámetro de 12mm (1,13cm<sup>2</sup>), cada 50cm

$$As_{disp} = \frac{2 * A_{trilogic}}{0,5m} = \frac{2 * 1,13}{0,5} = 4,52 \frac{cm^2}{m}$$

• Armadura adicional



$$A_{s_{adicional}} = A_{s_{nec}} - A_{s_{disp}} = (7,03 - 4,52) \frac{cm^2}{m} = 2,51 \frac{cm^2}{m}$$

- Armadura adoptada

Se adopta poner 2 barras de diámetro 12mm, en el espacio de 41cm comprendido entre dos armaduras Trilogic consecutivas

$$A_{s_{adop}} = \frac{2 * 1,13cm^2}{0,5m} = 4,52 \frac{cm^2}{m} > 2,51 \frac{cm^2}{m}$$

Se debe verificar la separación máxima entre armaduras, que no debe ser superior a 25cm.

$$\frac{s}{n+1} = \frac{41cm}{2+1} = 13,7cm < s_{mín} = 25cm \rightarrow B.C.$$

#### Armadura principal superior – apoyo

Siguiendo la misma metodología que el ítem anterior.

- Momento nominal

Mu: momento requerido: 46,06 KNm/m

$$M_n \geq \frac{Mu}{0,9} = \frac{46,06 \frac{kNm}{m}}{0,9} = 51,18 \frac{kNm}{m}$$

Usamos el método del momento adimensional

$$m_n = \frac{M_n}{f'c * bw * d^2} = \frac{51,18 \frac{kNm}{m}}{25500 \frac{kN}{m^2} * 1m * (0,16m)^2} = 0,078$$

$$ka = 1 - \sqrt{1 - 2 * m_n} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,078} = 0,082 > ka_{mín} = 0,055 \rightarrow ka = 0,082$$

$$kc = \frac{ka}{\beta_1} = \frac{0,082}{0,85} = 0,096 < kc_{máx} = 0,375 \rightarrow \text{No hace falta armadura de compresión}$$

Armadura necesaria:

$$A_s = \frac{f'c * bw * d * ka}{f_y} = \frac{25,5MPa * 1.000mm * 160mm * 0,082}{420 MPa} = 794,03 \frac{mm^2}{m} = 7,94 \frac{cm^2}{m}$$

- Verificación de zona de tracción

Hacemos semejanza de triángulos:



$$\frac{\varepsilon t}{d - c} = \frac{\varepsilon c + \varepsilon t}{d} \rightarrow \varepsilon t = \varepsilon c * \frac{d - c}{c} = \varepsilon c * \frac{d - kc}{kc} = 3\text{‰} * \frac{1 - 0,096}{0,096} =$$

$$9,4\text{‰} > 5\text{‰} \rightarrow \text{B. C.}$$

- **Armadura superior adoptada**

- Armadura disponible

En este proyecto se cuenta con armadura Trilogic, disponiéndose de 1 barra de diámetro de 16mm (2,01cm<sup>2</sup>), cada 50cm

$$A_{s_{disp}} = \frac{A_{trilogic}}{0,5m} = \frac{1 * 2,01cm^2}{0,5m} = 4,02 \frac{cm^2}{m}$$

- Armadura adicional

$$A_{s_{adicional}} = A_{s_{nec}} - A_{s_{disp}} = (7,94 - 4,02) \frac{cm^2}{m} = 3,92 \frac{cm^2}{m}$$

- Armadura adoptada

Se adopta poner 2 barras de diámetro 12mm, en el espacio de 50cm comprendido entre dos armaduras Trilogic consecutivas

$$A_{s_{adop}} = \frac{2 * (1,13cm)^2}{0,5m} = 4,52 \frac{cm^2}{m} > 3,92 \frac{cm^2}{m}$$

Se debe verificar la separación máxima entre armaduras, que no debe ser superior a 25cm.

$$\frac{s}{n + 1} = \frac{50cm}{2 + 1} = 16,7cm < s_{mín} = 25cm \rightarrow \text{B. C.}$$

**Armadura principal superior – voladizo**

Mu: momento requerido: 54,84 KNm/m

$$Mn \geq \frac{Mu}{0,9} = \frac{54,84 \frac{kNm}{m}}{0,9} = 60,93 \frac{kNm}{m}$$

Usamos el método del momento adimensional

$$m_n = \frac{Mn}{f'c * bw * d^2} = \frac{60,93 \frac{kNm}{m}}{25500 \frac{kN}{m^2} * 1m * (0,16m)^2} = 0,093$$

$$ka = 1 - \sqrt{1 - 2 * m_n} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,093} = 0,098 > ka_{mín} = 0,055 \rightarrow ka = 0,098$$



$$\rightarrow ka = 0,055$$

$$kc = \frac{ka}{\beta_1} = \frac{0,098}{0,85} = 0,115 < kc_{\max} = 0,375 \rightarrow \text{No hace falta armadura de compresión}$$

Armadura necesaria:

$$As = \frac{f'c * b * w * d * ka}{fy} = \frac{25,5MPa * 1.000mm * 160mm * 0,055}{420 MPa} = 953,55 \frac{mm^2}{m} = 9,54 \frac{cm^2}{m}$$

Antes de dimensionar la armadura de tracción, verificamos si nos encontramos en la zona controlada por tracción.

#### - Verificación de zona de tracción

Hacemos semejanza de triángulos:

$$\frac{\epsilon_t}{d - c} = \frac{\epsilon_c + \epsilon_t}{d} \rightarrow \epsilon_t = \epsilon_c * \frac{d - c}{c} = \epsilon_c * \frac{d - kc}{kc} = 3\text{‰} * \frac{1 - 0,115}{0,115} =$$

$$7,7\text{‰} > 5\text{‰} \rightarrow \text{B. C.}$$

#### - Armadura superior adoptada

- Armadura disponible

En este proyecto se cuenta con armadura Trilogic, con una barra de diámetro de 16mm (2.01cm<sup>2</sup>), colocadas cada 50cm.

$$As_{disp} = \frac{A_{trilogic}}{0,5m} = \frac{1 * 2,01cm^2}{0,5m} = 4,02 \frac{cm^2}{m}$$

- Armadura adicional

$$As_{adicional} = As_{nec} - As_{disp} = (9,54 - 4,02) \frac{cm^2}{m} = 5,52 \frac{cm^2}{m}$$

- Armadura adoptada

Se adopta poner 2 barras de diámetro 16mm, a una separación de 50cm, es decir en el medio entre la armadura Trilogic.

$$As_{adop} = \frac{3 * 1,13cm^2}{0,5m} = 6,78 \frac{cm^2}{m} > 5,52 \frac{cm^2}{m}$$

Se debe verificar la separación máxima entre armaduras, que no debe ser superior a 25cm.



$$\frac{s}{n+1} = \frac{50\text{cm}}{3+1} = 12,5\text{cm} < s_{\text{mín}} = 25\text{cm} \rightarrow \text{B. C.}$$

### Dimensionado de la armadura secundaria

Según el reglamento CIRSOC 7.12, las losas donde la armadura de flexión está dispuesta en una sola dirección, se debe colocar armadura en dirección perpendicular a ella para resistir los esfuerzos debidos a la contracción y a la temperatura.

- Cuantía mínima de la armadura secundaria

En la tabla 7.12.2.1: “Cuantía mínima ( $\rho = A_s / b$ ) totales para la armadura de contracción y temperatura”:

$$\text{Cuantía mínima: } \rho = 0,0018$$

$$A_{\text{secundaria}} = \rho * b * h = 0,0018 * 100\text{cm} * 20\text{cm} = 3,6\text{cm}^2/\text{m}$$

Las separaciones máximas de la armadura secundaria surgen de lo siguiente:

$$s_{\text{máx}} \leq 3 * h = 3 * 20\text{cm} = 60\text{cm}$$

$$s_{\text{máx}} \leq 300\text{mm} = 30\text{cm}$$

$$s_{\text{máx}} = 30\text{cm}$$

h: altura total de la losa

Armadura secundaria adoptada

Para cubrir con la armadura secundaria se adoptan  $\varnothing 8$  mm cada 12,5cm.

### Esquema final de armaduras

En la imagen a continuación, se puede apreciar cada una de las barras que participan en la losa de tablero, se colocaron las armaduras correspondientes a tramo y el apoyo.

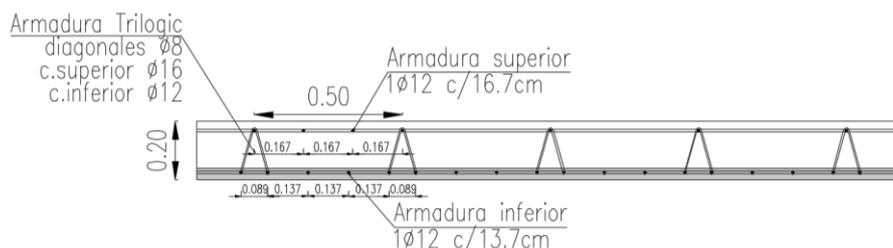


Fig. 62: Esquema final de armaduras en apoyo (fuente: elaboración propia)

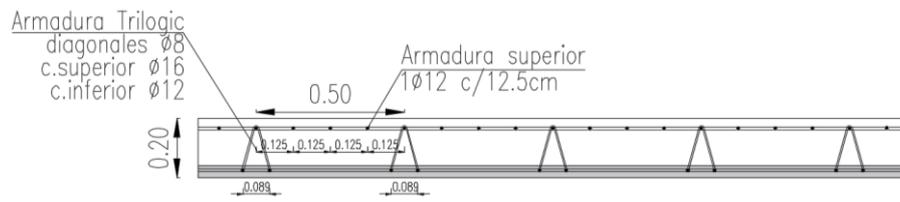


Fig. 63: Esquema final de armadura en voladizo (fuente: elaboración propia)



## 6.3 Dimensionamiento de vigas principales

### 6.3.1 Materiales

Realizaremos vigas principales de hormigón pretensado pos tesado, con barras con adherencia.

Los materiales a utilizar, serán los exigidos por el CIRSOC, y las características serán las siguientes:

El hormigón deberá cumplir:

-Resistencia compresión  $f'c=35\text{MPa}$

-Modulo elasticidad a los 28 días  $E_c = 4.700 * \sqrt{35} = 27.806 \text{ MPa}$

-Resistencia compresión al momento del tesado  $f'ci = 0,7x f'c = 24,5\text{MPa}$

-Modulo elasticidad (al momento del tesado  $E_c = 4.700 * \sqrt{24,5} = 23.264 \text{ MPa}$

El acero armadura activa: C-1900

#### **Predimensionado de la sección**

Se adoptará una sección para luego ser verificada, en función de dos recomendaciones, una por deformación y otra que brinda la Asociación Argentina del Hormigón Pretensado (AAHP).

#### **Por deformación**

Una norma práctica para adoptar secciones para hormigón pretensado, es que la altura de la misma es función de la luz de cálculo y estará comprendida entre:

$$\frac{L}{20} < H < \frac{L}{15}$$

$L = \text{luz de cálculo} = 12\text{m} - 1 * 1,20 = 10,80\text{m}$

$$\frac{L}{20} = \frac{10,8\text{m}}{20} = 0,6\text{m}$$

#### **Por recomendaciones de AAHP**

Según la AAHP “Norma para la tipificación de vigas de hormigón pretensado pre moldeadas para puentes carreteros”, para una luz  $L = 12\text{m}$  recomienda una sección “Tipo I”

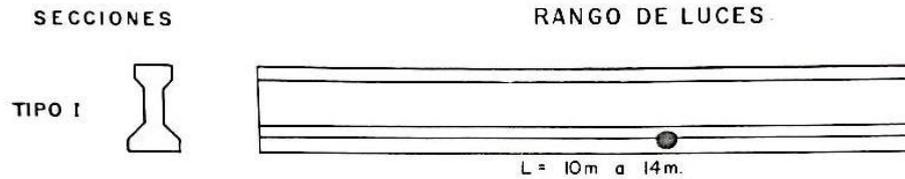


Fig. 64: Sección de la viga recomendada por la AAHP (fuente: AAHP, 1973).

**Viga adoptada**

Considerando ambas recomendaciones, la sección adoptada será mayor a la que nos recomienda la AAHP, para verificar y encontrarnos en buenas condiciones, adoptamos la sección de tipo II

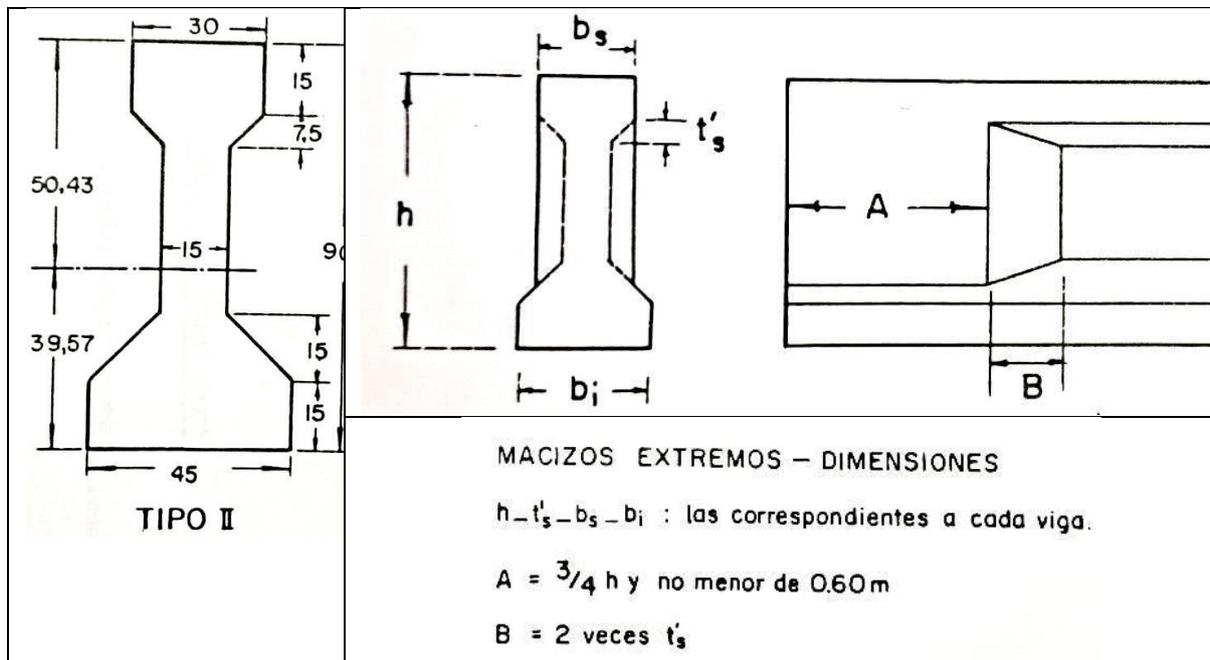


Fig. 65: Sección de la viga adoptada (fuente: AAHP, 1973).

Las características de la sección en el tramo y el apoyo se exponen en las siguientes tablas

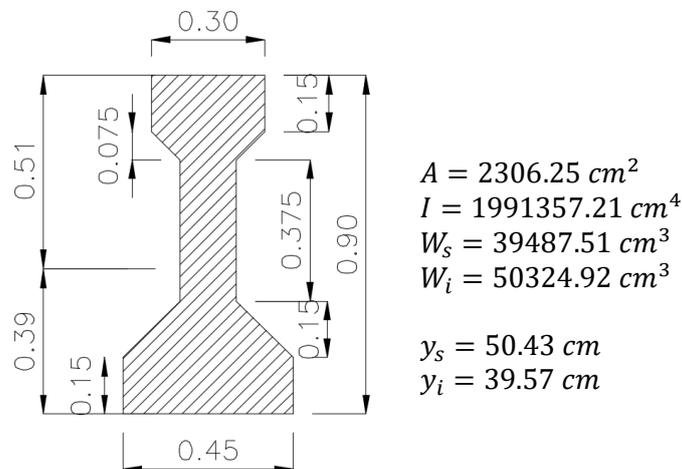


Tabla 29: Características de la sección en el tramo (fuente: Elaboración propia)

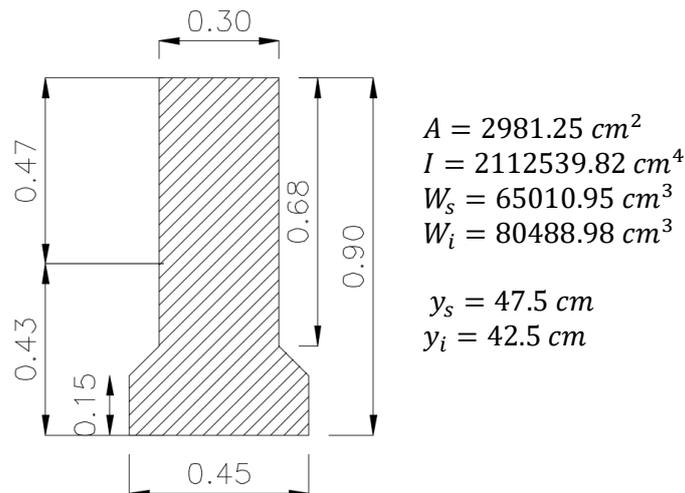


Tabla 30: Características de la sección en el apoyo (fuente: Elaboración propia)

Se adoptó una distancia para el macizo “A” del apoyo igual a 0,70cm (“h”), el valor de B es igual a 15cm. (lo visto en Fig.58)

### Sección homogenizada con la losa

La metodología de construcción, permite que se relacionen la losa de tablero, con las vigas principales.

Según CIRSOC 201 – 8.10.2, para viga T bajo losa, se considera que la losa se homogeniza con la viga, tomando un ancho colaborante que no debe ser mayor a:

$$b \leq \begin{cases} 8 * h_{LT} = 8 * 0,20 = 1,6m \\ \frac{1}{2} * \text{Distancia libre entre vigas} = \frac{2 - 0,30}{2} = 0,85m \end{cases}$$

Las calidades de hormigón:

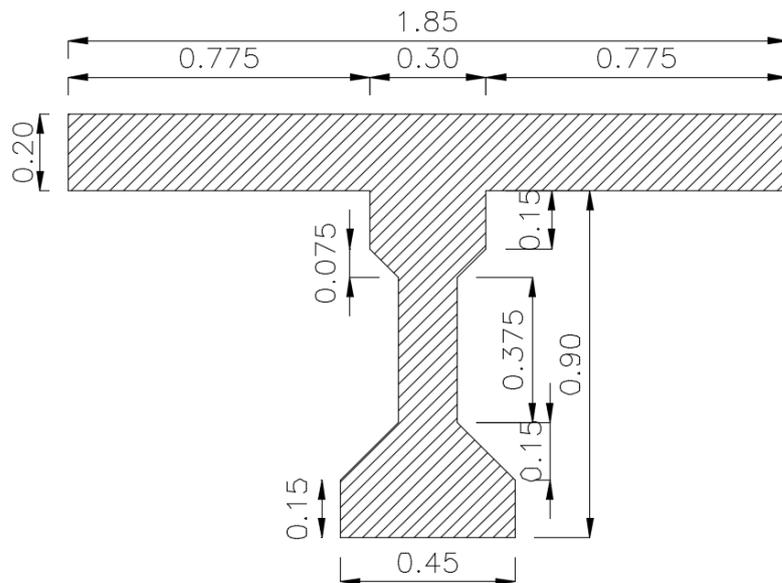
- de losa (H-30:  $E_l = 25.743 \text{MPa}$ )

-viga principal (H-35:  $E_v = 27.806 \text{MPa}$ )

El ancho colaborante homogenizado es:

$$b_c = \frac{E_l}{E_v} * (0,85 + 0,3 + 0,85)m = \frac{25.734 \text{MPa}}{27.806 \text{MPa}} * (0,85 + 0,3 + 0,85) = 1,85m$$

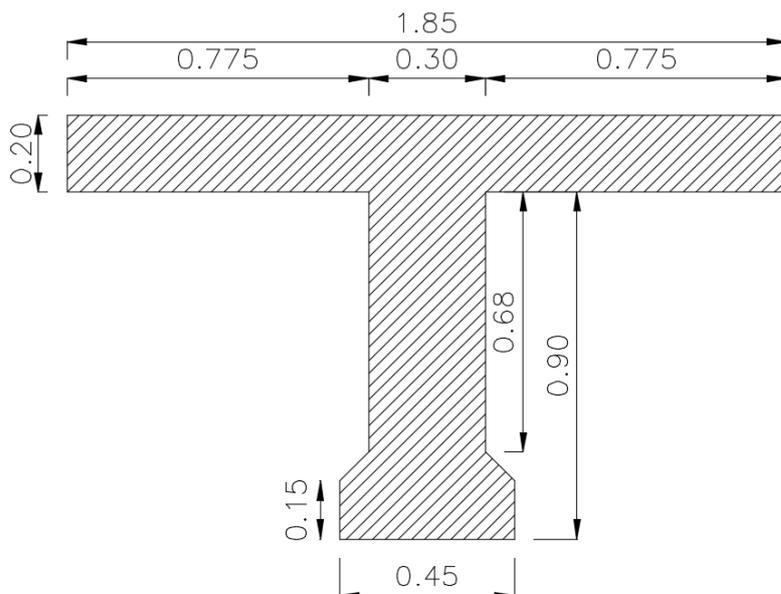
Ese ancho, distribuido a ambos lados de la viga, nos da un valor de ancho de 0,775cm. Obteniendo una sección compuesta como se muestra a continuación.



$$A = 6.006,25 \text{ cm}^2$$
$$I = 7.302.000 \text{ cm}^4$$
$$W_s = 219.393,76 \text{ cm}^3$$
$$W_i = 95.078,13 \text{ cm}^3$$

$$y_s = 33 \text{ cm}$$
$$y_i = 77 \text{ cm}$$

Tabla 31: Características de la sección homogénea en el tramo (fuente: Elaboración propia)



$$A = 6.681,25 \text{ cm}^2$$
$$I = 7.896.000 \text{ cm}^4$$
$$W_s = 219.333,33 \text{ cm}^3$$
$$W_i = 106.702,7 \text{ cm}^3$$

$$y_s = 36 \text{ cm}$$
$$y_i = 74 \text{ cm}$$

Tabla 32: Características de la sección homogénea en el apoyo (fuente: Elaboración propia)

### Análisis de cargas

Determinaremos las cargas permanentes y sobrecargas sobre la viga principal, en función de lo establecido en BCPHA de la DNV.

### Cargas permanentes

### Viga Principal



Para la determinación del peso propio de la viga principal, en función de las secciones adoptadas para apoyos y tramo con anterioridad, se obtendrá una sección representativa para ambas.

$$q_{VP} = Ag * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = (0,2925m^2 * 0,13 + 0,2306m^2 * 0,87) * 25 \frac{kN}{m^3} = 5,97 \frac{kN}{m}$$

#### Peso propio losa de tablero

$$bt = 2,4 * 5 + 1,28 * 2 = 14,56m$$

$$q_{LT} = \frac{bt * ht * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}}}{n^{\circ}VP} = \frac{14,56m * 0,2m * 25 \frac{kN}{m^3}}{6} = 12,13 \frac{kN}{m}$$

#### Peso propio viga secundaria

Se adopta una sección de viga secundaria, que luego se verificará en su dimensionado.

Sección adoptada:  $0,25m * 0,95m = 0,238 m^2$

$$P_{VS} = 0,238m^2 * 10m * 25 \frac{kN}{m^3} = 59,5 kN$$

$$q_{VS} = \frac{1}{n^{\circ}VP} * \left( \frac{(n^{\circ}VS - 2) * P_{VS}}{\frac{LVP}{n^{\circ}VS - 1}} \right) = \frac{1}{6} * \left( \frac{(3 - 2) * 59,5 kN}{\frac{10,8m}{3 - 1}} \right) = 1,84 \frac{kN}{m}$$

#### Peso propio carpeta de rodamiento

$$q_{CR} = \frac{bcr * hcr * \gamma_{ca}}{n^{\circ}VP} = \frac{14,56m * 0,05m * 22 \frac{kN}{m^3}}{6} = 2,67 \frac{kN}{m}$$

#### Peso propio en veredas

##### Veredas:

$$q_{prop} = \frac{n^{\circ}vered * ancho * esp * \gamma_{ca}}{n^{\circ}VP} = \frac{2 * 1,20m * 0,20m * 22 \frac{kN}{m^3}}{6} = 1,76 \frac{kN}{m}$$

**Barandas y defensas:** (Sección transversal  $0,24 m^2$ )

$$q_{byd} = \frac{n^{\circ} * sección * \gamma_{ca}}{n^{\circ}VP} = \frac{2 * 0,24 m^2 * 22 \frac{kN}{m^3}}{6} = 1,76 \frac{kN}{m}$$

#### Peso propio total

$$\begin{aligned} q_{PPTOTAL} &= q_{VP} + q_{LT} + q_{VS} + q_{CR} + q_{prop} + q_{byd} \\ &= 5,97 + 12,13 + 2,61 + 1,76 + 1,76 = 24,23 \frac{kN}{m} \end{aligned}$$



### Coefficiente de impacto

Según BCPHA (DNV), Vigas principales vinculadas al tablero solamente mediante vigas transversales, es decir, cuando la losa de la calzada no apoya directamente sobre la viga principal, pórticos, losas y puentes losas: para  $L = 12m$ ,  $\varphi = 1,20$  (Tabla n°2, BCPHA).

### Sobrecarga accidental

Según BCPHA (DNV) A.2.B, el puente es de categoría A-30, ya que pertenece a la red nacional y está sometido a tránsito de vehículos pesados. Correspondiendo las siguientes sobrecargas.

### Sobrecarga en veredas

La sobrecarga en veredas es  $= 4 \frac{kN}{m^2}$

$$S_V = \frac{S_V * B_V}{n^{VP}} = \frac{4 \frac{kN}{m^2} * 2 * 0,60m}{6} = 0,8 \frac{kN}{m}$$

### Multitud compacta

La multitud compacta es  $= 6 \frac{kN}{m^2}$

$$M_C = \frac{M_C * (b_{cal} + b_{an}) * \varphi}{n^{VP}} = \frac{6 \frac{kN}{m^2} * (12,67m + 1,2m) * 1,2}{6} = 16,64 \frac{kN}{m}$$

### Aplanadora

Se considera la carga del rodillo trasero y delantero de la aplanadora por separado, según las aéreas de influencia de cada uno, suponiendo la situación más crítica de 2 aplanadoras en cada faja de circulación.

$$P_d = 2 * \varphi * \frac{130kN - 2,5 * 3m * 6 \frac{kN}{m^2}}{6} = 34 kN$$

$$P_T = 2 * \varphi * \frac{85kN * 2 - 2,5 * 3m * 6 \frac{kN}{m^2}}{6} = 50 kN$$

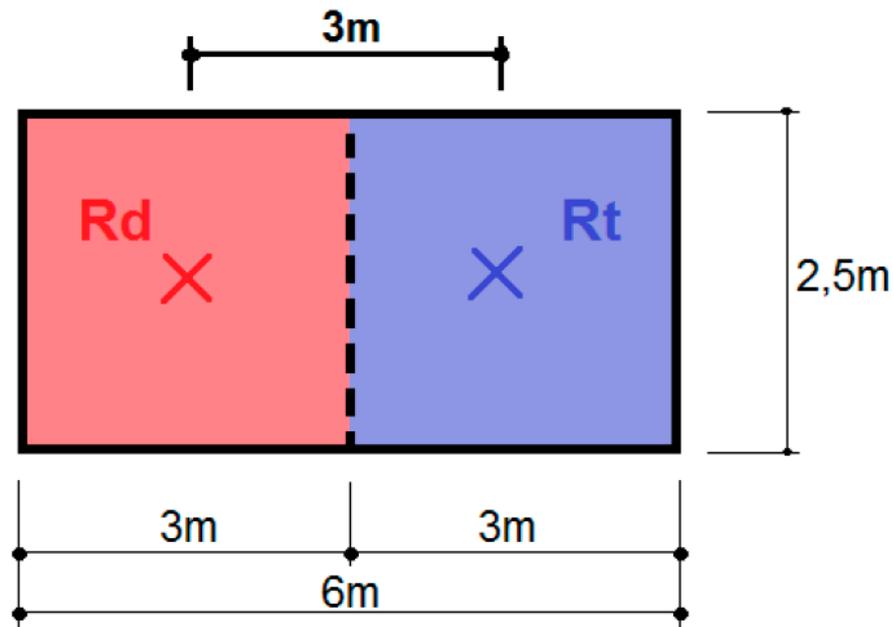


Fig. 66: Esquema de área de influencia (fuente: Apunte cátedra H°A°II)

### Solicitaciones

Se calcularán las solicitaciones para los estados de cargas, permanentes y sobrecargas, en planteo se hará como una viga simplemente apoyada.

Carga permanente de fabricación:

$$\text{Carga: } q_{VP} = 5,97 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Luz: } 12m$$

$$Mf = \frac{q * l^2}{8} = 107,5 \text{ kNm}$$

$$V = \frac{q * l}{2} = 35,9 \text{ kN}$$

Cargas permanentes en obra:

$$\text{Carga: } q_{po} = 24,23 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Luz: } 12m$$

$$Mf = \frac{q * l^2}{8} = 436,14 \text{ kNm}$$

$$V = \frac{q * l}{2} = 145,4 \text{ kN}$$

### Sobrecargas

Para el cálculo de solicitaciones con la Sobrecargas reglamentarias, se analizan las situaciones más desfavorables de la posición de la aplanadora.

1. Aplanadora en la mitad de la luz de la viga.
2. Aplanadora sobre apoyo izquierdo (rodillo trasero sobre apoyo).
3. Aplanadora sobre apoyo derecho (rodillo delantero sobre apoyo).

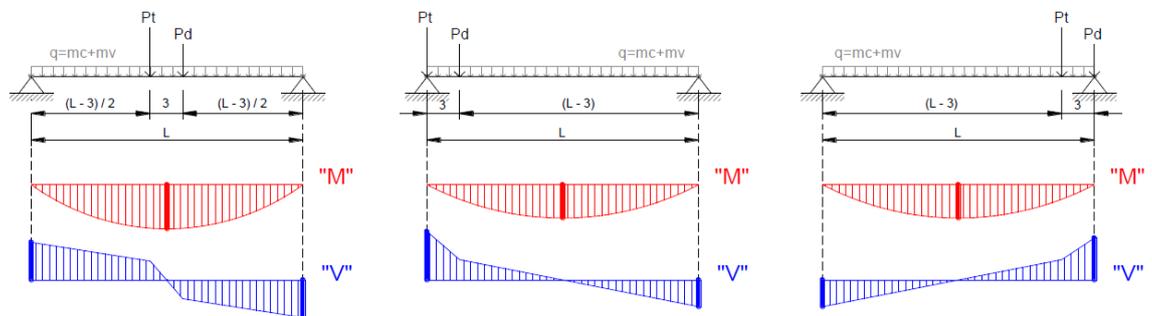


Fig. 67: Esquema orientativo de diagramas (fuente: Apunte catedra H°A°II)

Utilizaremos a continuación un software de cálculo de las solicitaciones (Ftool).

Carga distribuida=  $0,8+16,64=17,44 \text{ KN/m}$

PT=50 KN

PD= 34 KN

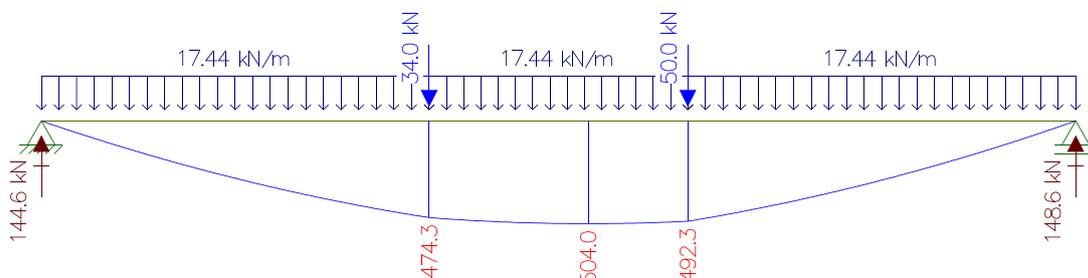


Fig. 68: Situación 1-diagrama de momento (fuente: elaboración propia)

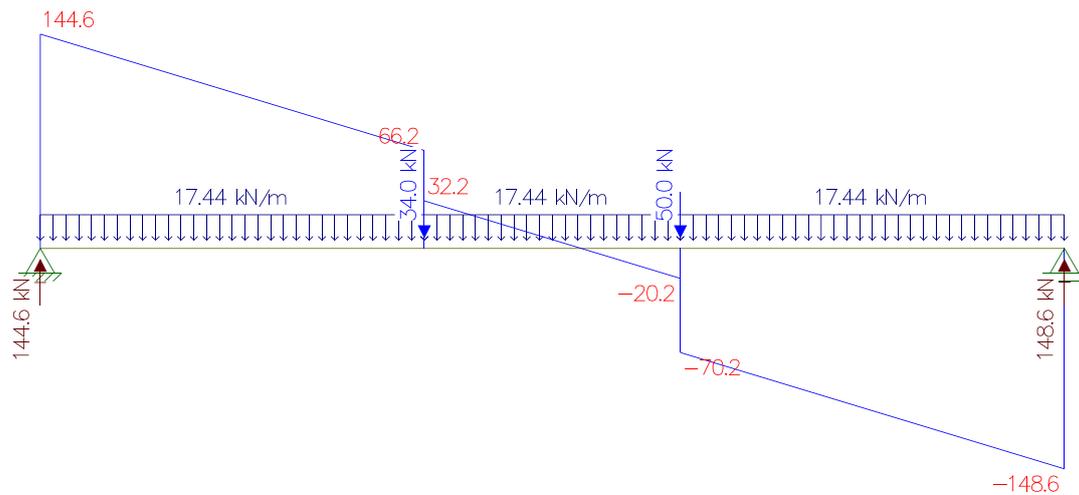


Fig. 69: Situación 1-diagrama de corte (fuente: elaboración propia)

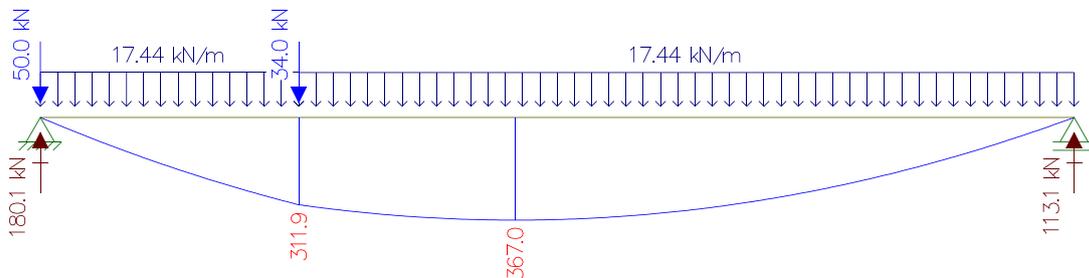


Fig. 70: Situación 2-diagrama de momento (fuente: elaboración propia)

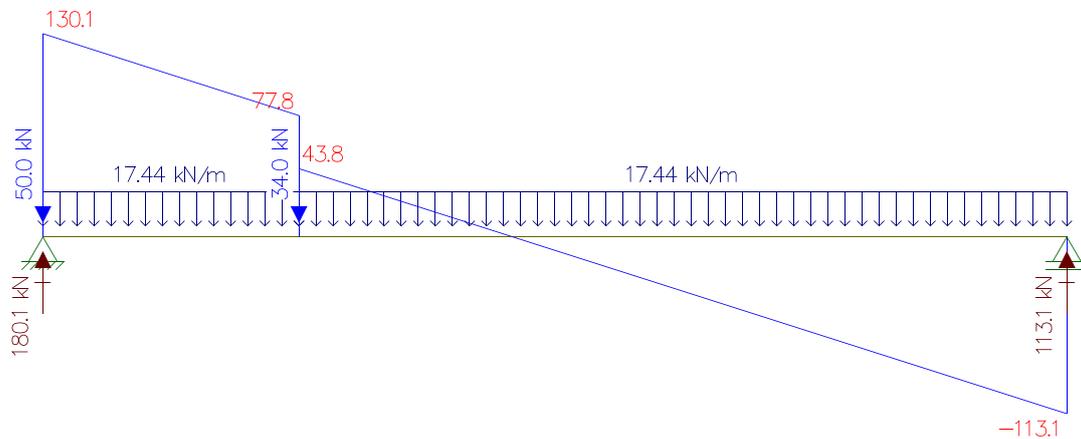


Fig. 71: Situación 2-diagrama de corte (fuente: elaboración propia)

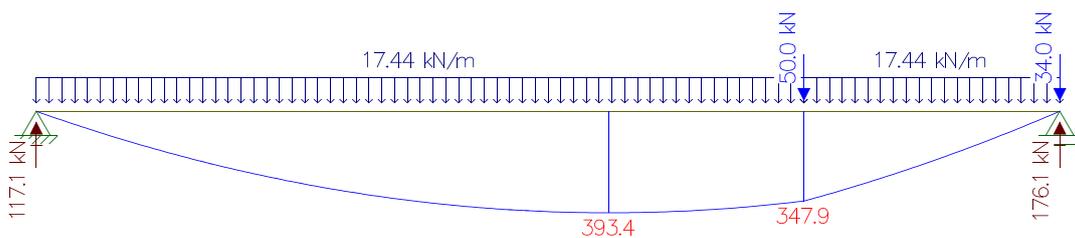


Fig. 72: Situación 3-diagrama de momento (fuente: elaboración propia)

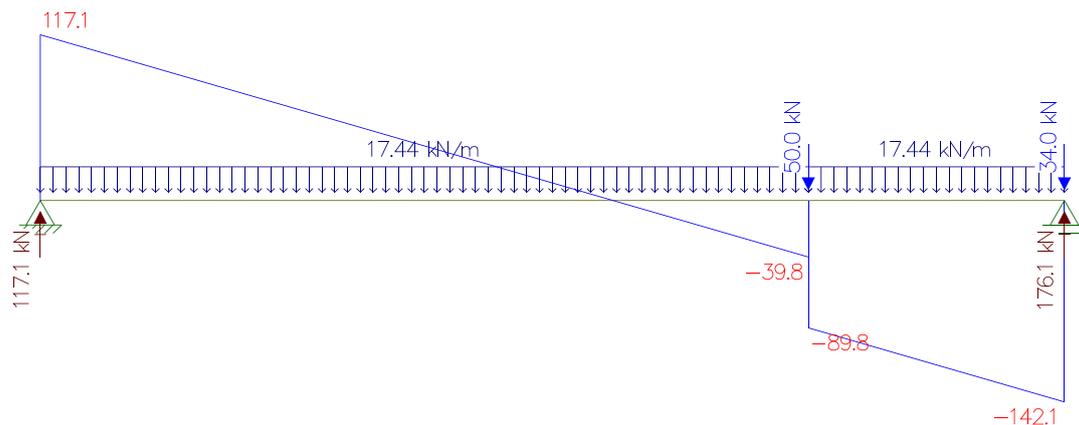


Fig. 73: Situación 3-diagrama de momento (fuente: elaboración propia)

De los gráficos anteriores, se obtienen las siguientes solicitaciones máximas:

$$M_f = 504 \text{ KNm}$$

$$V = 148,6 \text{ KN}$$

### Características de la sección de hormigón

En este punto se darán todas las características de las secciones de hormigón pretensado, como los recubrimientos mínimos, vainas, etc.

#### - Recubrimientos mínimos

Según CIRSOC 201, tabla 7.7.3 “Recubrimientos mínimos para el hormigón prefabricado (elaborado en condiciones de control en planta) para las clases de exposición A1 y A2”:

-Hormigón que una vez desencofrado está en contacto con el suelo o expuesto al aire libre

-Para cables de pretensado con  $d_b \leq 15 \text{ mm}$

$$r_{\text{mín}} = 20 \text{ mm}$$

Se debe aumentar el recubrimiento mínimo en un 30%, ya que la clase de estructura es A3, según lo indica el reglamento.

$$\text{Entonces: } r_{\text{mín}} = 20 \text{ mm} * 1,3 = 26 \text{ mm}$$

$$r_{\text{adop}} = 30 \text{ mm} = 3 \text{ cm}$$

#### - Excentricidad

Se supone un diámetro de estribos de 8mm, entonces la distancia desde el borde inferior de la viga pretensada hasta el baricentro de la armadura activa es:



$$d = r_{adop} + d_{estribo} + \frac{d_{vainas}}{2} = 3 \text{ cm} + 0,8 \text{ cm} + \frac{6 \text{ cm}}{2} = 6,8 \text{ cm} = 0,068 \text{ m}$$

Por lo tanto, la excentricidad, distancia entre el baricentro de armadura activa y el baricentro de la sección de la viga en el tramo será:

$$e = 0,396\text{m} - 0,068\text{m} = 0,328\text{m}$$

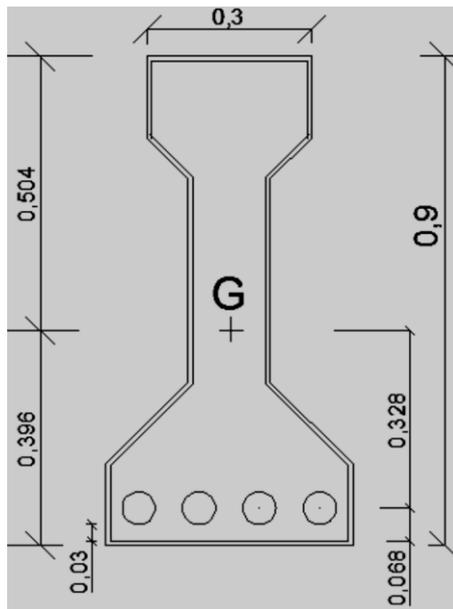


Fig. 74: Excentricidades, esquemático (fuente: elaboración propia)

### Solicitaciones y tensiones

En los siguientes cuadros se muestran las solicitaciones y las tensiones que serán necesarias para el dimensionamiento del esfuerzo de pretensado.

#### Resumen de solicitaciones – Flexión

Sección	Mf máximos (KNm)		
	Cargas de prefabricación	Cargas permanentes	Sobrecargas
L/2 a 6m de apoyos	107,5	436,14	504

#### Tensiones de trabajo – flexión

Para el cálculo de solicitaciones, se utiliza la expresión fundamental de la flexión:

$$\sigma = \frac{Mf}{W} (\text{MPa})$$

Resumen de tensiones de trabajo



Tensiones en MPa					
Sección	Fibra	Cargas de prefabricación	Cargas permanentes	Sobrecargas	Total
L/2 a 6m de apoyos	Superior	-2,72	-1,99	-2,30	-7,01
	Inferior	2,15	4,59	5,30	12,04

### Tensiones admisibles en el hormigón pretensado

Según el CIRSOC 18.4.1 en la etapa de introducción o transferencia de pretensado y 18.4.2 en la etapa de servicio.

### Tensiones en el acero

Usaremos acero de baja relajación C-1900

tensión de fluencia= 1.680 MPa

tensión de rotura= 1.840 MPa

Según CIRSOC 201 -18.5.1:

Por acción directa del gato: Mínimo (0,80 fpu; 0,94 fpy) = 1.472 MPa

Instante de transferencia: Mínimo (0,74 fpu; 0,82 fpy) = 1.361 MPa

Instante de transferencia, en anclajes (postesado) para t=0: 0,70 fpu= 1.288 MPa

### Dimensionamiento del pretensado a flexión

#### Requerimientos de tensión.

$$M_u = 1,2 * M_D + 1,6 * M_L = 1,2 * 436,14 + 1,6 * 504 \cong 1.330 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{1.330}{0,9} = 1.478 \text{ kNm}$$

Método de los momentos adimensionales dimensionamos la armadura

$$\text{Para } H - 35 \rightarrow \beta_1 = 0,814$$

$$m_n = \frac{M_n}{b * d^2 * f'c} = \frac{1,478 \text{ MNm}}{1,85\text{m} * (1,1\text{m} - 0,068\text{m})^2 * 35 \text{ MPa}} = 0,02143$$



$$k_c = \frac{1}{\beta_1} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{m_n}{0,425}} \right) = \frac{1}{0,814} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{0,02143}{0,425}} \right) = 0,0314$$

$$\varepsilon_s = \frac{3 * (1 - k_c)}{k_c} = \frac{3 * (1 - 0,0314)}{0,0314} = 92,6\text{‰}$$

$$\varepsilon_{pdc} \text{ para } C - 1.900 \rightarrow \varepsilon_{pdc} = 5,8\text{‰}$$

$$\varepsilon_{pt} = \varepsilon_s + \varepsilon_{pdc} = 92,6 + 5,8 = 98,4\text{‰} > 35\text{‰}$$

$$f_{ps} = f_{pu} = 1.840 \text{ MPa}$$

$$k_z = 0,5 + 0,5 * \sqrt{1 - \frac{m_n}{0,425}} = 0,5 + 0,5 * \sqrt{1 - \frac{0,02143}{0,425}} = 0,987$$

$$A_{pnec} = 2\phi 20 = \frac{2 * \pi * 2^2 * \text{cm}^2}{4} = 6,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{Anec} = \frac{M_n}{k_z * d * f_{pu}} - 6,28 \text{ cm}^2 \frac{420 \text{ MPa}}{1.840 \text{ MPa}} =$$

$$A_{Anec} = \frac{1,478 \text{ MNm} * 10^4}{0,987 * (1,1 - 0,068) \text{ m} * 1.840 \text{ MPa}} - 6,28 \text{ cm}^2 \frac{420 \text{ MPa}}{1.840 \text{ MPa}} = 6,45 \text{ cm}^2$$

$$\text{Cordones } \phi 0,5" = 0,987 \text{ cm}^2$$

$$A_{Anec} = \frac{6,45}{0,987} = 6,54 \cong 7 \text{ Cordones}$$

∴ Necesitaremos 1 Cable de 7 cordones de  $\phi 0,5"$

- Vaina

Usaremos una Vaina Normal 45/50 que permite alojar 7 cordones de  $\phi 0,5"$

### Trazado del cable

El trazado del cable de tesado responde a una ecuación parabólica, de la forma:

$$y = A * x^2 + B * x + C$$

Los coeficientes de la ecuación adquieren los siguientes valores:

$$A = -\frac{4 * f}{L^2} = -\frac{4 * (y_i - d)}{L^2} = -\frac{4 * (0,425 \text{ m} - 0,068 \text{ m})}{12^2} = -0,0099 \frac{1}{\text{m}}$$

$$B = -A * L = 0,119$$



$$C = 0$$

La ecuación del trazado del cable será:

$$y = -0,0099 * x^2 + 0,119 * x$$

x (m)	y (m)
0	0
2	0,20
4	0,32
5	0,35
6	0,36
8	0,32
10	0,20
12	0,00

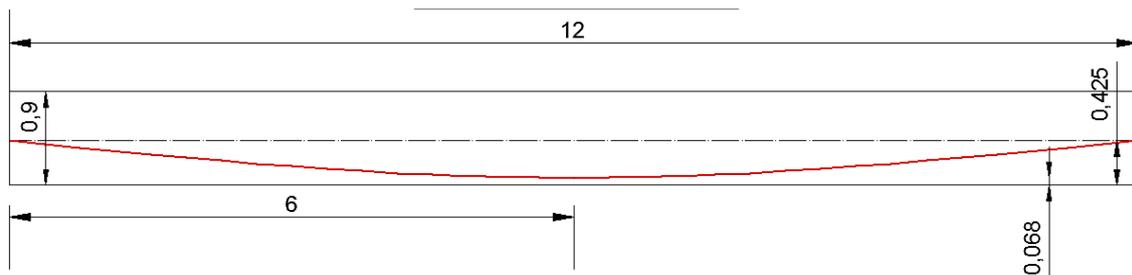


Fig. 75: Esquema del trazado del cable (fuente: elaboración propia)

### Tensiones de tesado

$$f_o = 0,75 * f_{pu} = 0,75 * 1.840 \text{ MPa} = 1.380 \text{ MPa}$$

$$\text{Fuerza de tesado} \Rightarrow P_o = 1.380 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} * (7 * 0,987 \text{ cm}^2) * \frac{1 \text{ m}^2}{10^4 \text{ cm}^2} = 0,953 \text{ MN}$$

$$P_{serv} = \text{Pérdidas} * P_o$$

Hallaremos a continuación las pérdidas que tendrá el cable de 7 cordones, para así obtener la fuerza de tesado en servicio.

### Pérdidas de tesado

En este punto se analizan todas las pérdidas que se producen del esfuerzo de tesado, para luego verificar el porcentaje que se consideró anteriormente.

Las pérdidas del esfuerzo de tesado se dividen en pérdidas instantáneas y diferidas.



### Pérdidas de instantáneas

Son las pérdidas que se dan al momento de introducir el tesado.

### Pérdidas por rozamiento: FR

$$\Delta P_p = P_p * (1 - e^{-(\mu_p * \alpha + k * l_x)})$$

Donde:

PP: Fuerza de tesado en el extremo del cable desde donde se efectúa el tesado.

k: Coeficiente de desviación accidental (rozamiento parásito o rozamiento en recta) por metro lineal de cable.

lx: Longitud del cable medido desde el extremo desde donde se efectúa el pretensado.

$\alpha$ : Coeficiente de fricción por curvatura.

$\mu_p$ : Desviación angular, en valores absolutos medidas en radianes, que se produce en el cable a lo largo de lx.

Según tabla 18.6.2 CIRSOC 201, para cables inyectados en vainas metálicas y cordón de 7 alambres:

$$0,0016 \leq k \leq 0,0066 \rightarrow \text{Adoptamos } k = 0,004 \text{ (1/m)}$$

$$0,15 \leq \mu_p \leq 0,25 \rightarrow \text{Adoptamos } \mu_p = 0,2 \text{ (1/rad)}$$

$$P_p = 0,953 \text{ MN}$$

Se trabaja en  $l_x = L/2 = 6 \text{ m}$  donde mayores serán las pérdidas.

Las desviaciones angulares se determinan según la siguiente fórmula:

$$\alpha = \frac{4 * f_i}{L}$$

Donde:

$f_i$ : es la distancia desde el baricentro del cable a la fibra inferior de la viga en el apoyo.

Pérdidas por fricción en cables

$$\text{En } x = 0$$

$$\tan \alpha_0 = \frac{dy}{dx} = -0,0099 \frac{1}{m} x + 0,119$$



$$\alpha_0 = \arctan(0,119) = 0,1184 \text{ rad}$$

En L:

$$\alpha = \alpha_0 - \alpha_L = 0,1184 \text{ rad} - (-0,1184 \text{ rad}) = 0,2369 \text{ rad}$$

$$\mu_p = 0,20 \frac{1}{\text{rad}}$$

$$K = 0,004 \frac{1}{\text{m}}$$

$$x = 12\text{m}$$

$$\Delta P_{pL} = Pp * (1 - e^{-(\mu p * \alpha + k * Lx)}) = 0,953\text{MN} (1 - e^{-(0,2 * 0,2369 + 0,004 * 12)}) = 0,0867 \text{ MN}$$

### **Pérdida por acortamiento elástico: ES**

**Al disponer simplemente de 1 cable, no corresponde tener en cuenta esta pérdida, debido a que no ocurre ese acortamiento, que ocurre cuando disponemos de varios cables y por lo cual varios tesados.**

### **Pérdidas diferidas**

Están son las pérdidas que se producen con el paso del tiempo.

Son las pérdidas provocadas por la relajación del acero de pretensado, la fluencia y la retracción.

### **Pérdidas por contracción del hormigón SH**

$$SH = (8,2 * 10^{-6}) * KSH * Es * \left(1 - 0,024 * \frac{V}{S}\right) * (100 - RH)$$

KSH: Para elementos postesado, se extrae de la tabla 10.3.2.2.1 de Hernández Balat, Bissio, Ortega - "Ejemplos de aplicación del reglamento argentino de estructuras de hormigón CIRSOC 201" Para un tiempo desde la finalización del curado húmedo hasta la puesta en tensión 1 día, entonces KSH = 0,92

V/S: Relación entre la sección transversal de la pieza y su perímetro en cm.

RH: Humedad relativa media del ambiente que rodea al elemento. Puede estimarse según tabla 10.3.2.2.2 de Hernández Balat, Bissio, Ortega. En general al aire libre RH = 70%

$$\frac{V}{S} = \frac{0,2306\text{m}^2}{2,6121\text{m}} = 0,088\text{m}$$



$$E_s = 195.000 \text{ MPa}$$

$$SH = (8,2 * 10^{-6}) * 0,92 * 195.000 \text{ MPa} * (1 - 0,024 * 0,088\text{m}) * (100 - 70) = 44,04 \text{ MPa}$$

$$\Delta P_{SH} = SH * A_s = 44,04 \text{ MPa} * (0,987 * 7 * \text{cm}^2) * 10^{-4} = 0,030\text{MN}$$

### Pérdidas por fluencia lenta del hormigón CR

$$CR = KCR * \left( \frac{E_s}{E_c} * (f_{cp} - f_{cg}) - f_{cgd} \right)$$

KCR = Para elementos postesado = 1,6

$f_{cgd}$  = Tensión en el hormigón en el centro de gravedad de los cables tesados debido a todas las cargas permanentes que se agregan luego del tesado.

$$f_{cgd} = \frac{Mg * e}{I_c} = \frac{0,40\text{MNm} * 0,328\text{m}}{0,073\text{m}^4} = 1,80\text{MPa}$$

$$f_{cp} - f_{cg} = 5,74 - 1,78 = 3,57 \text{ MPa}$$

$$CR = 1,6 * \left( \frac{195.000}{27.806} * (3,57 \text{ MPa} - 1,80 \text{ MPa}) \right) = 1,77 \text{ MPa}$$

$$\Delta P_{CR} = CR * A_s = 1,77 \text{ MPa} * (0,987 * 7 * \text{cm}^2) * 10^{-4} = 0,00122\text{MN}$$

### Pérdidas por relajación de los cables RE

$$RE = (Kre - J * (SH + CR + ES)) * C$$

Kre: valor básico de la relajación

J: factor que tiene en cuenta la relación de la pérdida por relajación con las restantes pérdidas

C: factor que tiene en cuenta la relación entre la tensión inicial aplicada al tensor fpi y la resistencia ultima a tracción del acero del tensor fpu.



Tabla 10.3.2.4.1

Tipo de elemento tensor	Relevado de tensiones	$K_{re}$ [MPa]	J
Cordón de 3 alambres C-1950	Térmico (Relajación Normal – RN)	144	0,16
Cordón de 3 alambres C-1800		133	0,15
Cordón de 3 alambres C-1750		130	0,14
Cordón de 3 alambres C-1650		122	0,13
Alambre de acero APL-1700	Termomecánico (Baja relajación – BR)	31	0,04
Cordón de 7 alambres C-1900		35	0,04

Fig. 76: Tabla de  $K_{re}$ , J (fuente Ej.Ap.10.3.2.4 CIRSOC 201).

$$K_{re} = 35 \text{ MPa}$$

$$J = 0,04$$

Tabla 10.3.2.4.2

$f_{pi} / f_{pu}$	Acero de Relajación Normal	Acero de Baja Relajación
$0,60 \leq f_{pi} / f_{pu} < 0,70$	$0,49 + 5 \cdot (f_{pi} / f_{pu} - 0,60)$	$0,33 + 4 \cdot (f_{pi} / f_{pu} - 0,60)$
$0,70 \leq f_{pi} / f_{pu} \leq 0,80$	$1,00 + 9 \cdot (f_{pi} / f_{pu} - 0,70)$	$0,75 + 5 \cdot (f_{pi} / f_{pu} - 0,70)$

Fig. 77: Tabla de C (fuente Ej.Ap.10.3.2.4 CIRSOC 201).

$$f_i = \frac{P_p}{A_s} = \frac{0,953 \text{ MN}}{(0,987 * 7 * \text{cm}^2) * 10^{-4}} = 1.379 \text{ MPa} \rightarrow \frac{f_i}{f_{pu}} = \frac{1.379 \text{ MPa}}{1.840 \text{ MPa}} = 0,75$$

$$0,70 \leq \frac{f_i}{f_{pu}} \leq 0,80 \rightarrow \text{Para aceros de baja relajación } C = 0,75 + 5 * \left( \frac{f_i}{f_{pu}} - 0,70 \right) = 1$$

Donde RE nos quedará entonces:

$$RE = (35 - 0,04 * (44,04 + 1,77) \text{ MPa}) * 1 = 33,17 \text{ MPa}$$

$$\Delta P_{RE} = RE * A_s = 33,17 \text{ MPa} * (0,987 * 7 * \text{cm}^2) * 10^{-4} = 0,0229 \text{ MN}$$

### PÉRDIDAS TOTALES

Perdidas Instantáneas		
Pérdidas por rozamiento	0,0867	MN
Pérdidas por acortamiento elástico	-	MN
Pérdidas Diferidas		
Contracción del hormigón	0,0300	MN
Fluencia lenta del hormigón	0,0012	MN
Pérdidas por relajación	0,0229	MN
<b>Pérdidas totales</b>	<b>0,1408</b>	<b>MN</b>



$$\text{Pérdida} = \frac{0,1408 \text{ MN}}{0,953 \text{ MN}} = 0,148 = 14,8\% \cong 15\%$$

$$P_{serv} = 0,85 * 0,953 \text{ MN} = 0,81 \text{ MN}$$

$$P_0 = 0,953 - 0,0867 = 0,8663 \text{ MN}$$

$$P_e = 0,8663 - 0,03 - 0,0012 - 0,0229 = 0,8122 \text{ MN}$$

$$P_d = 0,03 + 0,0012 + 0,0229 = 0,0541 \text{ MN}$$

**Verificación de las tensiones en estado de servicio:**

TENSIONES ADMISIBLES EN EL HORMIGÓN		Exp. reglam.	Valor en MPa	
En el momento de tesado t=0 f'ci= 24,5 MPa	Compresión	$0,60 f'_{ci}$	14,7	
	Tracción en apoyos simples	$0,50 \sqrt{f'_{ci}}$	2,47	
	Tracción	$0,25 \sqrt{f'_{ci}}$	1,24	
Luego de las perdidas t=∞ f'c= 35 MPa (viga) f'c= 30 MPa (losa)	Compresión cargas permanentes	$0,45 f'_c$	15,75 (viga)	13,50 (losa)
	Compresión cargas totales	$0,60 f'_c$	21,00 (viga)	18,00 (losa)
	Tracción (Clase T)	$\sqrt{f'_c}$	5,92	

Fig. 78: Imagen de la tabla de tensiones a verificar (fuente: elaboración propia)

$$M_{Dprefab} = 107,5 \text{ kNm} = M1$$

$$M_D = 400 \text{ kNm} = M2$$

$$M_L = 444$$

$$6 \text{ kNm} = M3$$

**Estado 1: Tesado + Peso Propio de la Sección 1 + Perdidas Instantáneas**

Fibra superior

$$\begin{aligned} f_{cs1} &= -\frac{M1}{W_{s1}} - \frac{P0}{A1} + \frac{P0 * e01}{W_{s1}} \\ &= -\frac{0,1075 \text{ MNm}}{0,0395 \text{ m}^3} - \frac{0,8663 \text{ MN}}{0,2306 \text{ m}^2} + \frac{0,8663 \text{ MN} * (0,425 - 0,068) \text{ m}}{0,0395 \text{ m}^3} = 1,35 \text{ MPa} \\ &< 0,6 f'_{ci} = 14,7 \text{ MPa} \rightarrow B, C, \end{aligned}$$

Fibra inferior

$$f_{ci1} = +\frac{M1}{W_{s1}} - \frac{P0}{A1} - \frac{P0 * e01}{W_{s1}}$$



$$= + \frac{0,1075 \text{ MNm}}{0,0503 \text{ m}^3} - \frac{0,8663 \text{ MN}}{0,2306 \text{ m}^2} - \frac{0,8663 \text{ MN} * (0,425 - 0,068) \text{ m}}{0,0503 \text{ m}^3} = -7,77 \text{ MPa} < 0,6 f'_{ci}$$

$$= 14,7 \text{ MPa} \rightarrow B.C.$$

Estado 2: Se incorporan peso de obras de arquitectura + Pérdidas diferidas

En el borde superior del H° in situ:

$$\frac{E_{H30}}{E_{H35}} = \frac{25.743}{27.806} = 0,93$$

sección con losa  $\rightarrow e_{02} = y_i - recub$

$$W_{S_{filo\ losa}} = W_{s2} = 0,2194 \text{ m}^3$$

$$W_{S_{filo\ viga}} = 0,2194 - (1,85 * 0,20 * (0,33 - 0,1)) = 0,1343 \text{ m}^3$$

$$f'_{cs2} = \left( \frac{\Delta Pd}{A2} - \frac{\Delta Pd * e_{02}}{W_{S_{fvig}}} - \frac{M2}{W_{S_{fvig}}} \right) * \frac{E_{H30}}{E_{H35}}$$

$$f'_{cs2} = \left( \frac{0,0541 \text{ MN}}{0,606 \text{ m}^2} - \frac{0,0541 \text{ MN} * (0,77 - 0,068) \text{ m}}{0,1343 \text{ m}^3} - \frac{0,4 \text{ MNm}}{0,1343 \text{ m}^3} \right) * 0,93 = -2,95 \text{ MPa}$$

$$< 0,45 * f'_{c} = 13,5 \text{ MPa} \rightarrow B.C.$$

En el borde superior del H° premoldeado

$$f_{cs2} = f_{cs1} + \frac{\Delta Pd}{A2} - \frac{\Delta Pd * e_{02}}{W_{s2}} - \frac{M2}{W_{s2}}$$

$$f_{cs2} = 1,35 \text{ MPa} + \frac{0,0541 \text{ MN}}{0,606 \text{ m}^2} - \frac{0,0541 \text{ MN} * (0,77 - 0,068) \text{ m}}{0,2194 \text{ m}^3} - \frac{0,4 \text{ MNm}}{0,2194 \text{ m}^3} =$$

$$f_{cs2} = -0,56 \text{ MPa} < 0,45 * f'_{c} = 15,75 \text{ MPa} \rightarrow B,C,$$

En el borde inferior:

$$f_{ci2} = f_{ci1} + \frac{\Delta Pd}{A2} + \frac{\Delta Pd * e_{02}}{W_{i2}} + \frac{M3}{W_{i2}}$$

$$f_{ci2} = -7,77 \text{ MPa} + \frac{0,0541 \text{ MN}}{0,606 \text{ m}^2} + \frac{0,0541 \text{ MN} * (0,77 - 0,068) \text{ m}}{0,0951 \text{ m}^3} + \frac{0,4 \text{ MNm}}{0,0951 \text{ m}^3} =$$

$$f_{ci2} = -3,08 \text{ MPa} < 0,45 * f'_{c} = 15,75 \text{ MPa} \rightarrow B.C.$$

**Estado 3: Se incorporan sobrecargas**

$$f'_{cs3} = f'_{cs2} - \frac{M3}{W_{S_{fvig}}} * \frac{E_{H30}}{E_{H35}} = -2,95 \text{ MPa} - \frac{0,4446 \text{ MNm}}{0,1343 \text{ m}^3} * 0,93$$



$$f'_{cs3} = -6,26 \text{ MPa} < 0,6 * f'c = 18 \text{ MPa} \rightarrow B. C.$$

En el borde superior del H° premoldeado

$$f_{cs3} = f_{cs2} - \frac{M4}{Ws2} = -0,56 \text{ MPa} - \frac{0,4446 \text{ MNm}}{0,2194 \text{ m}^3}$$

$$= -2,59 \text{ MPa} < 0,6 * f'c = 21 \text{ MPa} \rightarrow B. C.$$

En el borde inferior:

$$f_{ci3} = f_{ci2} + \frac{M4}{Wi2} = -3,08 \text{ MPa} + \frac{0,4446 \text{ MNm}}{0,0951 \text{ m}^3} = 1,6 \text{ MPa} < \sqrt{f'c} = 5,92 \text{ MPa} \rightarrow B. C.$$

### Verificación de la resistencia a flexión

En este punto se verificará si la armadura de tesado, es suficiente para soportar el esfuerzo de flexión al que está solicitado la viga principal.

### Momento último

$$MU = 1,2 * MD + 1,6 * ML = 1.330 \text{ KNm}$$

### Tensión de la armadura tesa para resistir la flexión

Se utiliza la expresión propuesta por CIRSOC 201-18.7.2.a:

$$f_{ps} = f_{pu} * \left\{ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} * \left[ \rho_p * \frac{f_{pu}}{f'c} + \frac{d}{dp} * (\omega - \omega') \right] \right\}$$

Donde:

$f_{ps}$  =Tensión de la armadura tesa para el cálculo de la resistencia nominal

$f_{pu}$  =Tensión de tracción especificada para el acero de pretensado = 1.860MPa.

$\gamma_p = 0,28$ : Factor que tiene en cuenta la forma del diagrama de tensión – deformación de los aceros. Para cordones de aceros de baja relajación.

$f'c$  =Resistencia especificada de compresión en el hormigón = 35 MPa

$\beta_1$  =Factor que relaciona la profundidad del eje neutro con la profundidad del bloque rectangular de tensiones utilizado para el cálculo de resistencia a flexión.

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 * \left( \frac{35\text{MPa} - 30\text{MPa}}{7} \right) = 0,814$$

$\rho_p$  =Cuantía de armadura tesa.



b: Ancho del borde comprimido de la sección:  $b_l = 1,85m$

$d_p$ : Distancia desde la fibra más comprimida hasta el baricentro de la armadura tesa en el centro del tramo =  $1,10m - 0,068m = 0,832m$

$$\rho_p = \frac{A_s}{b * d_p} = \frac{0,987 * 7 * 10^{-4}}{1,85m * 1,032m} = 3,62 * 10^{-4}$$

$d_p$  = Distancia desde la fibra más comprimida hasta el baricentro de la armadura tesa en el centro del tramo.

$\omega$  = Cuantía mecánica de la armadura traccionada no tesa = 0

$\omega'$  = Cuantía mecánica de la armadura comprimida no tesa = 0

$d$  = Distancia desde la fibra más comprimida hasta el baricentro de la armadura no tesa = 0

Reemplazando obtenemos:

$$f_{ps} = 1.840MPa * \left\{ 1 - \frac{0,28}{0,814} * \left[ 3,62 * 10^{-4} * \frac{1.840}{35} \right] \right\}$$

$$f_{ps} = 1.828 MPa$$

#### Tensión provista por armadura de tesado

$$T = f_{ps} * A_{ps} = 1.828 MPa * (0,987 * 7 * 10^{-4} m^2) = 1,62 MN$$

#### Profundidad del eje neutro (a) y de deformación (c)

$$a = \frac{T}{b * 0,85 * f'c} = \frac{1,62 MN}{1,85 * 0,85 * 30 MPa} = 0,034m$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{0,034m}{0,814} = 0,042m$$

#### Momento nominal

$$M_n = T * \left( d_p - \frac{a}{2} \right) = 1,62 MN * \left( 1,032m - \frac{0,034}{2} \right) = 1,64 MNm = 1.644KNm$$

$$M_u = 1.330 KNm < 0,90 * M_n = 1.480 KNm$$

#### Verificación de suposición de zona controlada por tracción

La deformación específica a nivel del centro de gravedad de los elementos tensores, debe ser mayor a 5%.



$$e_{ps} = 3\text{‰} * \frac{d_p - c}{c} = 3\text{‰} * \frac{1,032m - 0,034m}{0,034m} = 88\text{‰} > 5\text{‰} \rightarrow \text{B. C.}$$

### Verificación de la cuantía mínima

Según CIRSOC 201-18.8.2, el límite para la armadura de los elementos solicitados a flexión debe cumplir la siguiente relación:

$$\varphi * M_n \geq 1,2 * M_{cr}$$

$M_{cr}$  = Momento de fisuración calculado para las cargas que producen una tensión máxima de tracción igual a  $f_t$ .

$f_t$  : Módulo de rotura del hormigón o resistencia a la tracción por flexión, para clase T.

$$\text{Según CIRSOC 201 - 9.5.2.3: } f_t = 0,625 * \sqrt{f'_c} = 3,7 \text{ MPa}$$

El momento de fisuración ( $M_{cr}$ ) es aquel que luego de descomprimida la fibra inferior produce en ella una tracción igual a  $f_{cr}$ , entonces en  $L/2$  tendremos:

$$f_{cr} = + \left( \frac{P_o}{A_t} + \frac{P_o * e}{W_{inf}} \right) - \left( \frac{\Delta P_{id}}{A_t} + \frac{\Delta P_{dif} * e}{W_{inf}} \right) + f_t =$$

$$f_{cr} = + \left( \frac{1,31MN}{0,2306m^2} + \frac{1,31MN * 0,238m}{0,050m^3} \right) - \left( \frac{0,149MN}{0,2306m^2} + \frac{0,149MN * 0,328m}{0,050m^3} \right) + 3,7MPa$$

$$f_{cr} = 16,35MPa$$

$$M_{cr} = f_{cr} * W_{inf} = 16,35 \text{ MPa} * 0,050m^3 = 0,82 \text{ MNm}$$

$$\varphi * M_n = 0,9 * 1,48 \text{ Mnm} = 1,33 \text{ MNm} > 1,2 * M_{cr} = 0,98 \text{ MNm} \rightarrow \text{B, C,}$$

### Verificación de esfuerzo de corte

Para la verificación del esfuerzo de corte, se utilizan las ecuaciones de corte y momento flector mayorados.

$$M_U = 1,2 * M_D + 1,6 * M_L$$

$$V_U = 1,2 * V_D + 1,6 * V_L$$

Recordando que el subíndice D, indica los esfuerzos generados por las cargas permanentes y el subíndice L, por sobrecargas.



Sección	Distancia de apoyo izq.	M <sub>D</sub>	V <sub>D</sub>	M <sub>L</sub>	V <sub>L</sub>	M <sub>u</sub>	V <sub>u</sub>
Eje de apoyo	0,00	0,00	133,30	0,00	104,20	0,00	326,68
H/2	0,45	57,70	123,30	45,45	97,81	141,96	304,46
1	2,00	222,20	88,90	180,00	75,80	554,64	227,96
2	4,00	355,50	44,40	303,20	47,40	911,72	129,12
L/2	6,00	400,00	0,00	369,60	19,00	1071,36	30,40
3	8,00	355,50	44,40	362,00	43,30	1005,80	122,56
4	10,00	222,20	88,90	247,00	71,80	661,84	221,56
H/2	11,55	57,70	123,30	66,15	143,81	175,08	378,06
L/2	12,00	0,00	133,30	0,00	150,20	0,00	400,28

### Resistencia brindada por el hormigón

Según el CIRSOC 201 -11.4 la resistencia que ofrece el hormigón es:

$$V_c = \left( \frac{\sqrt{f'_c} c_i}{20} + 5 * \frac{V_u * dp}{M_u} \right) * bw * d \begin{cases} \geq V_{c_{\min}} = \frac{1}{6} * \sqrt{f'_c} * bw * d \\ \leq V_{c_{\max}} = 0,40 * \sqrt{f'_c} * bw * d \\ \leq V_{cw} = 0,30 * \left( \sqrt{f'_c} + \sqrt{f_{cp}} \right) * bw * d + V_p \end{cases}$$

$$\sqrt{f'_c} = \sqrt{35MPa} = 5,92 MPa$$

Donde:

dp: Distancia desde la fibra más comprimida hasta el baricentro de la armadura tesa, variable en las distintas secciones (al ser curvo los tensores). Será igual a los valores correspondientes al trazado del cable de la tabla n° 39 más: ys1A (0,475m).

d: Distancia desde la fibra extrema comprimida hasta el baricentro de la armadura traccionada tesa y no tesa, siempre mayor o igual a 0,8 H= 0,8 (0,9m) = 0,72m. Al solo contar con armadura tesa entonces d= dp

bw: Ancho del alma. En los extremos bw =0,30m; y en el tramo bw = 0,15m.

f<sub>cp</sub>: Tensión de compresión en el hormigón a nivel del centro de gravedad de la sección que resiste las cargas exteriores luego de ocurridas las pérdidas o bien a nivel de la unión entre el alma y el ala en aquellas secciones en que el centro de gravedad cae dentro de las alas.

-En el tramo: x <0,7 m y x>11,3m



$$f_{cp} = \frac{Po}{At} + \frac{\Delta Pdif}{At} = \frac{1,3107MN}{0,2306m^2} - \frac{0,149MN}{0,2306m^2} = 4,91 MPa$$

-En el apoyo:  $x > 0,7$  m y  $x < 11,3$  m

$$f_{cp} = \frac{Po}{Ap} + \frac{\Delta Pdif}{Ap} = \frac{1,3107MN}{0,2925m^2} - \frac{0,149MN}{0,2925m^2} = 3,97 MPa$$

Vp: Componente vertical de la fuerza efectiva de pretensado,

$$V_{c_{\min}} = \frac{1}{6} * \sqrt{35MPa} * 0,15m * d$$

$$V_{c_{\max}} = 0,4 * \sqrt{35MPa} * 0,15m * d$$

### Resistencia aportada por armadura de corte

$$V_n = \frac{Vu}{\phi} = V_c + V_s \rightarrow V_{s_{nec}} = V_n - V_c$$

Para el esfuerzo de corte:  $\phi = 0,75$

Los valores resultantes se presentan en las siguientes tablas:

Sección	Distancia de apoyo izq.	M <sub>u</sub>	V <sub>u</sub>	d	d <sub>adop</sub>	Vu*d/Mu	Vu*d/Mu	bw
Eje de apoyo	0,00	0,00	326,68	0,48	0,72	-	1,00	0,30
H/2	0,45	141,96	304,46	0,53	0,72	1,5442	1,00	0,30
1	2,00	554,64	227,96	0,67	0,72	0,2959	0,2959	0,15
2	4,00	911,72	129,12	0,79	0,79	0,1122	0,1122	0,15
L/2	6,00	1.071,36	30,40	0,83	0,83	0,0236	0,0236	0,15
3	8,00	1.005,80	122,56	0,79	0,79	0,0965	0,0965	0,15
4	10,00	661,84	221,56	0,67	0,72	0,2410	0,2410	0,15
H/2	11,55	175,08	378,06	0,05	0,72	1,5547	1,00	0,30
L/2	12,00	0,00	400,28	0,48	0,72	-	1,00	0,30

Sección	Distancia de apoyo izq.	f <sub>cp</sub>	V <sub>c<sub>min</sub></sub>	V <sub>c<sub>min</sub></sub>	V <sub>c</sub>	V <sub>c<sub>adop</sub></sub>	V <sub>n</sub> =V <sub>s</sub> /φ	V <sub>s<sub>nec</sub></sub> =V <sub>n</sub> -V <sub>c</sub>
Eje de apoyo	0,00	3,97	0,141	0,337	1,1439	0,3374	1,525	0,00
H/2	0,45	3,97	0,156	0,374	1,1439	0,3374	1,525	0,00
1	<b>2,00</b>	<b>4,91</b>	<b>0,100</b>	<b>0,239</b>	<b>0,1918</b>	<b>0,1918</b>	<b>0,256</b>	<b>0,06</b>
2	4,00	4,91	0,117	0,281	0,1019	0,1173	0,136	0,03



L/2	6,00	4,91	0,123	0,296	0,0517	0,1231	0,069	0,02
3	8,00	4,91	0,117	0,281	0,0926	0,1173	0,124	0,03
4	10,00	4,91	0,100	0,239	0,1621	0,1621	0,216	0,05
H/2	11,55	3,97	0,015	0,037	1,1439	0,0369	1,525	0,00
L/2	12,00	3,97	0,141	0,337	1,1439	0,3374	1,525	0,00

### Esfuerzos de cortes necesarios

De los valores de las tablas anteriores, se puede observar que el mayor valor de esfuerzo necesario  $V_s$ , se da a una distancia de 2m del apoyo izquierdo, con un valor de  $0,06MN = 60KN$ . Con este valor se determina la armadura de estribo.

### Cálculo de armadura de estribo

Armadura de estribo mínima: El reglamento CIRSOC recomienda que la armadura de corte no sea menor el siguiente valor:

$$\left(\frac{As}{s}\right) = \frac{1}{16} * \sqrt{f'c} * \frac{bwmáx}{fy} = \frac{1}{16} * \sqrt{35MPa} * \frac{0,30m}{420MPa} = 2,64 * 10^{-4} \frac{m^2}{m}$$

$$\left(\frac{As}{s}\right) = \frac{Aps * fpu}{80 * dmín * fy} = \frac{1,15 * 10^{-3}m^2 * 1.860 MPa}{80 * 0,72m * 420 MPa} = 8,84 * 10^{-5} \frac{m^2}{m}$$

### Separación máxima

$$V_{s nec} = 0,06MN < \frac{1}{3} * \sqrt{f'c} * bw * d = 0,21MN$$

$$Separación\ máxima < \begin{cases} \frac{3}{4} * H = 0,675m \\ 400mm = 0,4m \end{cases}$$

Armadura de estribo necesaria

$$\left(\frac{As1}{s}\right) = \frac{Vs nec}{n * d * fy} = \frac{0,06MN}{2 * 0,673m * 420 MPa} = 1,06 * 10^{-4} \frac{m^2}{m} = 1,06 * \frac{cm^2}{m}$$

$$\left(\frac{As}{s}\right) = 2 * \left(\frac{As1}{s}\right) = 2 * 1,06 * \frac{cm^2}{m} = 2,12 * \frac{cm^2}{m} < \begin{cases} \left(\frac{As}{s}\right)_{mín} = 2,64 * 10^{-4} \frac{m^2}{m} \\ \left(\frac{As}{s}\right)_{mín} = 8,84 * 10^{-5} \frac{m^2}{m} \end{cases}$$

Como la armadura necesaria es menor que la armadura mínima que recomienda el CIRSOC, se adopta la armadura mínima como armadura de estribo.



### Estribo adoptado

Se adoptan 1Ø8 mm cada 30 cm. Así obtenemos:

$$\left(\frac{As}{s}\right)_{adop} = \frac{0,50m^2}{0,3m} = 1,66 \frac{cm^2}{m} > \left(\frac{As}{s}\right)_{min} = \frac{2,64 * 10^{-4} \frac{m^2}{m}}{2} = 1,32 \frac{cm^2}{m}$$

### Verificación de bielas comprimidas

Tal como en elementos no pretensados el CIRSOC 201, no especifica una verificación directa a la fisuración del alma por efecto del corte ni de la resistencia de las bielas comprimidas, pero si existe una verificación indirecta a través de la limitación al aporte de la armadura total  $V_s$  de la fisura. Debe cumplirse:

$$V_{s_{adop}} = n * d * f_y * \left(\frac{As}{s}\right)_{adop} = 0,094MN < \frac{2}{3} * \sqrt{f'c} * bw * d = 0,39MN \rightarrow B.C.$$

### Zonas de anclaje de cables pos tesados

#### Zona general

Según FREYSSINET – “Manual técnico de sistema de pretensado”, para 7 cordones por cable corresponde un cable tipo C-12. Y para este le corresponde un anclaje tipo 7C15, cuyas dimensiones veremos más adelante, sacado de tablas de FREYSSINET

#### Unidad de anclajes

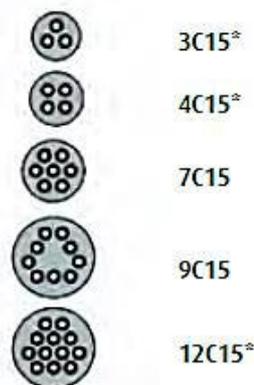


Fig. 79: Tipos de anclajes (fuente: [www.FREYSSINET.com](http://www.FREYSSINET.com))

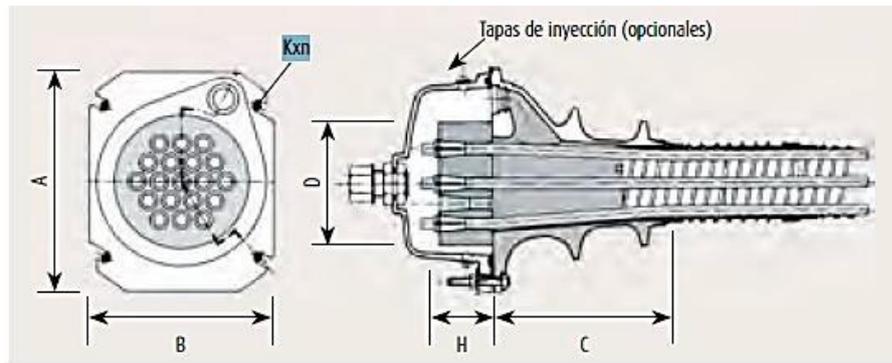


Fig. 80: Dimensiones del anclaje (fuente: [www.FREYSSINET.com](http://www.FREYSSINET.com))

Unidades	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	H (mm)	Kxn (mm)
3C15	150	110	120	85	50	M10x2
4C15	150	120	125	95	50	M10x2
7C15	180	150	186	110	55	M12x2
9C15	225	185	260	150	55	M12x4
12C15	240	200	165	150	65	M12x4
13C15	250	210	246	160	70	M12x4
19C15	300	250	256	185	80	M12x4
22C15	330	275	430	220	90	M12x4
25C15	360	300	400	230	95	M16x4
25CC15	350	290	360	220	95	M16x4

Fig. 81: Dimensiones del anclaje (fuente: [FREYSSINET.com](http://FREYSSINET.com)).

### Verificación de dispositivos de anclajes poco separados

Según CIRSOC 201– C.18.13.5, para aplicar métodos simplificados se debe verificar:

$$s_c = 21\text{cm} < 1,5H_{\text{anclaje}} = 1,5 * 18\text{ cm} = 27\text{cm} \therefore \text{Dispositivos poco separados.}$$

Anclaje: 18cm. Ancho del dispositivo de anclaje en la dirección considerada, es decir ancho de la placa de anclaje (Fig. 81)

### Fuerza de desgarramiento por tracción: $T_{des}$

Según CIRSOC 201– C 18.13.5, la magnitud de la fuerza de desgarramiento se puede estimar mediante la siguiente expresión:

Fuerza de desgarramiento (Fig. 82)

$$T_{des} = 0,25 * P_{pu}$$



La **fuerza de pretensado mayorada  $P_{pu}$**  es el producto del **factor de carga** (igual a 1,2 de acuerdo con el artículo 9.2.5.) y la **fuerza de pretensado máxima admisible**.

$$P_{pu} = 1,2 * 0,8 * f_{pu} * A_{ps} = 1,2 * 0,8 * 1.840MPa * 0,987 * 7 * 10^{-4} * m^2 = 1,22MPa$$

$$T_{des} = 0,25 * P_{pu} = 0,25 * 1,22 MPa = 0,305 MPa$$

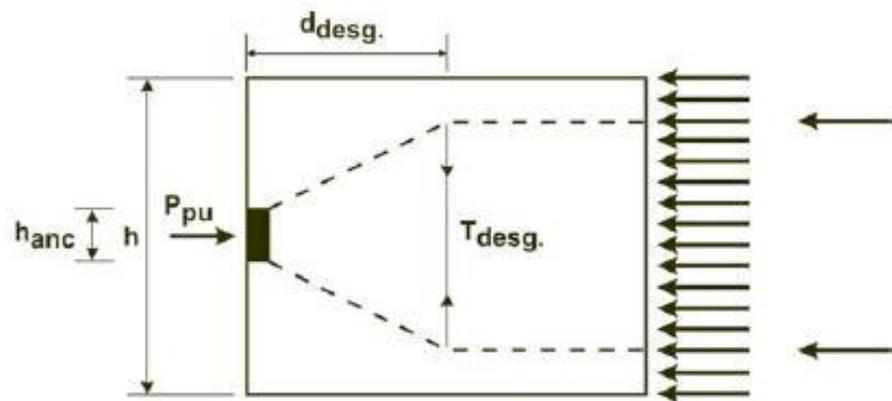


Fig. 82: Fuerza de desgarramiento para sección rectangular (fuente: CIRSOC, 2005)

Armadura necesaria para fuerza de desgarramiento

La armadura que se debe colocar en ambos sentidos, horizontal y vertical en el apoyo, se calcula mediante la siguiente expresión:

$$A_{des} = \frac{T_{des}}{\phi * f_y} = \frac{0,305 MPa}{0,85 * 420 MPa} = 8,54 cm^2$$

$\phi$ : Factor de reducción de resistencia para zonas de anclaje de postesado= 0,85

$A_{des}$ : Área total de armadura pasiva.

**Armadura adoptada**

Se adoptarán estribos de 2 ramas que cubrirán tanto la dirección horizontal como la vertical.

$$\underline{\underline{Se adoptan 12\phi 10mm = 12 * 0,785 cm^2 = 9,42 cm^2 > 8,54 cm^2}}$$

Distribuidos en estribos de dos ramas, con 6 barras de 10mm cada uno.

La separación no debe ser superior a:

$$s = \frac{h_v - r_{lat}}{n^{\circ}estrib - 1} = \frac{0,9m - 0,03m}{6 - 1} = 0,174m = 17,4cm$$

Finalmente, para mayor practicidad adoptamos estribos de 2 ramas  $\phi 8mm$  cada 15cm.



### Zona local

Ira verificación: Para verificar la zona de anclaje local, primero se debe verificar que el dispositivo de anclaje sea suficientemente rígido.

Según CIRSOC 201 – 18.15.1.2, un dispositivo de anclaje es suficientemente rígido si la esbeltez de su placa de asiento verifica la siguiente relación:

$$\frac{n}{t} \leq 0,08 * \sqrt{\frac{Eb}{fb}}$$

Donde:

n: Mayor distancia entre el borde exterior de la placa de acuñaamiento y el borde exterior de la placa de asiento. Para las placas de asiento rectangulares esta distancia se mide en forma paralela a los bordes de dicha placa.

Si el anclaje no tiene placa de acuñaamiento, la dimensión de la placa de acuñaamiento se adoptará como la distancia entre los orificios de acuñaamiento más alejados en la dirección correspondiente. Según se observa en la tabla de FREYSSINET antes presentada, para el tipo de anclaje 7C15, la distancia entre el borde exterior del cilindro de anclaje (D) o placa de acuñaamiento, y el borde exterior de la placa de asiento (A) es la siguiente:

$$n = \frac{18cm - 11cm}{2} = 3,5cm$$

t: el espesor promedio de la placa de asiento = 0,018m

fb: Carga máxima mayorada del cable Ppui dividida por el área de asiento efectiva Ab.

Ab: Área neta efectiva de la placa de asiento calculada como el área Ag menos el área de los orificios de la placa de asiento.

Ag: Área total (bruta) de la placa de asiento si se satisface los requisitos de esbeltez de la placa que se está verificando. Entonces en principio suponiendo se cumple se calcula esta área considerando las dimensiones de la placa de la tabla n°48.

$$Ag = 0,027m^2$$

$$Ab = Ag - \left( 7 * \frac{\pi * \phi^2}{4} \right) = 0,026m^2$$

$$fb = \frac{0,68MN}{0,026m^2} = 26,15 MPa$$



Eb: Módulo de elasticidad del material de la placa de asiento, según Freyssinet– “Manual técnico de sistema de pretensado”, la placa de asiento se realiza con acero SAE 1010, el cual posee módulo de elasticidad = 20.110MPa

Reemplazando:

$$\frac{n}{t} = 1,98 \leq 0,08 * \sqrt{\frac{Eb}{fb}} = 2,22$$

**2da verificación:** Verificación de área local

Según CIRSOC 201– 18.15.1.1, la resistencia efectiva a la compresión en el apoyo de hormigón utilizada para el diseño debe verificar:

$$f_b \leq 0,7 * \phi * f'ci * \sqrt{\frac{A}{Ag}} \quad y \quad f_b \leq 2,25 * \phi * f'ci$$

A: Área máxima de la parte de la superficie de asiento que es geoméricamente similar al área cargada y concéntrica con la misma. Es decir, el área de influencia de la sección de hormigón en la placa de anclaje considerada, la peor condición es la menor área de influencia por lo que se considera:

$$A = bw * Sa = 0,3m * 0,21m = 0,063 m^2$$

$$0,7 * \phi * f'ci * \sqrt{\frac{A}{Ag}} = 0,7 * 0,85 * 24,5MPa * \sqrt{\frac{0,063 m^2}{0,027 m^2}} = 22,27 MPa$$

$$2,25 * \phi * f'ci = 2,25 * 0,85 * 24,5MPa > 46,86 MPa$$

$$f_b = 26,15 MPa > 22,27 MPa \rightarrow M. C.$$

Según CIRSOC 201– 18.15.1, al no verificarse estas condiciones en la zona local se deberá utilizar dispositivos de anclaje especiales que deberán cumplir con los ensayos especificados en CIRSOC 201– 18.15.4

**Verificación de la fisuración – estado de servicio**

Según CIRSOC 201– Tabla 18.3: “Requisitos para el diseño en condiciones de servicio” para un elemento pretensado clase T, no existe ningún requisito de control de fisuración.

**Control de flecha – estado de servicio**

Según CIRSOC 201– Tabla 18.3: “Requisitos para el diseño en condiciones de servicio” para un elemento pretensado clase T, se exige controlar la flecha trabajando con la sección fisurada.



Recordando la sección de viga principal en el tramo, su inercia será

$$I = 7.302.000,00 \text{ cm}^4 = 0,073\text{m}^4$$

### Flecha máxima para elementos de hormigón

Para la determinación de la máxima flecha en elementos pretensados se trabajará con Portland Cement Association (PCA) – “Notas sobre ACI 318-02 - Requisitos para hormigón estructural con ejemplos de diseño”, mediante la siguiente expresión:

$$f_{\text{máx}} = -\overbrace{\Delta_{PO}}^1 + \overbrace{\Delta_O}^2 - \overbrace{\left[ -\frac{\Delta_{Pu}}{PO} + (k_r C_u) * \left( 1 - \frac{\Delta_{Pu}}{2PO} \right) \right] * \Delta_{PO}}^3 + \overbrace{(k_r C_u) * \Delta_O}^4 + \overbrace{\Delta_S}^5 + \overbrace{(\beta_S k_r C_u) * \Delta_S}^6 \\ + \overbrace{\Delta_L}^7 + \overbrace{\left( \frac{M_S}{M_L} * \beta_S * C_u \right) * \Delta_L}^8$$

A la expresión anterior se la calcula por parte, y después se suman todos los resultados parciales.

#### 1. Contra flecha inicial debido al momento de pretensado inicial luego de las pérdidas instantáneas

Según tabla 3.2 ACI 435R-34, para cables curvos en el centro de la luz:

$$\Delta_{PO} = \frac{Po * (ec - ee) * l^2}{12 * Eci * Ig} + \frac{Po * ee * l^2}{8 * Eci * Iga} = 0,0121\text{m} = 1,21\text{cm}$$

ec: Excentricidad de la fuerza de pretensado P0 respecto al eje baricéntrico de la sección en el centro del tramo= e1= 0,357m

ee: Excentricidad de la fuerza de pretensado P0 respecto al eje baricéntrico de la sección en los apoyos= 0

P0: Fuerza de pretensado luego de las perdidas instantáneas= 1,31MN

Eci: Módulo de elasticidad del hormigón en el momento de tesado= 23.264MPa

Ig: Momento de inercia de la sección con respecto al eje baricéntrico en el centro del tramo = 0,0199m<sup>4</sup>

Iga: Momento de inercia de la sección con respecto al eje baricéntrico en los apoyos = 0,0211m<sup>4</sup>



## 2. Flecha debida a las cargas permanentes

$$\Delta_0 = \frac{5 * M_0 * l^2}{48 * E_{ci} * I_g} = 0,00348m = 0,35cm$$

M<sub>0</sub>: Momento por peso propio de la viga en el centro de la luz = 107,5KNm = 0,1075MNm

## 3. Contra flecha adicional de la viga a largo plazo debido al momento de pretensado

Este término incluye los efectos de la fluencia lenta y las pérdidas de pretensado; es decir, el efecto de la fluencia lenta bajo tensión variable. Un valor medio de  $C_u = 2$  podría ser razonable para el factor de fluencia lenta debida a la fuerza última de pretensado y el peso propio.

El factor  $k_r$  toma en cuenta el efecto de cualquier acero no pretensado, que reduce la contra flecha dependiente del tiempo.

$$\left[ -\frac{\Delta_{Pu}}{P_0} + (k_r C_u) * \left( 1 - \frac{\Delta_{Pu}}{2P_0} \right) \right] * \Delta_{P_0} = -0,0214m = -2,14cm$$

$\Delta_{Pu}$ : Diferencia entre la fuerza de pretensado inicial (incluidas las pérdidas instantáneas) y la fuerza de pretensado final =  $P_0 - P_e = \Delta P_{dif} = 0,148MN$

$k_r$ : Factor que toma en cuenta el efecto de armadura no tesa.

$$k_r = \frac{1}{1 + \frac{A_s}{A_{sp}}} = 1$$

$A_s$ : Área de armadura no tesa. Armadura de fisuración adoptada  $A_{sfadop} = 0cm^2$

$A_{sp}$ : Área de armadura tesa =  $1,15 \times 10^{-4} m^2$

$C_u$ : Factor de fluencia lenta debida a la fuerza última de pretensado y el peso propio = 2

$\Delta_{P_0}$ : Contra flecha inicial debida al momento de pretensado inicial luego de las pérdidas instantáneas = 0,0121m

## 4. Flecha adicional a largo plazo debida al peso propio de la viga

$$(k_r C_u) * \Delta_0 = 6,93 * 10^{-3}m = 0,696cm$$

Se utiliza el mismo valor de  $C_u$  utilizado en el término anterior 3. Debido a que la fluencia lenta debida al pretensado y al peso propio ocurre bajo las tensiones combinadas que ellos provocan, el efecto de cualquier acero no pretensado traccionado de reducir la flecha por fluencia lenta se incluye tanto en el término de la contra flecha 3 como en el término de la flecha 4.

$\Delta_0$ : Flecha inicial debida al peso propio de la viga = 0,00348m



### 5. Flecha inicial de la viga bajo una carga permanente impuesta

$$\Delta_s = \frac{5}{48} * \frac{l^2}{Ec} * \frac{M_D}{Ig} = 0,0108m = 1,08cm$$

MD: Momento en el centro de la luz debido a las cargas permanentes = 0,4MNm

ID: Momento de inercia de la sección con respecto al eje baricéntrico en el centro del tramo = 0,0199m<sup>4</sup>

Ec: Módulo de elasticidad del hormigón= 27.806MPa

### 6. Flecha adicional a largo plazo de la viga provocada por una carga permanente impuesta

Kr es igual que en los términos 3 y 4, y se incluye en este término por el mismo motivo que se incluye en el término 4. Se recomienda un valor de Cu= 1,6, asumiendo que la carga se aplica 20 días después de la colocación del hormigón. βs es un factor de corrección que considera la edad del hormigón de la viga en el momento de aplicación de la carga impuesta, si esta edad no es de 20 días: βs=1 para una edad de 3 semanas; βs=0,96 para 1 mes; βs=0,89 para 2 meses; βs=0,85 para 3 meses y βs=0,83 para 4 meses.

$$(\beta_s k_r C_u) * \Delta_s = 0,017m = 1,72cm$$

Cu: Factor de fluencia lenta debida a las cargas permanentes impuestas= 1,6

βs: Factor de corrección que considera la edad del hormigón al aplicar las cargas permanentes. Se considera que se cargará la viga a los 20 días, entonces= 1

Δs: Flecha inicial de la viga bajo una carga permanente impuesta= 0,0108m

### 7. Flecha inicial de la viga provocada por la sobrecarga

Para el cálculo de la flecha por sobrecarga discretizamos en la debida a la multitud compacta y sobrecarga en veredas (cargas distribuidas) y la flecha debida a la aplanadora (carga puntual: la cual no se dividirá entre los distintos rodillos y se tomará en el centro de la luz).

$$\Delta_L = \Delta_{Lq} + \Delta_{Lp} = 1cm$$

$$\Delta_{Lq} = \frac{P * qt * l^4}{584 * Ec * Ie} = 4,55 * 10^{-3}m = 0,45cm$$

$$\Delta_{Lp} = \frac{P * l^3}{48 * Ec * Ie} = 5,46 * 10^{-3}m = 0,55cm$$



qt: Sobrecarga distribuida total, igual a la sobrecarga accidental de multitud compacta y la sobrecarga en las veredas:

$$qt = mc + sv = 0,8 \frac{KN}{m} + 13,39 \frac{kN}{m} = 14,2 \frac{kN}{m} = 0,0142 \frac{MN}{m}$$

P: Sobrecarga puntual total, igual a la suma de las sobrecargas del rodillo trasero y del rodillo delantero:

$$P = Pd + Pt = 34KN + 50KN = 84KN = 0,084MN$$

Ie: Momento de inercia efectivo para el cálculo de las flechas= 0,0199m<sup>4</sup>

### 8. Flecha adicional a largo plazo de la viga provocada por la sobrecarga

Esta flecha adicional con la fórmula propuesta, siendo  $M_l$  el momento total por sobrecarga y  $M_s$  la porción de larga duración del momento por sobrecarga y  $C_u = 1,6$  para carga aplicada a una edad de 20 días, o bien multiplicada por el factor  $\beta_s$  correspondiente, como en el término 6.

$$\left( \frac{M_s}{M_l} * \beta_s * C_u \right) * \Delta_L = 0m$$

$M_s$ : Porción de larga duración del momento por sobrecarga= 0MN

#### - Flecha máxima

Sumando todos los términos anteriores obtenemos la flecha máxima calculada por el método de la ACI.

$$\begin{aligned} f_{\max} &= (-1,21cm + 0,35cm - 2,14cm + 0,696cm + 1,08cm + 1,72cm + 1cm) \\ &= \mathbf{1,08cm} \end{aligned}$$

#### - Flecha admisible para elementos de hormigón

Según CIRSOC 201 – 9.5.4.4 las flechas de elementos de hormigón pretensado no deben exceder los límites establecidos en la Tabla 9.5.b): “Flechas máximas admisibles”:

Cubiertas o entrepisos que soportan o están unidos a elementos no estructurales que pueden sufrir daños por grandes flechas:

$$f_{adm} = \frac{l}{240} = \frac{1.200cm}{240} = 5cm$$

Según la condición de flecha admisible, al ser la flecha máxima  $1,08cm < 5,0cm \rightarrow B.C.$

#### Armaduras en caras laterales



Según CIRSOC 201– Tabla 18.3.3: “Requisitos para el diseño en condiciones de servicio”, para elementos pretensados de clase T no se requiere ningún requisito de armadura de las caras laterales.

De todos modos, se debe impedir la aparición de fisuras de contracción en el alma de las vigas principales, por lo tanto, dimensionaremos la armadura de las caras laterales como si se tratara de una viga de hormigón armado según el punto CIRSOC 201– 10.6.7, colocándose a lo largo de ambas caras laterales del elemento una armadura longitudinal uniforme a una separación “s”.

La separación debe ser menor o igual a los siguientes valores:

$$s \leq \begin{cases} 380 * \frac{280}{f_s} - 2,5 * c_c = 290,5mm = 29cm \\ 300 * \frac{20}{f_s} = 300mm = 30cm \end{cases}$$

$f_s$  : Tensión en la armadura más cercana a la cara traccionada bajo las cargas de servicio. Se permite tomar igual a  $2/3 f_y = * f_y = 280MPa$

$c_c$  : Menor distancia entre la superficie de la armadura o del acero de pretensado y la cara traccionada.

$$c_c = r_{lat} + \emptyset_{estribo} = 3cm + 0,8cm = 3,8cm$$

**Se adoptan como armadura de piel Ø8mm cada 25cm en las caras laterales.**

### **Verificación de conectores – Hormigón constituido en etapas**

Para que la viga prefabricada y la losa trabajen en conjunto es necesario que no haya deslizamiento entre ellas. Para tal fin se disponen elementos de unión llamados conectores, que no son más que los estribos de la viga principal que se llevan hasta la losa. Se verificará si los estribos de la viga principal adoptados cumplen con los requisitos de CIRSOC 201- Capitulo 17.

Estribos para corte horizontal

Según el punto 17.6, cuando se opte por colocar estribos para transmitir el corte horizontal se deben verificar las siguientes condiciones:

Separación máxima de estribos:

$$s_e \leq \begin{cases} 4(\text{dimensión mínima del elementos a sostener}) * h_{losa} = 4 * 0,20m = 80cm \\ 400mm = 40cm \end{cases}$$

Se adopta la separación máxima igual a 40 cm.



Área de estribo mínima:

Este capítulo exige la verificación de los estribos mínimos según CIRSOC 201- 11.5.6.3, tal como ya se realizó en el análisis del esfuerzo de corte del presente trabajo.

Verificación resistencia al corte horizontal

$$d > 0,8 * h \quad \square \quad 1,032\text{m} = 0,8 * (1,10\text{m}) = 0,88\text{m BC}$$

d: Distancia desde la fibra extrema comprimida hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada tesa o no tesa. Del punto **5.4.5** =  $1,10 - 0,068\text{m} = 1,032\text{m}$

h: Altura total de la sección transversal = 1,10m

Según CIRSOC 201–17.5.3 se debe verificar que:

$$V_{dh} = \phi * V_{nh} > V_{uv}$$

$\phi$ : Factor de reducción de resistencia. Para corte en combinaciones que no incluyan sismo, según CIRSOC 2019.3.2.3 = 0,75

$V_{uv}$ : Esfuerzo de corte mayorado en la sección considerada, en N. De la tabla 48, el máximo esfuerzo de corte mayorado es en la sección de apoyo =  $227,96\text{KN} = 2.279,6\text{N}$

$V_{nh}$ : Resistencia nominal al corte horizontal. Según CIRSOC 201–17.5.3.3, cuando se coloquen estribos mínimos de acuerdo con lo indicado con el artículo 17.6 y las superficies de contacto estén limpias, libres de lechada y se haya hecho intencionalmente rugosas con una profundidad aproximada de 5mm, la resistencia al corte  $V_{nh}$  es:

$$V_{nh} = (1,8 + 0,6 * \rho_v * f_{yt}) * \lambda * b_v * d \leq 3,5 * b_v * d$$

$\rho_v$ : Relación entre el área de estribos y el área de la superficie de contacto:  $A_v/b_v s$ .

$$A_v = 1,66 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}; b_v * s = 0,40 \rightarrow \rho_v = 0,000415$$

$f_{yt}$ : Tensión de fluencia especificada da la armadura transversal no tesa, en MPa = 420MPa

$b_v$ : Ancho del alma de un elemento con alas, o diámetro de una sección circular, en mm = 400mm

$\lambda$ : Factor de modificación relacionado con la densidad del hormigón. Según CIRSOC 201 (versión 2005) – 11.7.4.3 para hormigón de densidad normal = 1

$$V_{nh} = [(1,8 + 0,6 * 0,000415 * 420\text{MPa})] * 1,00 * (400\text{mm}) * (1.032\text{mm}) = 744.067\text{N} = 744\text{MN}$$



$$3,5*(400\text{mm}) * (1.032\text{mm}) = 1.444.800\text{N} = 1.444,8\text{MN}$$

Entonces, reemplazando:  $V_{dh} = 0,75 * 744\text{MN} = 558\text{MN} > 2.279,6\text{N} = 2,28\text{MN} \rightarrow \text{BC}$

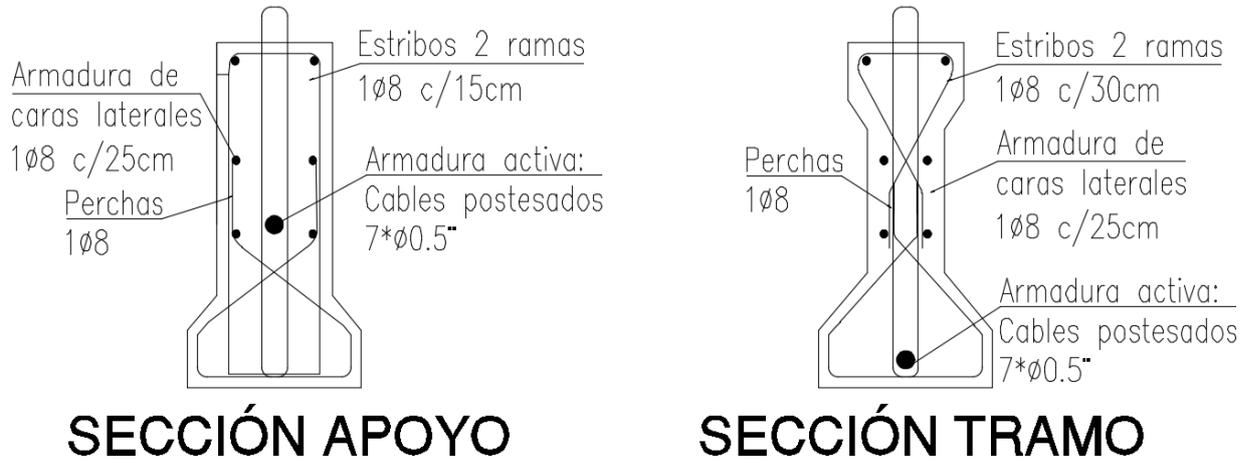


Fig. 83: Esquema de las armaduras (fuente: elaboración propia)



#### 6.4 Dimensionamiento de la viga secundaria

La viga secundaria es un elemento estructural que tiene como objetivo relacionar a la losa del tablero con las vigas principales. Su principal función es la de distribuir los esfuerzos que se generan en la losa, para transmitirlo de manera uniforme a cada viga principal.

Se la dimensiona como una viga de sección rectangular, de hormigón armado colado in-situ.

##### Esquema de vínculos

Para el dimensionado de las vigas secundarias, se consideran simplemente apoyadas en las vigas principales, con una luz de 2,40m.

##### Luz de cálculo

Se adopta como luz de cálculo la distancia entre ejes de apoyos.

$$l_{cal} = l_{apoyos} = 2,40m$$

##### Análisis de cargas

Como el propósito de la viga secundaria es lograr que todas las vigas principales trabajen juntas ante las sobrecargas reglamentarias (aplanadora). En este caso como el puente es de tipo A-30, esta será la única carga se utilizará para el dimensionamiento.

-Coeficiente de impacto: según las BCPHA de la DNV, en la tabla n°2, se definen los coeficientes de impacto para las viguetas transversales, en este caso se tiene  $\varphi=1,4$ .

##### Sobrecarga

Para el puente de tipo A-30, se tiene una carga total de aplanadora de 300KN, con este valor calculamos la carga puntual con la que dimensionaremos la viga.

$$P = 300KN * \varphi = 300KN * 1,4 = 420KN$$

Para determinar las máximas solicitaciones, se deben analizar diferentes posiciones de la carga, se calculan dos posiciones. Para el cálculo de solicitaciones se considera la viga como continua.

a) Carga centrada: Se coloca la carga en el centro de la viga continua, es decir a 5m de apoyo extremo.

b) Carga excéntrica: En este caso, se posiciona la aplanadora en uno de los extremos. Como de ambos lados se tiene una vereda no accesible para el tránsito vehicular, se coloca la aplanadora en el extremo de la carpeta de rodamiento.



### 6.4.1.1 Solicitaciones

Este elemento debe transmitir las reacciones de manera flexible es por ello que el cálculo de las reacciones y sus correspondientes solicitaciones se realiza de la siguiente manera:

$$N_i = \frac{P}{N^{\circ}vigas} + \frac{x_i * P * e}{\sum x_i^2}$$

$N_i$ : Reacción en el apoyo  $i$ .

Número de vigas principales= 6

$P$ : Sobrecarga accidental de aplanadora afectada por el coeficiente de impacto.

$e$ : Excentricidad de  $P$  respecto a eje baricéntrico de la viga secundaria.

$x_i$ : Distancia desde cada viga principal  $i$  hasta el eje baricéntrico central de la viga secundaria.

$$x_1 = x_6 = 6,00\text{m}$$

$$x_2 = x_5 = 3,60\text{m}$$

$$x_3 = x_4 = 1,20\text{m}$$

#### Cálculos

a) Carga centrada

Para este caso, el valor de la excentricidad es  $e=0,00\text{m}$

$$N_i = \frac{P}{N^{\circ}vigas} + \frac{x_i * P * e}{\sum x_i^2} = \frac{420\text{kN}}{6}$$

$$N_1 = N_2 = N_3 = N_4 = N_5 = N_6 = 70\text{KN}$$

#### Esfuerzo de corte

Se adopta la convención se signos, positivo hacia arriba.

$$V_{1d} = 70 \text{ KN}$$

$$V_{2d} = 140 \text{ KN}$$

$$V_{3d} = 210 \text{ KN}$$

$$V_{0d} = 210 \text{ KN} - 420\text{KN} = -210\text{KN}$$

$$V_{4iz} = -210\text{KN}$$



$$V5iz = -140\text{KN}$$

$$V6iz = -70\text{KN}$$

### Momentos flectores

La convención de signos para el momento, se adopta positivo en sentido horario.

$$M1 = M6 = 0 \text{ KNm}$$

$$M2 = M5 = N1 * 2,40\text{m} = 168 \text{ KNm}$$

$$M3 = M4 = N1 * 4,80\text{m} + N2 * 2,40\text{m} = 504 \text{ KNm}$$

$$M0 = N1 * 6,00\text{m} + N2 * 3,60\text{m} + N3 * 1,20\text{m} = 756 \text{ KNm}$$

### b) Carga excéntrica

Para este caso, el valor de la excentricidad es

$$e=5,66\text{m}$$

$$N_1 = \frac{P}{N^{\circ}\text{vigas}} + \frac{x_i * P * e}{\sum x_i^2} = \frac{420\text{kN}}{6} - \frac{6\text{m} * 420\text{kN} * 5,66\text{m}}{100,8\text{m}^2} = -71,5 \text{ kN}$$

$$N_2 = \frac{420\text{kN}}{6} - \frac{3,6\text{m} * 420\text{kN} * 5,66\text{m}}{100,8\text{m}^2} = -14,9 \text{ kN}$$

$$N_3 = \frac{420\text{kN}}{6} - \frac{1,2\text{m} * 420\text{kN} * 5,66\text{m}}{100,8\text{m}^2} = 41,7 \text{ kN}$$

$$N_4 = \frac{420\text{kN}}{6} + \frac{1,2\text{m} * 420\text{kN} * 5,66\text{m}}{100,8\text{m}^2} = 98,3 \text{ kN}$$

$$N_5 = \frac{420\text{kN}}{6} + \frac{3,6\text{m} * 420\text{kN} * 5,66\text{m}}{100,8\text{m}^2} = 154,9 \text{ kN}$$

$$N_6 = \frac{420\text{kN}}{6} + \frac{6\text{m} * 420\text{kN} * 5,66\text{m}}{100,8\text{m}^2} = 211,5 \text{ kN}$$

### Esfuerzo de corte

Se adopta la convención se signos, positivo hacia arriba.

$$V1d = -71,5 \text{ KN}$$

$$V2d = -86,4 \text{ KN}$$

$$V3d = -44,7 \text{ KN}$$



$$V_{4d} = -53,6 \text{ KN}$$

$$V_{5d} = -208,5 \text{ KN}$$

$$V_{0d} = 211,5 \text{ KN}$$

$$V_{6d} = 211,5 \text{ KN}$$

### **Momentos flectores**

La convención de signos para el momento, se adopta positivo en sentido horario.

$$M_6 = 0 \text{ KNm}$$

$$M_0 \text{ (bajo aplanadora)} = 211,5 * 0,34 \text{ m} = 71,91 \text{ KNm}$$

$$M_5 = 211,5 * 2,4 \text{ m} - 420 * (2,4 - 0,34) \text{ m} = -357,6 \text{ KNm}$$

$$M_4 = 211,5 * 4,8 \text{ m} - 420 * (4,8 - 0,34) \text{ m} + 154,9 * 2,4 \text{ m} = -486,24 \text{ KNm}$$

$$M_3 = 211,5 * 7,2 \text{ m} - 420 * (7,2 - 0,34) \text{ m} + 154,9 * 4,8 \text{ m} + 98,3 * 2,4 \text{ m} = -378,96 \text{ KNm}$$

$$M_2 = 211,5 * 9,6 \text{ m} - 420 * (9,6 - 0,34) \text{ m} + 154,9 * 7,2 \text{ m} + 98,3 * 4,8 \text{ m} + 41,7 * 2,4 \text{ m} = -171,6 \text{ KNm}$$

$$M_1 = 211,5 * 12 \text{ m} - 420 * (12 - 0,34) \text{ m} + 154,9 * 9,6 \text{ m} + 98,3 * 7,2 \text{ m} + 41,7 * 4,8 \text{ m} - 14,9 * 2,4 \text{ m} = 0 \text{ KNm}$$

#### **6.4.1.2 Resistencia requerida**

En el CIRSOC, capítulo 9.2.1 la resistencia requerida para la viga secundaria debe ser:

$$U = 1,2 (D) + 1,6 (L)$$

Que al tener solamente la sobrecarga de la aplanadora (L), esta expresión se reduce a:

$$U = 1,6 * L$$

$$M_{\text{máx}} = 1,6 * 756 \text{ KNm} = 1.209,6 \text{ KNm}$$

$$M_{\text{mín}} = 1,6 * 486,24 \text{ KNm} = 777,98 \text{ KNm}$$

$$V_u = 1,6 * 211,5 \text{ KN} = 338,4 \text{ KN}$$

#### **6.4.1.3 Dimensionado de secciones de hormigón**

##### **Ancho de la viga**

Se adopta el valor del ancho de la viga

$$b = 25 \text{ cm}$$



### Altura de la viga

La práctica de la construcción recomienda que altura de la viga secundaria, se define considerando que esta se apoyará en la viga principal y su altura se encuentra incluida en el interior de la losa de tablero.

Para definir el correcto valor de la altura de la viga, se calcula primero la altura necesaria por deformación y luego se compara con la altura de viga principal.

Según la tabla n° 9.5.a nos da el valor de altura mínima para las vigas nervuradas, para las cuales no se realicen verificaciones de flecha:

$$\text{Ambos extremos continuos: } \frac{l}{21} = \frac{240\text{cm}}{21} = 11,43\text{cm}$$

$$\text{Un solo extremos continuo: } \frac{l}{18,5} = \frac{240\text{cm}}{18,5} = 12,97\text{cm}$$

Ahora, la viga principal cuyas características se observan en la siguiente imagen, posee una distancia de alma de 75cm.

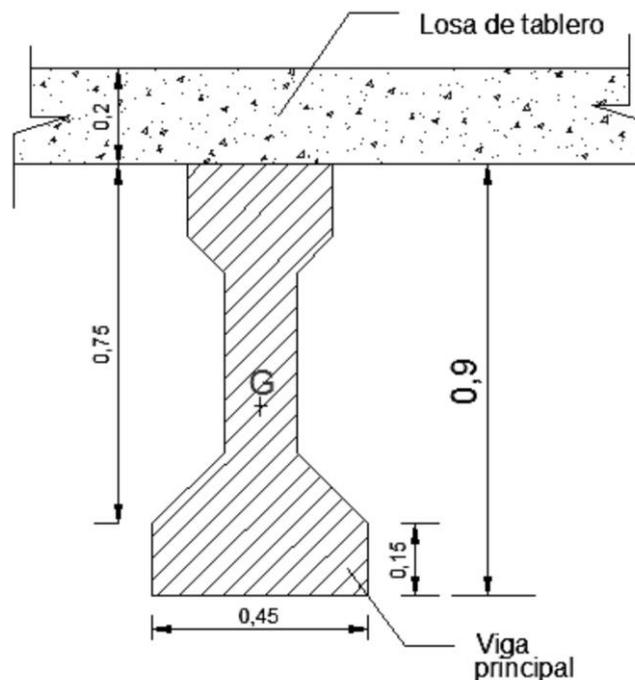


Fig. 84: Altura de viga principal y losa (fuente: elaboración propia)

Siguiendo las recomendaciones, se adopta la altura de la viga secundaria el valor de 95 cm.



### Recubrimiento mínimo

Según la tabla n°7.7.1 del reglamento, y para estructuras expuestas al aire libre con un diámetro de barra menor de 16mm

$$r_{\text{mín}} = 30\text{mm}$$

Teniendo en cuenta la exposición A3 de la estructura, el recubrimiento se debe aumentar en un 30%, por lo tanto:

$$r_{\text{mín}} = 30\text{mm} * 1,3 = 39\text{mm}$$

$$radop = 4\text{cm}$$

### Altura útil de la viga

Con todos los datos anteriores, obtenemos la altura útil de la viga secundaria.

$$d = h - radop = 95\text{cm} - 4\text{cm} = 91\text{cm}$$

### Dimensionado de armaduras

#### Armadura de flexión

Para el dimensionado de las armaduras, consideraremos los momentos máximos inferiores y superiores, de manera de tener una armadura uniforme en toda la longitud de la viga.

Coefficiente de minoración de la resistencia:

En función del tipo de rotura, el coeficiente de reducción de la resistencia es:  $\phi = 0,90$

Los parámetros del cálculo serán:

$$\beta_1 = 0,85$$

$$f^* = 0,85 * f_c = 0,85 * 30\text{MPa} = 25,5 \text{ MPa} = 25.500 \text{ KN/m}^2$$

En el CIRSOC 10.5.1, correspondiente a la armadura mínima

$$ka_{\text{mín}} = \frac{1,4}{25,50 \text{ MPa}} = 0,055$$

#### Separación mínima de armaduras

En el punto 7,6,5, para elementos solicitados a flexión, la separación de la armadura principal smín debe ser:



$$s_{\min} \geq \begin{cases} d_b = 25\text{mm} = 2,5\text{cm} \\ 25\text{mm} = 2,5\text{cm} \\ 1,33 * TMNAG = 1,9 * 1,33 = 2,52\text{cm} \end{cases}$$

sadoptado = 2,5cm

db: diámetro de la mayor barra de acero.

TMNAG: Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

### Armadura principal inferior

El momento nominal inferior, será:

$$M_n \geq \frac{Mu}{0,9} = \frac{1.209,6 \text{ kN}}{0,9} = 1.344 \text{ kNm}$$

Mu: Momento requerido de la sección.

Mn: Momento nominal de la sección.

Armadura necesaria

$$m_n = \frac{M_n}{f'c * bw * d^2} = \frac{1.344 \text{ kNm}}{25.500 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 0,25\text{m} * (0,91\text{m})^2} = 0,255$$

$$ka = 1 - \sqrt{1 - 2 * m_n} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,255} = 0,299 > ka_{\min} = 0,055 \rightarrow ka = 0,299$$

$$kc = \frac{ka}{\beta_1} = \frac{0,299}{0,85} = 0,35 < kc_{\max} = 0,375 \rightarrow \text{No hace falta armadura de compresión}$$

Armadura necesaria:

$$A_s = \frac{f'c * b * w * d * ka}{f_y} = \frac{25,5\text{MPa} * 250\text{mm} * 910\text{mm} * 0,299}{420 \text{ MPa}} = 4.136 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} = 41,4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Antes de dimensionar la armadura de tracción, verificamos si nos encontramos en la zona controlada por tracción.

### Verificación de zona de tracción

$$\frac{\epsilon_t}{d - c} = \frac{\epsilon_c + \epsilon_t}{d} \rightarrow \epsilon_t = \epsilon_c * \frac{d - c}{c} = \epsilon_c * \frac{d - kc}{kc} = 3\text{‰} * \frac{1 - 0,35}{0,35} =$$

5,6‰ > 5‰ → B. C.



Armadura adoptada: Se adopta poner 6 barras de diámetro 25mm y 2 barras de diámetro de 20mm, a una separación de 2,5cm, con recubrimiento lateral e inferior de 4cm,

$$A_{adopt} = 2\emptyset 32\text{mm} + 6\emptyset 25\text{mm} = (16,08 + 29,45)\text{cm}^2 =$$

$$45,53\text{cm}^2 > 41,4\text{cm}^2 \rightarrow \text{BC}$$

### Armadura principal superior

El momento nominal inferior, será:

$$M_n \geq \frac{M_u}{0,9} = \frac{777,98 \text{ kN}}{0,9} = 864,42 \text{ kNm}$$

Mu: Momento requerido de la sección.

Mn: Momento nominal de la sección.

Armadura necesaria

$$m_n = \frac{M_n}{f'c * bw * d^2} = \frac{864,42 \text{ kNm}}{25.500 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 0,25\text{m} * (0,91\text{m})^2} = 0,164$$

$$ka = 1 - \sqrt{1 - 2 * m_n} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,164} = 0,18 > ka_{min} = 0,055 \rightarrow ka = 0,18$$

$$kc = \frac{ka}{\beta_1} = \frac{0,18}{0,85} = 0,211 < kc_{max} = 0,375 \rightarrow \text{No hace falta armadura de compresión}$$

Armadura necesaria:

$$A_s = \frac{f'c * b * w * d * ka}{f_y} = \frac{25,5\text{MPa} * 250\text{mm} * 730\text{mm} * 0,18}{420 \text{ MPa}} = 1,994 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} = 19,94 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Antes de dimensionar la armadura de tracción, verificamos si nos encontramos en la zona controlada por tracción.

Verificación de zona de tracción

$$\frac{\epsilon_t}{d - c} = \frac{\epsilon_c + \epsilon_t}{d} \rightarrow \epsilon_t = \epsilon_c * \frac{d - c}{c} = \epsilon_c * \frac{d - kc}{kc} = 3\text{‰} * \frac{1 - 0,211}{0,211} =$$

$$12,2\text{‰} > 5\text{‰} \rightarrow \text{B. C.}$$

Armadura adoptada

Se adopta poner 4 barras de diámetro 25mm, a una separación de 2,5cm, con un recubrimiento de 4cm.



$$Asadopt = 4\emptyset 25\text{mm}$$

$$19,63\text{cm}^2 \cong 19,94\text{cm}^2 \rightarrow \text{B. C.}$$

### Armadura de corte

Adoptaremos estribado uniforme en toda la viga secundaria, por lo cual trabajaremos con el esfuerzo de corte mayorado máximo.

Resistencia nominal a la corte proporcionada por el hormigón

Para elementos sometidos únicamente a flexión y corte, según expresiones simplificadas, CIRSOC 201 – 11.3.1.1:

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f'c} * bw * d = \frac{1}{6} * \sqrt{30\text{MPa}} * 0,25\text{m} * 0,91\text{m} = 0,207\text{MN} = 207,7\text{ kN}$$

$\sqrt{f'c}$  = Raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del hormigón, en MPa.

Debe ser  $\leq 8,3\text{MPa}$ .

### Resistencia nominal al corte

$$V_n = \frac{Vu}{\emptyset} = \frac{338,4\text{kN}}{0,75} = 451,2\text{ kN}$$

Vu: Esfuerzo de corte requerido para resistir las cargas mayoradas máximo

$\emptyset$ : Factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura, para corte y torsión = 0,75

### Estribado necesario

Se obtiene de la diferencia entre el Vn y el Vc:

$$Vs_{nec} = V_n - V_c = 451,2\text{ KN} - 207,7\text{ KN} = 243,5\text{ KN}$$

$$\left(\frac{As}{s}\right) = \frac{Vs_{nec}}{d * fy} = \frac{243,5\text{ kN}}{0,91\text{m} * 42\frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 6,37\frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

### Armadura mínima de corte:

$$\left(\frac{As}{s}\right) = \frac{1}{16} * \sqrt{f'c} * \frac{bwm_{\acute{a}x}}{fy} = 2\frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \leq 0,33 * \frac{bw}{fy} = 1,9\frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Se verifica que:



$$6,37 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} > 2 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow B. C.$$

### Estribado Adoptado

Se adoptan estribos de dos ramas, con  $\emptyset$  8mm, con una separación de 10cm.

$$\left(\frac{As}{s}\right)_{adop} = 2 \left(\frac{0,50\text{cm}^2}{0,1\text{m}}\right) = 10,05 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} > 6,37 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Entonces:

$$Vs_{adopt} = d * fy * \left(\frac{As}{s}\right)_{adop} = 382,2 \text{ kN}$$

$$\text{Se debe verificar que } Vs_{adopt} \begin{cases} \leq \frac{2}{3} * \sqrt{f'c} * bw * d = 830,7 \text{ kN} \rightarrow B. C. \\ < \frac{1}{3} * \sqrt{f'c} * bw * d = 415,3 \text{ kN} \rightarrow B. C. \end{cases}$$

### Separación máxima de estribos

Según CIRSOC 201– 11.5.5.1, la separación límite de la armadura de corte ubicada en forma perpendicular al eje del elemento debe ser:

$$S_{m\acute{a}x} \leq \begin{cases} \frac{d}{2} = \frac{91\text{cm}}{2} = 45,4\text{cm} \\ 400\text{mm} = 40\text{cm} \end{cases}$$

Como se adoptó estribos cada 10cm, nos encontramos en buenas condiciones.

### Armadura de fisuración

Según CIRSOC 201– 10.6.7, cuando una viga tenga un H mayor a 0,90m se debe colocar a lo largo de ambas caras laterales del elemento una armadura longitudinal uniforme para controlar las fisuraciones a una separación s:

$$s \leq \begin{cases} 380 * \frac{280}{fs} - 2,5 * cc = 260\text{mm} = 26\text{cm} \\ 380 * \frac{280}{fs} = 300\text{mm} = 30\text{cm} \end{cases}$$

fs: Tensión en la armadura más cercana a la cara traccionada bajo las cargas de servicio. Se permite tomar igual a  $\frac{2}{3} fy = 280\text{MPa}$

cc: Menor distancia entre la superficie de la armadura o del acero de pretensado y la cara traccionada.



$$cc = rlat + \varnothing\text{estribo} = 4\text{cm} + 0,8\text{cm} = 4,8\text{cm}$$

Separación adoptada: 30cm

Se adoptan  $\varnothing 6\text{mm}$  cada 25cm, en ambas caras.

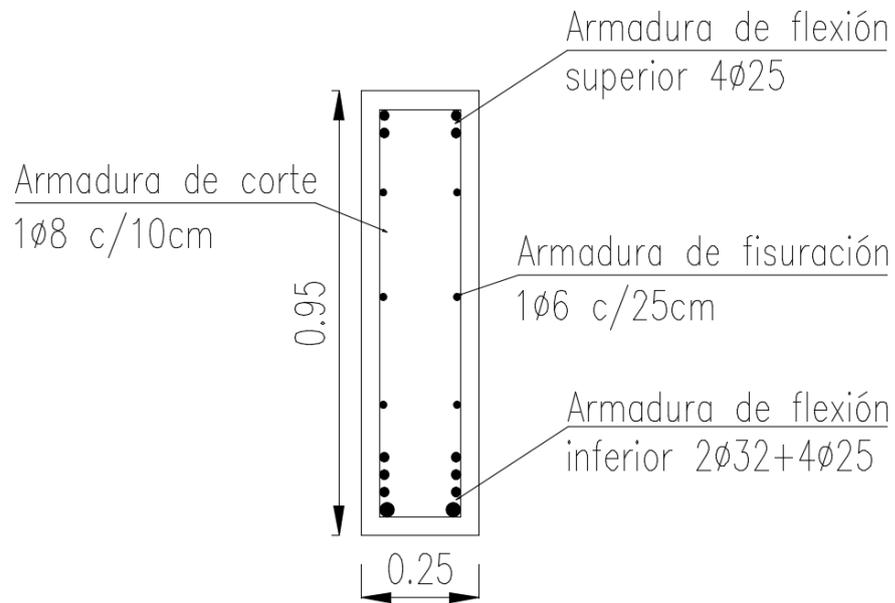


Fig. 85: sección transversal de viga secundaria (fuente: elaboración propia)

### 6.5 Dimensionamiento de la losa de aproximación

La losa de aproximación cumple con la función de relacionar a la estructura del puente con el terraplén de tierra armada, de manera de poder absorber los asentamientos del suelo.

Para su dimensionamiento, se tomarán en cuenta las recomendaciones que brinda la Dirección general de carreteras –Guía para la concepción de puentes integrales de carreteras (GCPIC) (Madrid, 2.000).

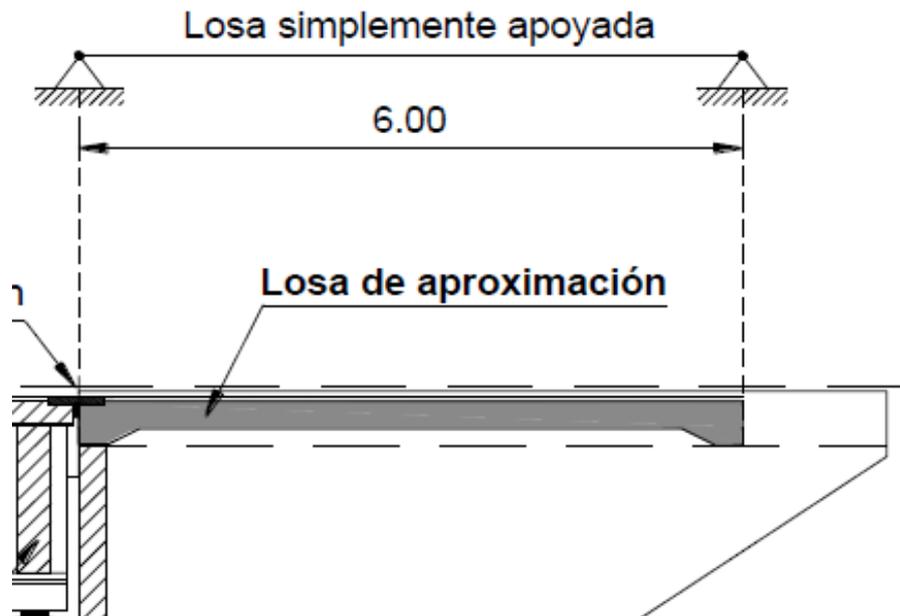


Fig. 86: Esquema de losa de aproximación (fuente: Apunte cátedra de H°A°II).

#### Luz de cálculo

Según las recomendaciones de GCPIC, la luz de la losa de aproximación será de entre 3 y 6m.

Luz adoptada = 6m

#### Altura de la losa

Para la determinación de la altura, se recurre a las recomendaciones del reglamento CIRSOC 201, al igual que en el caso de la losa de tablero.

Según CIRSOC: Para losa maciza, simplemente apoyada armada en una dirección:

$$h > \frac{l}{20} = \frac{600cm}{20} = 30cm$$

Según las recomendaciones del GCPIC, la altura debe estar entre 20 y 30cm.

Se adopta una altura de 30cm, para el análisis de cargas y luego se verificará.



### Análisis de cargas:

#### a- Cargas permanentes:

Hº en el lugar:  $0,3 \text{ m} * 25,0 \text{ KN} / \text{m}^3 = 7,5 \text{ KN} / \text{m}^2$

Carpeta de rodamiento:  $0,10 \text{ m} * 22,0 \text{ KN} / \text{m}^3 = 2,20 \text{ KN} / \text{m}^2$

Multitud compacta:  $1,40 * 6,00 \text{ KN} / \text{m}^2 = 8,40 \text{ KN} / \text{m}^2$

#### b- Sobrecargas reglamentarias

La aplanadora se desplaza paralelo a la luz de la losa de aproximación. El coeficiente de impacto es el mismo que para la losa de tablero  $\phi = 1,4$ .

s: carpeta de repartición = 0,05m

d: altura de la losa = 0,30m

Aplanadora A-30: 300 KN

Rd: rodillo delantero = 130KN

Rt: rodillo trasero =  $85\text{KN} * 2 = 170 \text{ KN}$

td: Ancho de apoyo rodillo delantero de la aplanadora = 1,20m

tt: Ancho de apoyo trasero total de la aplanadora = 2,10m

Con estos datos se calculan los anchos activos longitudinales:

FLEXIÓN: Ancho activo de repartición de cargas concentrada b1 en tramo con movimiento de vehículos paralelo a la luz de la losa, según DNV – B.4.A:

$$DNV \rightarrow \frac{2}{3}6m = 4m > 2m \rightarrow \text{Usamos } 2m$$

–Tren delantero:  $b1 = t + 2 * s + 2m = 1,20m + 2 * 0,05m + 2m = 3,30m$

$$P_{dF} = 1,40 * \frac{130kN}{3,30m} = 55,15 \frac{kN}{m}$$

–Tren trasero:  $b1 = t + 2 * s + 2m = 2,10m + 2 * 0,05m + 2m = 4,20m$

$$P_{tF} = 1,40 * \frac{170kN}{4,20m} = 56,67 \frac{kN}{m}$$

CORTE: Ancho activo de repartición de cargas concentrada b1 junto al apoyo, según



DNV – B.4.C, es  $(t + 2s)$  ó  $(t + 5d)$ , puede elegirse el mayor.

$$\text{–Tren delantero: } b_1 = t + 5 * d = 1,20m + 5 * 0,30m = 2,70m$$

$$P_{dc} = 1,40 * \frac{130kN}{2,70m} = 67,41 \frac{kN}{m}$$

$$\text{–Tren trasero: } b_1 = t + 5 * d = 2,10m + 5 * 0,30m = 3,60m$$

$$P_{tc} = 1,40 * \frac{170kN}{3,60m} = 66,11 \frac{kN}{m}$$

### Solicitaciones:

#### - Peso propio

Cargas permanentes:

$$M_u = 9,7 \text{ KN} / \text{m}^2 * (6m)^2 / 8 = 43,65 \text{ KNm} / \text{m}$$

$$V_u = 29,1 \text{ KN} / \text{m}$$

#### -Sobrecargas

Multitud compacta:

$$M_u = 8,40 \text{ KN} / \text{m}^2 * (6m)^2 / 8 = 37,8 \text{ KNm} / \text{m}$$

$$V_u = 25,2 \text{ KN} / \text{m}$$

Aplanadora: Tendremos 3 estados en función de la posición de la aplanadora.

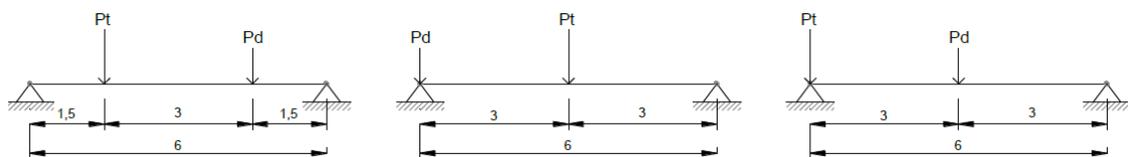


Fig. 87: Tres estados de ubicación de la aplanadora (fuente: catedra de H°A°II)

### Flexión:



Fig. 88: diagrama de momento estado 1 (fuente: elaboración propia)

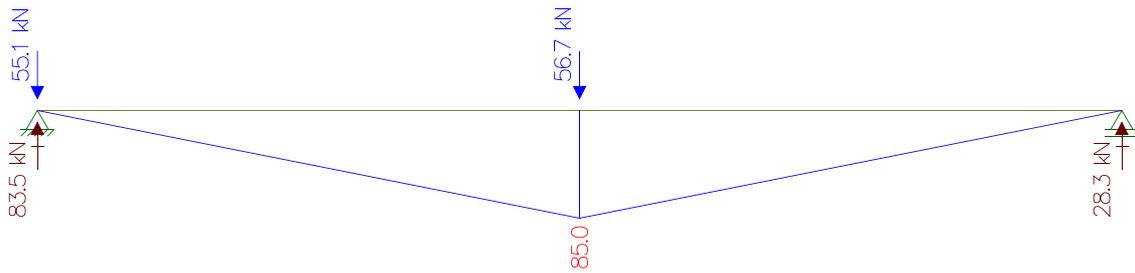


Fig. 89: diagrama de momento estado 2 (fuente: elaboración propia)

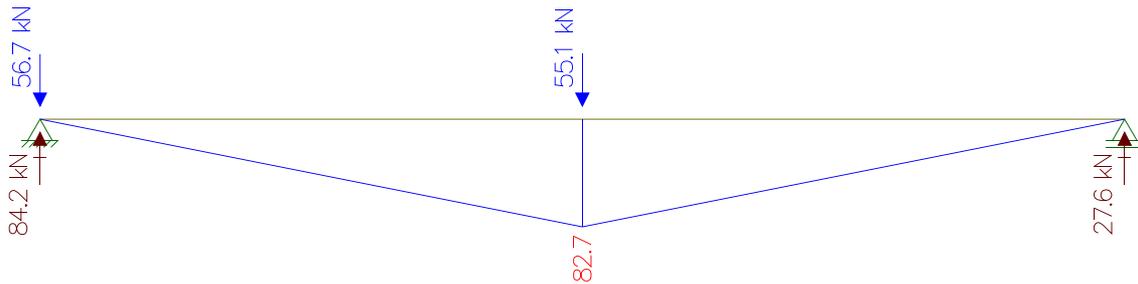


Fig. 90: diagrama de momento estado 3 (fuente: elaboración propia)

**Corte:**

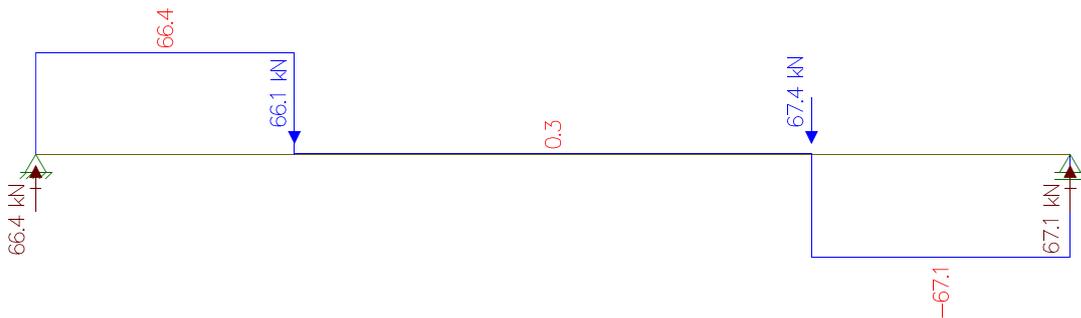


Fig. 91: diagrama de corte estado 1 (fuente: elaboración propia)

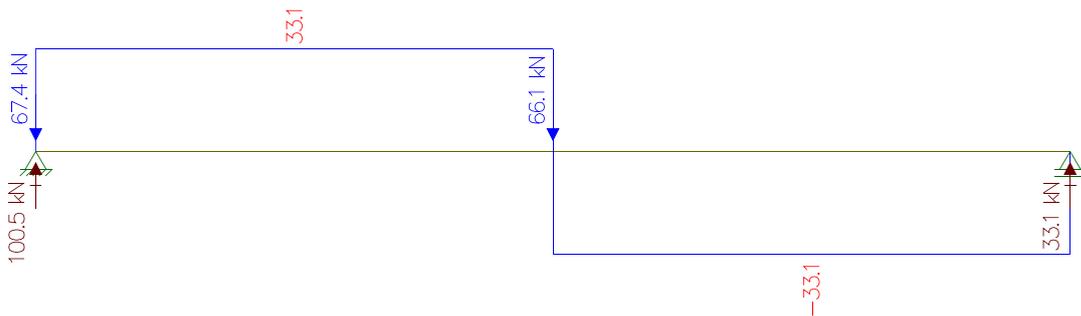


Fig. 92: diagrama de corte estado 2 (fuente: elaboración propia)

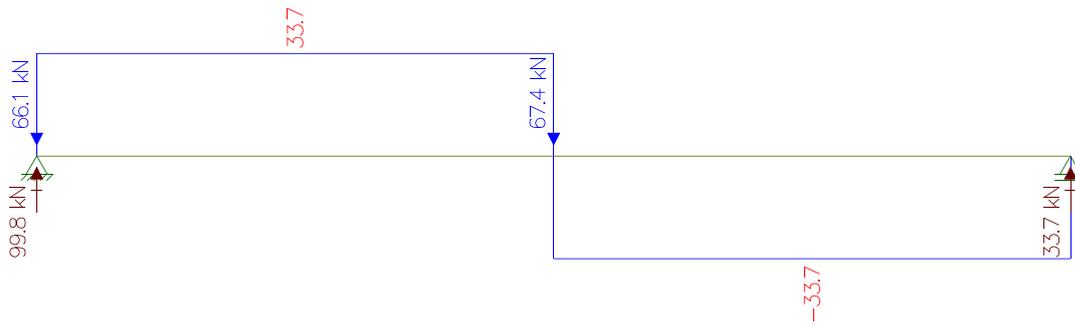


Fig. 93: diagrama de corte estado 3 (fuente: elaboración propia)

### Resistencia requerida:

$$U = 1,2 \times (D) + 1,6 \times (L)$$

D: Cargas permanentes.

L: Sobrecargas reglamentarias.

Las solicitaciones con las que se procederá al dimensionamiento serán:

$$M_u = 1,2 \times (MD) + 1,6 \times (ML) = 1,2 \times 43,65 \frac{\text{KNm}}{\text{m}} + 1,6 \times 85 \frac{\text{KNm}}{\text{m}} = 188,38 \frac{\text{KNm}}{\text{m}}$$

$$V_u = 1,2 \times (VD) + 1,6 \times (VL) = 1,2 \times 29,1 \frac{\text{KN}}{\text{m}} + 1,6 \times 67,1 \frac{\text{KN}}{\text{m}} = 142,28 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

### Dimensionamiento

Hormigón: H 30 (Exposición A2) – Acero ADN 420

$$h = 0,30 \text{ m}$$

$$r_p = 0,05 \text{ m (CIRSOC 201:7.7.1)} \rightarrow d = 0,292 \text{ m (} r = 0,058 \text{ m)}$$

a – Verificación del esfuerzo de corte:

$$V_{\text{max}} = 142,28 \text{ KN/m}$$

$$V_n = \frac{142,28 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{0,75} = 189,71 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

#### - Recubrimientos mínimos

En este caso, la losa de aproximación estará apoyada sobre el suelo del terraplén, por lo que se tomará, para la exposición del tipo de estructura A3, de la tabla 7.7.1 del CIRSOC, se adopta: hormigón en contacto vertical con el suelo o expuesto al aire libre.



Para barras con  $d_b > 16 \text{ mm} \rightarrow r_{\text{mín}} = 35 \text{ mm}$

Se realiza la corrección para el grado de exposición A3, y obtenemos:

$$r_{\text{final}} = 35 \text{ mm} * 1,3 = 45,5 \text{ mm}$$

$$r_{\text{adoptado}} = 4,5 \text{ cm}$$

Buscaremos el  $d$  necesario para no necesitar armadura de corte.

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

Para nuestro caso, al no considerar el esfuerzo al corte aportado por la armadura de corte, entonces

$$V_n = V_c$$

$$b_w = 1,00 \text{ m} = 1.000 \text{ mm}$$

$$\sqrt{f'_c} = \sqrt{30 \text{ MPa}} = 5,48 \text{ MPa} \leq 8,3 \text{ MPa}$$

$$Y \text{ deber verificarse que: } \phi V_n \geq V_u$$

$$d \geq \frac{V_u}{\frac{1}{6} * \sqrt{f'_c} * b_w * \Phi} = \frac{188.080 \text{ N}}{\frac{1}{6} * 5,48 \text{ MPa} * 1.000 \text{ mm} * 0,75} = 274,56 \text{ mm} = 27,45 \text{ cm}$$

**Adoptamos entonces  $d = 30 \text{ cm}$**

Con este valor de  $d$ , nos encontramos en buenas condiciones, para la altura adoptada por deformación.

### **Dimensionado de las armaduras**

En este punto, se procede al dimensionado de las armaduras necesarias para la losa de aproximación. Se la divide en armadura principal y armadura secundaria.

Dimensionado de la armadura principal

Según lo especificado en el principio de este trabajo, la resistencia a la compresión del hormigón armado (H-30): 30 MPa.

Según el reglamento CIRSOC 10.2.7:

$$\beta_1 = 0,85$$

$$f^* = 0,85 * f'_c = 0,85 * 30 \text{ MPa} = 25,5 \text{ MPa} = 25.500 \text{ KN/m}^2$$



En el CIRSOC 10.5.1, correspondiente a la armadura mínima

$$ka_{\min} = \frac{1,4}{25,50 \text{ MPa}} = 0,055$$

- Separación máxima de armaduras

En el punto 7.6.5 del CIRSOC 201, para losas, la separación de la armadura principal por flexión smáx debe ser:

$$-s_{\max} \leq 2,5 * h = 2,5 * 20 \text{ cm} = 50 \text{ cm}$$

$$-s_{\max} \leq 25 * db = 25 * 1 \text{ cm} = 25 \text{ cm}$$

$$s_{\text{adoptado}} = 25 \text{ cm}$$

h: altura total de la losa.

db: diámetro de la menor barra de acero.

### Armadura principal inferior-tramo

- Momento flector nominal

Según el reglamento CIRSOC 201, en el capítulo 9.1.1, el momento de diseño de la sección, debe ser afectado por el coeficiente de reducción, de esta manera:

$$M_d = M_n * \phi \geq M_u$$

Md: momento de diseño

Mn: Momento nominal de la sección

Mu: Momento requerido de la sección: 188.38 KNm/m

$\phi$ : Coeficiente de reducción: 0,90.

$$M_n \geq \frac{M_u}{0,9} = \frac{188,38 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}}{0,9} = 209,31 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Usamos el método del momento adimensional, para hallar la armadura necesaria

$$m_n = \frac{M_n}{f'_c * b_w * d^2} = \frac{209,31 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}}{25.500 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 1 \text{ m} * (0,30 \text{ m})^2} = 0,09$$

$$ka = 1 - \sqrt{1 - 2 * m_n} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,09} = 0,096 > ka_{\min} = 0,055 \rightarrow ka = 0,096$$



$$kc = \frac{ka}{\beta_1} = \frac{0,096}{0,85} = 0,113 < kc_{\max} = 0,375 \rightarrow \text{No hace falta armadura de compresión}$$

Armadura necesaria:

$$A_s = \frac{f'c * b * w * d * ka}{f_y} = \frac{25,5 \text{ MPa} * 1.000 \text{ mm} * 300 \text{ mm} * 0,096}{420 \text{ MPa}} = 1,745 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} = 17,45 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Antes de dimensionar la armadura de tracción, verificamos si nos encontramos en la zona controlada por tracción.

- Verificación de zona de tracción

Hacemos semejanza de triángulos:

$$\frac{\epsilon_t}{d - c} = \frac{\epsilon_c + \epsilon_t}{d} \rightarrow \epsilon_t = \epsilon_c * \frac{d - c}{c} = \epsilon_c * \frac{d - kc}{kc} = 3\text{‰} * \frac{1 - 0,113}{0,113} =$$

$$23,5\text{‰} > 5\text{‰} \rightarrow \text{B. C.}$$

- Armadura adoptada

Se adoptan barras 1Ø 25mm cada 20cm.

$$A_{\text{adopt}} = 24,55 \text{ cm}^2 > 17,45 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{B. C.}$$

$$S_{\max} = 20 \text{ cm} > 14 \text{ cm} \rightarrow \text{BC}$$

### Dimensionado de la armadura secundaria

Según el reglamento CIRSOC 7.12, las losas donde la armadura de flexión está dispuesta en una sola dirección, se debe colocar armadura en dirección perpendicular a ella para resistir los esfuerzos debidos a la contracción y a la temperatura.

- Cuantía mínima de la armadura secundaria

“Cuantía mínima ( $\rho = A_s / b$ ) totales para la armadura de contracción y temperatura”:

Cuantía mínima:  $\rho = 0,0018$

$$A_{\text{secundaria}} = \rho * b * h = 0,0018 * 100 \text{ cm} * 30 \text{ cm} = 5,4 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Las separaciones máximas de la armadura secundaria surgen de lo siguiente:

$$s_{\max} \leq 3 * h = 3 * 30 \text{ cm} = 90 \text{ cm}$$

$$s_{\max} \leq 300 \text{ mm} = 30 \text{ cm}$$



$$s_{\text{máx}} = 30\text{cm}$$

- Armadura secundaria adoptada

barras de diámetro de 10 mm cada 14cm.

### Esquema final de armaduras

En la siguiente imagen, se puede apreciar cada una de las barras que participan en la losa de aproximación.

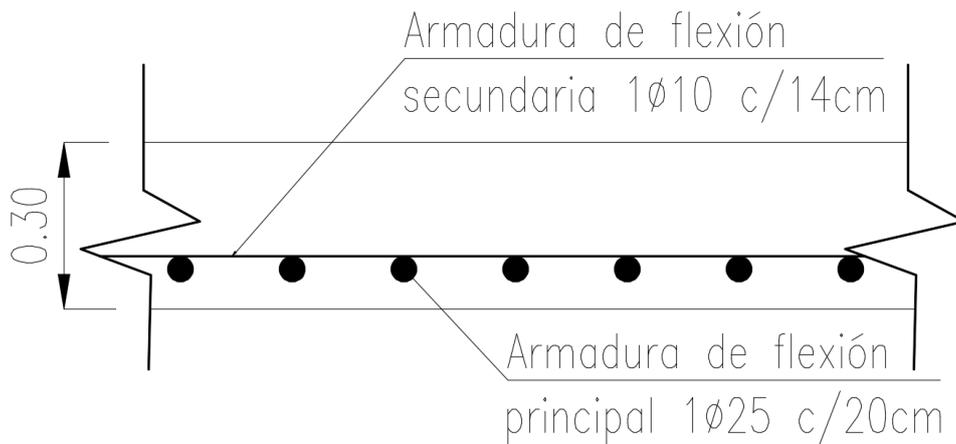


Fig. 94: Esquema de armaduras losa de aproximación (fuente: elaboración propia)



## 6.6 Dimensionamiento de apoyos de neopreno

Los apoyos son los elementos que relacionan a las vigas principales con los estribos. Son los encargados de transmitir las cargas de manera segura, permitiendo algunos desplazamientos.

En el caso de puentes de hormigón, actualmente se utilizan apoyos elastoméricos, cuyo principal material es el neopreno, además poseen unas láminas de acero, que le proporcionan cierta resistencia.

Para el dimensionado y verificación de los apoyos nos basamos normativas, formulas y parámetros de los capítulos anteriores

Además, se tomará como referencia las recomendaciones de:

-Dirección general de carretera (DGC)

-Nota técnica sobre aparatos de apoyos puentes para puentes de carreteras (NTSAAPC)

Madrid 1.995

Número de apoyo de neopreno armado:  $n^{\circ}a$

Número de vigas principales:  $n^{\circ}VP = 6$

Número de apoyos en cada viga principal:  $n^{\circ}aVP = 2$  apoyos

$$n^{\circ}a = n^{\circ}vp + n^{\circ}avp = 6 * 2 = 12 \text{ apoyos}$$

### 6.6.1 Dimensionamiento

En este punto, se adoptarán las dimensiones para los apoyos, y luego se harán las verificaciones.

Características geométricas de la placa de apoyo

Una placa de neopreno armada es un conjunto de chapas de acero y neopreno, en nuestro caso ocuparemos una placa de apoyo cuadrada, fabricadas a medidas con las siguientes dimensiones

*Ancho en la dirección longitudinal de la viga principal:  $b = 2,00m$*

*Espesor efectivo de una placa de apoyo:  $e = 7mm$*

Número de placas de apoyo

Debe verificar:

$$n^{\circ}pl * e = 2 * d \rightarrow n^{\circ}plnec = \frac{2d}{e}$$



Donde:

d: Desplazamiento por deformación en la dirección longitudinal de la viga principal producida por temperatura, secado y retracción =  $d = \varepsilon_t + LVP =$

$\varepsilon_t$ : Deformación específica en la dirección longitudinal de la VP producida por secado, temperatura y retracción: Según BCPHA, DNV – A.2.D

$$\varepsilon_t = \varepsilon_s + C_t * \Delta_t$$

$\varepsilon_s$ : Deformación específica en la dirección longitudinal de la viga principal producida por secado y retracción:  $1,5 * 10^{-4} \frac{mm}{mm}$

$C_t$ : Deformación específica en la dirección longitudinal de la viga principal producida por cambio de temperatura  $1^\circ C = 1 * 10^{-5} \frac{mm}{mm}$

$\Delta_t$ : Salto térmico esperado =  $30^\circ C$

Reemplazando:

$$\varepsilon_t = 1,5 * 10^{-4} \frac{mm}{mm} + 30^\circ C * 10^{-5} \frac{mm}{mm^\circ C} = 4,5 * 10^{-4} \frac{mm}{mm}$$

$$d = 4,5 * 10^{-4} \frac{mm}{mm} * 12.000mm = 5,4mm$$

$$n^\circ_{pnec} = \frac{2 * 5,4mm}{7mm} = 1,54 placas$$

Adoptamos

$$n^\circ_{placas*vigas} = 4 > n^\circ_{pnec} = 1,54 \rightarrow n^\circ_{placas} = 2 placas$$

## 6.6.2 Verificaciones

Se realizarán todas las verificaciones necesarias para dispositivos de apoyos, tomando las recomendaciones extraídas de DGC – NTSAAPC-2.1, apoyos de neopreno zunchados.

### 6.6.2.1 Distorsión total en los apoyos

Cargas lentas

Desplazamiento en la dirección longitudinal de la viga principal, debido a temperatura y retracción:  $d = 5,4mm$ .

Cargas rápidas: frenado de vehículos

Fuerza de frenado en cada apoyo



Según BCPHA– A.3.B, se debe adoptar como fuerza de frenado, el mayor de los siguientes valores

$$F_{F1} = \frac{mc * Lvp}{25 * n^{\circ}a}$$

$$F_{F2} = 0,15 \frac{A * Fc}{n^{\circ}a}$$

Sobrecarga accidental, multitud compacta.

$$m_c = 6 \frac{kN}{m^2}$$

Sobrecarga accidental, una aplanadora: A = 300KN

Nº de fajas de circulación del puente: Fc = 2

$$F_{F1} = \frac{6 \frac{kN}{m^2}}{25} = \frac{(12,2m - 2 * 0,6m)12m}{12 apoyos} = 2,64 kN$$

$$F_{F2} = 0,15 \frac{300 kN * 2}{12 apoyos} = 7,5 kN$$

Adopto:  $F_F = 7,5 kN$

**Desplazamiento por frenado:**

$$\tau = \frac{1}{Aapoyos} * F_F \rightarrow \frac{\tau}{G} * e * n^{\circ}p = \frac{n^{\circ}p * \frac{c}{apoyo} * e}{G * Aapoyos} * F_F$$

d': Desplazamiento en la dirección longitudinal de la VP producida por frenado.

Apoyos: Sección transversal del apoyo: = 200mm \* 200mm

G: Módulo de elasticidad transversal del neopreno.

$$Carga rápidas = 1,568 * 10^{-3} \frac{kN}{mm^2}$$

$$Carga lentas = 7,84 * 10^{-4} \frac{kN}{mm^2}$$

Reemplazando obtenemos:

$$d' = \frac{7,5kN * 7mm * 2placas}{1,568 * 10^{-3} \frac{kN}{mm^2} * 200mm * 200mm} = 1,64mm$$



### 6.6.2.2 Acción del viento

Para la verificación de los apoyos con respecto a los efectos del viento, se calculan las condiciones que recomienda la DNV en BCPHA– A.3.A se analizan las siguientes condiciones:

#### Puente vacío

$$F_{Vv} = \frac{P_{hv} * A_{ev}}{n^{\circ}a}$$

$$P_{hv}: \text{Presión horizontal} = 2,5 \frac{kN}{m^2}$$

$A_{ev}$ : Superficie expuesta, proyección vertical de la viga principal extrema y tablero que sobresalga.

$$A_{ev} = 12m * 1,41m = 16,92 m^2$$

Reemplazando:

$$F_{Vv} = \frac{2,5 \frac{kN}{m^2} * 16,92 m^2}{12 \text{ apoyos}} = 3,45 kN$$

#### Puente cargado

$$F_{Vc} = \frac{P_{hc} * A_{ec}}{n^{\circ}a}$$

$$P_{hc}: \text{Presión horizontal} = 1,5 \frac{kN}{m^2}$$

$A_{ec}$ : Superficie expuesta imagen proyección vertical de la viga principal extrema y tablero, más la figura representativa del tránsito faja continua de 2m.

$$A_{ec} = 12m * (2m + 1,41m) = 40,92 m^2$$

Reemplazando:

$$F_{Vc} = \frac{1,5 \frac{kN}{m^2} * 40,92 m^2}{12 \text{ apoyos}} = 5,11 kN$$

$$\text{Adopto: } FV = 5,11 \text{ KN}$$

Con las fuerzas que se generan en el puente estando vacío y cargado, se calcula el desplazamiento por viento en los apoyos.

Desplazamiento por viento



$$\tau = \frac{1}{A_{apoyo}} * F_v \rightarrow d'' = \frac{\tau}{G} * e * n^{\circ}p = \frac{n^{\circ}p * \frac{c}{apoyo} * e}{G * A_{apoyo}} * F_v$$

$d''$ : Desplazamiento en la dirección trasversal de la VP producida por viento:

$$d'' = \frac{5,01 \text{ kN} * 7\text{mm} * 2\text{placas}}{0,1568 * 10^{-3} \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2} * 200\text{mm} * 200\text{mm}} = 1,12\text{mm}$$

Desplazamiento total

$$d_{long} = d + d' = 5,40\text{mm} + 1,64\text{mm} = 7,04\text{mm}$$

$$d_{tran} = d'' = 1,12\text{mm}$$

$$d_{Total} = \sqrt{(d_{long})^2 + (d_{trans})^2} = \sqrt{(7,04\text{mm})^2 + (1,12\text{mm})^2} = 7,13\text{mm}$$

$$d_{Total} = 13,89\text{mm}$$

### 6.6.2.3 Verificación distorsión total en los apoyos

Según la DGC – NTSAAPC- 2.1.2, la distorsión total admisible en los apoyos de neopreno es:

$$\gamma_{adm} = 0,70$$

La distorsión real del apoyo, se calcula con la siguiente expresión:

$$\gamma = \tan\gamma = \frac{d_{Total}}{n^{\circ}p * \frac{c}{apoyo} * e} = \frac{7,13\text{mm}}{2 * 7\text{mm}} = 0,5 < \gamma_{adm} = 0,70$$

### Análisis de cargas

Cargas permanentes, obtenidas previamente.

$$\text{Peso propio viga principal: } P_{VP} = 5,97 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad L_{VP} = 12\text{m}$$

$$P_{VP} = pp_{vp} * \left(\frac{L_{VP}}{2}\right) = 5,97 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * \left(\frac{12\text{m}}{2}\right) = 35,82 \text{ kN}$$

$$\text{Peso propio losa de tablero: } P_{Lt} = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$P_{Lt} = pp_{Lt} * \left(\frac{L_{VP}}{2}\right) = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * \left(\frac{12\text{m}}{2}\right) = 30 \text{ kN}$$

$$\text{Peso propio vereda: } P_V = 9,82 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



$$P_V = pp_V * \left(\frac{L_{VP}}{2}\right) = 9,82 \frac{kN}{m} * \left(\frac{12m}{2}\right) = 58,92 kN$$

Peso propio carpeta de rodamiento:  $P_{Cr} = 1,32 \frac{kN}{m}$

$$P_{Cr} = pp_{Cr} * \left(\frac{L_{VP}}{2}\right) = 1,32 \frac{kN}{m} * \left(\frac{12m}{2}\right) = 7,9 kN$$

Peso propio de viga secundaria:  $P_{VS} = \gamma_{HA} = 25 \frac{kN}{m^3}$ ;  $L_{VS} = 10m$ ;  $h_{VS} = 0,95m$ ;  $b = 0,25m$

$$P_{VP} = \left(\frac{L_{VS} * b * h_{VS} * \gamma_{HA} * n^{\circ}VS}{12}\right) = \frac{10m * 0,25m * 25 \frac{kN}{m^3} * 0,95m * 2}{12} = 9,90 kN$$

Cargas permanentes totales

$$PDT = PVP + PLt + Pv + Pv + PCr + PCr = (35,82 + 30 + 58,92 + 7,90 + 9,90) KN = 143,09 KN$$

Sobrecarga accidental

Sobrecarga con impacto:  $PL(\text{con}\varphi) = Q_{\text{m}\acute{a}\text{x}}(\text{con}\varphi) = 150,20 KN$

Sobrecarga sin impacto:  $PL(\text{sin}\varphi) = Q_{\text{m}\acute{a}\text{x}}(\text{sin}\varphi) = 125,93KN$

### Resumen de cargas

Carga permanente (P <sub>D</sub> )	Carga permanente + Sobrecarga con Impacto (P <sub>conφ</sub> )	Carga permanente + Sobrecarga sin Impacto (P <sub>sinφ</sub> )
143.09 KN	296.79 KN	269.02 KN

### Desplazabilidad

Fuerzas intervinientes:

1. Fuerza por retracción y temperatura

$$\frac{d}{2} = \frac{n^{\circ}placa\ apoyo * e}{G * Aapoyos} * F_T \Rightarrow F_T = \frac{G * A\ apoyos * d}{2 * e * n^{\circ}placa\ apoyo}$$

FT: Fuerza en la dirección longitudinal de la viga principal, producida por temperatura, secado y retracción:

$$F_T = \frac{1,568 * 10^{-3} * \frac{kN}{mm^2} * 40.000 mm^2 * 5,4mm}{2 * 7mm * 2placas} = 12,096 kN$$



2. Fuerza por frenado de vehículos

Calculado en el punto anterior  $\rightarrow F_{F2} = F_F = 7,5 \text{ kN}$

3. Fuerza de viento

Calculado en punto anterior  $\rightarrow F_{Vv} = 3,45 \text{ kN}; F_{Vc} = 5,11 \text{ kN}$

Cargas con puente cargado

Fuerza horizontal total:

$$H_{long} = F_T + F_F = 12,096 \text{ kN} + 7,35 \text{ kN} = 19,45 \text{ kN}$$

$$H_{Tran} = F_{Vc} = 5,01 \text{ kN}$$

$$H = \sqrt{(H_{long})^2 + (H_{tran})^2} = \sqrt{(19,45 \text{ kN})^2 + (5,01 \text{ kN})^2} = 20,08 \text{ kN}$$

Fuerza vertical mínima en apoyo: es la fuerza de viento en cada estribo

$$W = n^{\circ}_{VP} * F_{Vc} = 6 * 5,01 \text{ kN} = 30,06 \text{ kN}$$

Momento de vuelco: Se calcula como la fuerza del viento multiplicado por el brazo de palanca de los respecto a los apoyos de la viga principal.

$$M_v = h * W = 1,705 \text{ m} * 30,06 \text{ kN} = 51,25 \text{ kNm} * x_{max} * M_v * xi^2$$

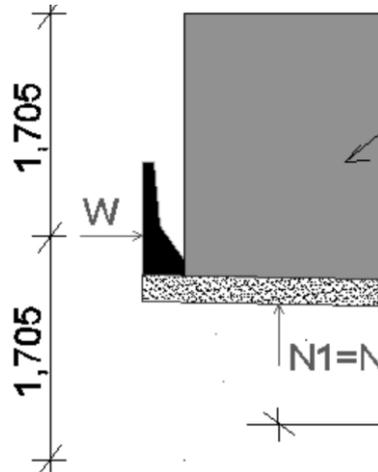


Fig. 95: Área de influencia (fuente: elaboración propia)

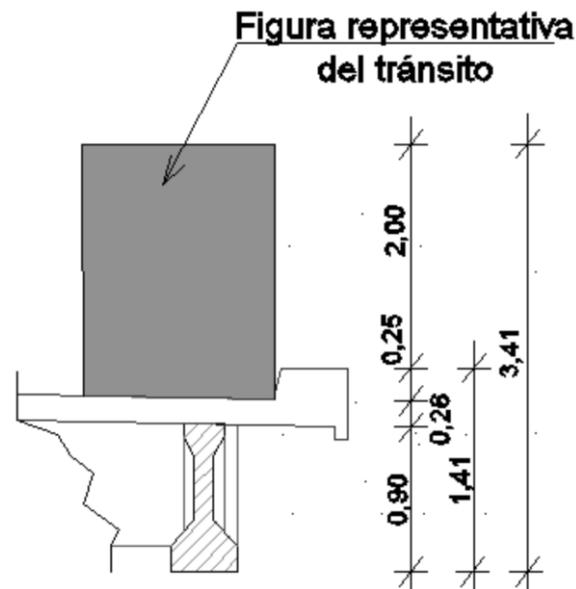


Fig. 96: Esquema de puente cargado (fuente: elaboración propia)

Fuerza vertical máxima en apoyo:

$$V = P_{(sin\varphi)} - N_{m\acute{a}x} = 269,02 \text{ kN} - 3,66 \text{ kN} = 365,36 \text{ kN}$$

$$N_i = \frac{x_i * Mv}{\sum x_i^2} \Rightarrow N_{m\acute{a}x} = \frac{X_{m\acute{a}x} * Mv}{\sum x_i^2} = \frac{5m * 51,25 \text{ kNm}}{70m^2} = 3,66 \text{ kN}$$

$$\sum x_i^2 = 2 * ((1m)^2 + (3m)^2 + (5m)^2) = 70m^2$$

$x_i$ : Distancia desde cada viga principal  $i$  hasta el baricentro del conjunto,

$N_i$ : Reacción en apoyo,

$$P_{(sin\varphi)}: \text{Reacción en apoyo calculado en punto} = 269,02 \text{ KN}$$

Verificación del rozamiento

El coeficiente de rozamiento,  $u$  máximo entre la viga principal y apoyo de neopreno,

Según DGC – NTSAAPC - punto 2,1,2 es:  $u = 0,4$

$$\frac{H}{V} = \frac{20,08 \text{ kN}}{365,36 \text{ kN}} = 0,05 < v = 0,4 \rightarrow B, C,$$

Verificación de la Desplazabilidad, con puente vacío

Fuerza horizontal total

$$H_{long} = FT + FF = 19,45 \text{ KN}$$



$$H_{Tran} = F_{Vv} = 3,45 \text{ KN}$$

$$H = \sqrt{(H_{long})^2 + (H_{tran})^2} = \sqrt{(19,45 \text{ kN})^2 + (3,45 \text{ kN})^2} = 19,75 \text{ kN}$$

Fuerza vertical mínima en apoyo

$$W = n^{\circ}_{VP} * F_{Vv} = 6 * 3,45 \text{ kN} = 20,07 \text{ kN}$$

Momento de vuelco

$$MV = h * W = 0,705\text{m} * 20,07 \text{ KN} = 14,15 \text{ KN}$$

Esquema de puente vacío

Fuerza vertical mínima en apoyo

PD: Reacción en apoyo, calculado anteriormente-> 143,09 KN

$$\sum xi^2 = 2 * ((1\text{m})^2 + (3\text{m})^2 + (5\text{m})^2) = 70\text{m}^2$$

$$N_i = \frac{xi * Mv}{\sum xi^2} \Rightarrow N_{m\acute{a}x} = \frac{X_{m\acute{a}x} * Mv}{\sum xi^2} = \frac{5\text{m} * 14,15 \text{ kNm}}{70\text{m}^2} = 1,01 \text{ kN}$$

$$V = PD - N_{max} = 143,09 \text{ KN} - 1,01 \text{ KN} = 142,08 \text{ KN}$$

Verificación al rozamiento

$$\frac{H}{V} = \frac{19,75 \text{ kN}}{142,08 \text{ kN}} = \mathbf{0,14} < \mathbf{v = 0,4} \rightarrow \mathbf{B.C.}$$

**Tensión máxima en apoyo**

Carga vertical máxima

Se da en condición de puente cargado a la reacción total sin impacto se le incorpora la carga de viento

$$V_{m\acute{a}x} = P_{(sin\phi)} + N_{m\acute{a}x} = 269,02 \text{ KN} + 3,66 \text{ KN} = 272,68 \text{ KN}$$

**Tensión de trabajo**

Tensión admisible:  $\sigma_{adm}$  entre viga principal y el apoyo de neopreno, según (DGC).

$$\text{NTSAAPC} - 2.1.2. \rightarrow \sigma_{adm} = 1.176 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

Entonces:



$$\sigma_{adm} = \frac{V}{A_{apoyos}} = \frac{365,56 \text{ KN}}{20\text{cm} * 20\text{cm}} = 0,91 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} < \sigma_{adm} = 1,17 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \rightarrow B.C.$$

### Esquema final de apoyo

En la siguiente imagen, se muestra la disposición final del apoyo, sobre la viga de bancada, con sus dimensiones finales.

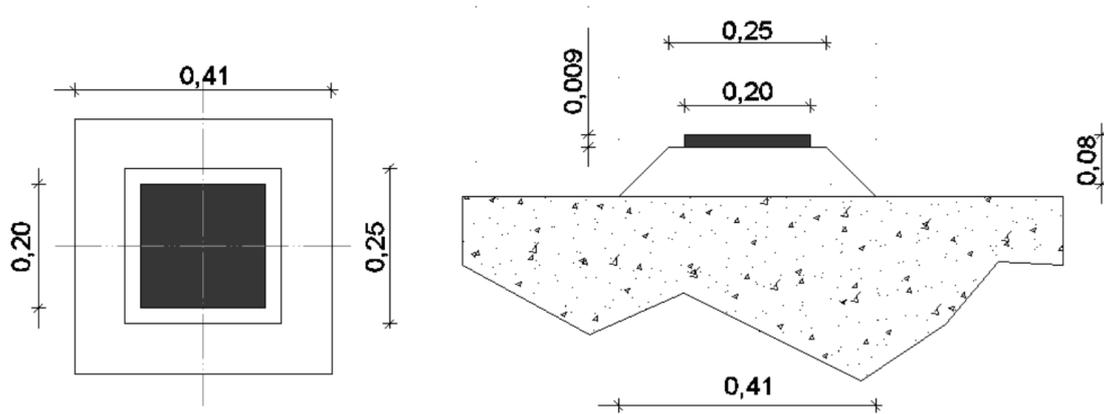


Fig. 97: Esquema de apoyo (fuente: elaboración propia)



## 6.7 Dimensionamiento del estribo

### 6.7.1 Materiales

Se adopta un sistema de estribos abiertos, de hormigón colado in-situ. El estribo está compuesto por una pantalla posterior y una viga de bancada. Ambos componentes se dimensionan por separado.

Los materiales a utilizar, serán los exigidos por el CIRSOC, y las características serán las siguientes:

El hormigón deberá cumplir:

Resistencia compresión (H21)  $f'_{ci} = 21\text{MPa}$

Acero ADN 420 =  $f'_{ci} = 420\text{MPa}$

El estribo, está compuesto por una viga de bancada simplemente apoyada en los pilotes, y por una pantalla posterior que se encuentra empotrada en la viga.

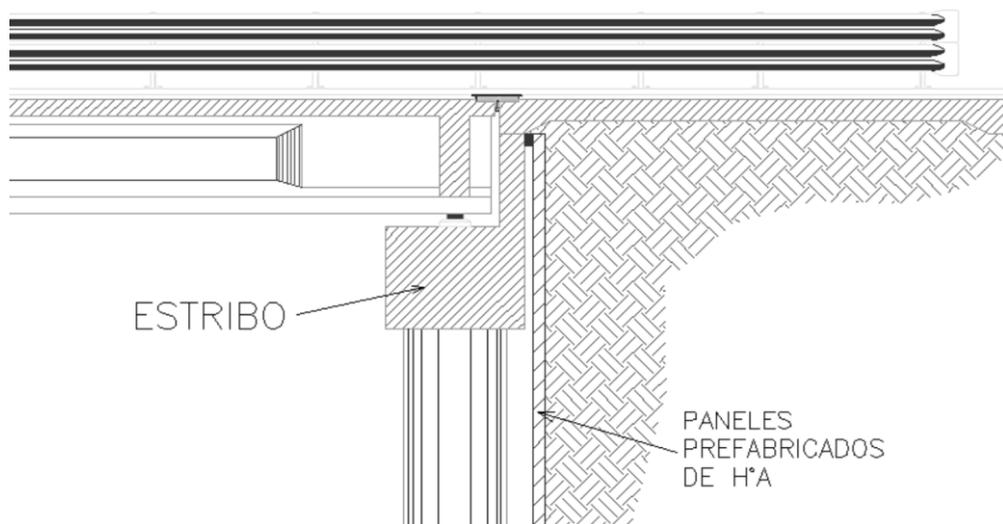


Fig. 98: Esquema de sección transversal del estribo

### 6.7.2 Dimensionamiento pantalla posterior

Para el estribo adoptado, la pantalla no se encuentra en contacto directo con el suelo, por lo que no se considera el empuje del suelo, por lo tanto, las cargas que solicitarán a esta sección será la reacción de la losa de aproximación y su peso propio.

La pantalla posterior, se la dimensionará como una columna de ancho unitario, ya que solamente trabaja a compresión.



## Análisis de cargas

Cargas permanentes

reacción de la losa de aproximación para cargas permanentes es:

$$R_{LosaA} = 43.65 \frac{kN}{m}$$

Sobrecargas accidentales

Se considera la carga del rodillo trasero y delantero de la aplanadora por separado, según las áreas de influencia de cada uno, suponiendo la situación más crítica de 2 aplanadoras en cada faja de circulación, pero sin mayoración por impacto con el coeficiente  $\phi:1.2$

$$P_d = 2 * \frac{130kN - 2,5 * 3m * 6 \frac{kN}{m^2}}{6} = 28,33 kN$$

$$P_T = 2 * \frac{85kN * 2 - 2,5 * 3m * 6 \frac{kN}{m^2}}{6} = 41,67 kN$$

$$mc = 6 \frac{kN}{m^2}$$

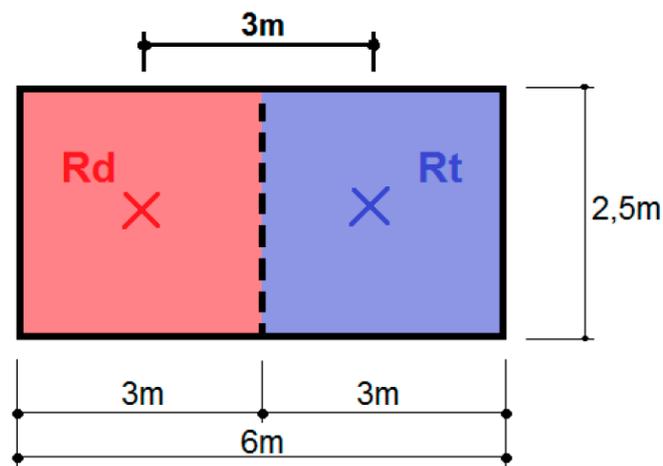


Fig. 99: Esquema de área de influencia (fuente: Apunte cátedra H<sup>o</sup>A<sup>o</sup>II)

El mayor esfuerzo de corte calculado con los valores anteriores, se obtiene:

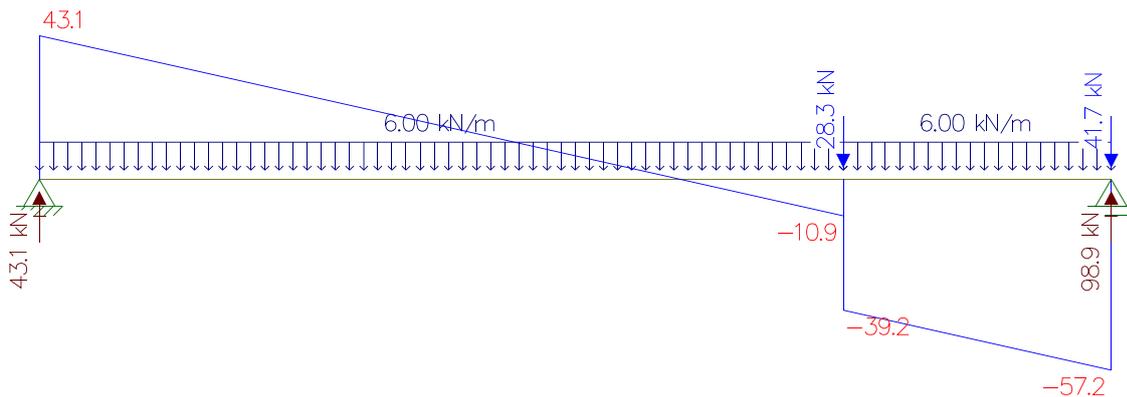


Fig. 100: Diagrama de Corte de sobrecargas (fuente: elaboración propia)

La reacción debido a la sobrecarga será:

$$R_{sobre} = 98,9 \frac{kN}{m}$$

### Peso propio de la pantalla

Se adopta una pantalla de 1,10m de altura por 0,30m de espesor.

$$pp_{pantalla} = 1,1m * 0,30m * 25 \frac{kN}{m^3} = 8,25 \frac{kN}{m}$$

### Resistencia requerida

Si la pantalla trabaja como una columna, que recibe la carga vertical, la resistencia requerida, según el CIRSOC 201-9.2.1 debe ser la mayor de las siguientes expresiones:

$$P_D = 43,65 + 8,25 = 51,9 \frac{kN}{m}$$

$$P_L = 98,9 \frac{kN}{m}$$

$$P_u = 1,2 * P_D + 1,6 * P_L = 220,52 \frac{kN}{m}$$

$$P_{ncol} * \phi \geq P_u$$

Siendo:

$\phi$ : Coeficiente de reducción de resistencia en función del tipo de rotura:

Para columnas simples = 0,65

$P_{n\max}$  = Resistencia nominal (“real”) de la sección. Para columnas simples = 0,80\* $P_n$



$$P_n = \frac{P_u}{0,8 * 0,65} = \frac{220,5 \frac{kN}{m}}{0,8 * 0,65} \cong 0,42 \frac{MN}{m}$$

Como esta carga es muy baja, es decir que no se supera la tensión admisible del hormigón (H30), no es necesario colocar armadura de compresión a la pantalla superior. De igual manera, se adopta colocar la armadura mínima que reglamenta el CIRSOC.

### Recubrimiento mínimo

Según la tabla n°7.7.1 del reglamento, para columnas y vigas:

-Para la armadura principal, el recubrimiento debe ser como mínimo el diámetro de la armadura principal, pero:

$$20\text{mm} \geq r_{\text{mín}} \leq 40\text{mm}$$

Para estribos abiertos y estribos cerrados, el recubrimiento no debe ser menor que 20mm.

Teniendo en cuenta la exposición A3 de la estructura, el recubrimiento se debe aumentar en un 30%, por lo tanto:

$$r_{\text{mín}} = 20\text{mm} * 1,3 = 26\text{mm}$$

$$r_{\text{adop}} = 30\text{mm} = 3\text{cm}$$

- Cuantía mínima

Según el CIRSOC 201- 10.9.1 la sección de armadura mínima debe ser:

$$A_{st} = 0,01 * A_g$$

Donde:

$A_g$  = Sección de hormigón.

La sección de armadura mínima será:

Según el CIRSOC 201- 10.8.4, Para un elemento comprimido que tenga una sección transversal mayor que la necesaria por las consideraciones de carga, se puede utilizar un área efectiva reducida  $A_g \geq 50\%$  del área total con el fin de determinar la armadura mínima y la resistencia de diseño.

$$A_g = 1\text{m} * 0,3\text{m} * 0,5 = 0,15 \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 0,01 * 0,15 \text{ m}^2 = 15 \text{ cm}^2$$

- Armadura longitudinal adoptada



Según el CIRSOC 201- 10.8 la armadura debe tener un diámetro no menor de 12mm.

La sección necesaria es  $0,985\text{cm}^2$ , entonces se adopta:  $4\text{Ø}16\text{mm}$  por cada lateral de la pantalla.

$$A_{st \text{ min}} = 15 \text{ cm}^2 < A_{st \text{ adop}} = 31,42 \text{ cm}^2$$

- Separación de armaduras de estribos

Según el diámetro de la armadura longitudinal, el CIRSOC en la tabla n° 7.10.5.1, indica el diámetro de la armadura de estribo.

Como la armadura longitudinal es  $\text{Ø}16\text{mm}$  -> estribo  $\text{Ø}6\text{mm}$ .

Además, la separación debe ser menor a:

$$s \leq \begin{cases} 12 \text{ diámetros de la armadura long} = 12 * 1,6\text{cm} = 19,2\text{cm} \\ 48 \text{ diámetros de la armadura de estribos} = 48 * 0,6\text{cm} = 28,8\text{cm} \\ \text{Dimensión del lado menor de la columna} = 0,3\text{m} \end{cases}$$

Se adoptan para la armadura de estribo,  $\text{Ø}6\text{mm}$ , cada 15cm.



### Dimensionamiento de la viga de bancada

Para el dimensionamiento de la viga de bancada, se consideran las reacciones de las vigas principales, el peso de la pantalla posterior y su peso propio. La viga de bancada descarga sobre 2 pilotes.

#### Análisis de cargas

##### Vigas principales

La descarga de las vigas principales, se compone de la reacción producto de las cargas permanentes más las sobrecargas:

$$R_D = 145,4 \text{ kN}$$

$$R_L = 148,6 \text{ kN}$$

##### Pantalla posterior

La reacción de la pantalla posterior, se distribuye en toda la longitud de la viga de bancada.

$$P_D = 51,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$R_L = 98,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

##### Peso propio

Se adopta una sección para calcular el peso propio, y luego se verificará:

$$pp_{viga \text{ banc}} = 1,2\text{m} * 1,30\text{m} * 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 39 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Por lo tanto, la carga distribuida permanente a aplicar será la siguiente:

$$Carga D = 51,9 + 39 = 90,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

##### Solicitaciones:

##### Cargas permanentes:

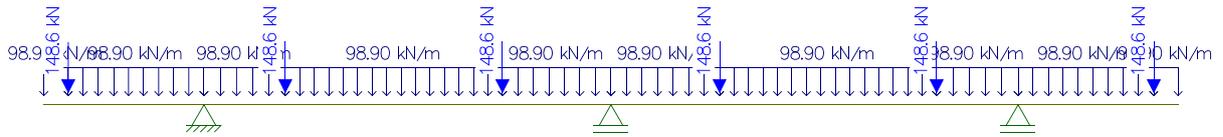


Fig. 101: Estado actuante de cargas permanentes (fuente: elaboración propia)

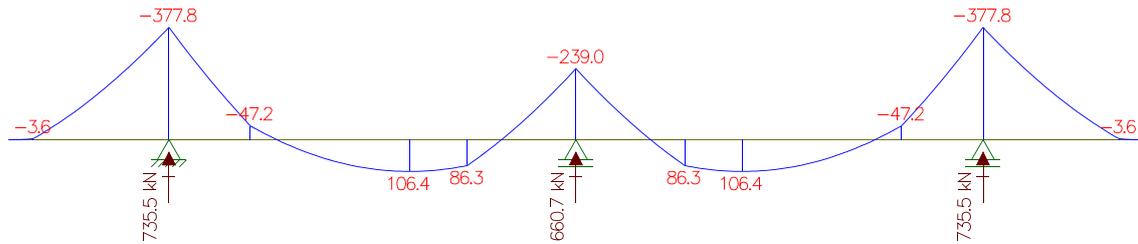


Fig. 102: Diagrama de momento de cargas permanentes (fuente: elaboración propia)

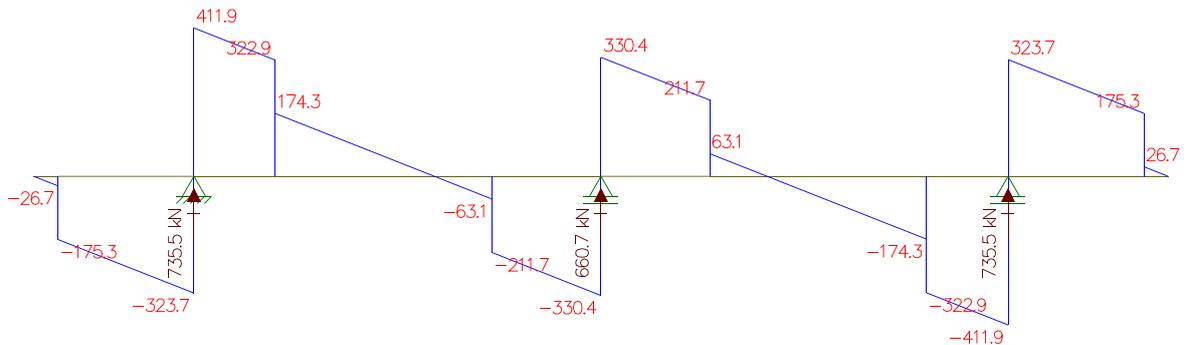


Fig. 103: Diagrama de corte de cargas permanentes (fuente: elaboración propia)

### Sobrecargas:

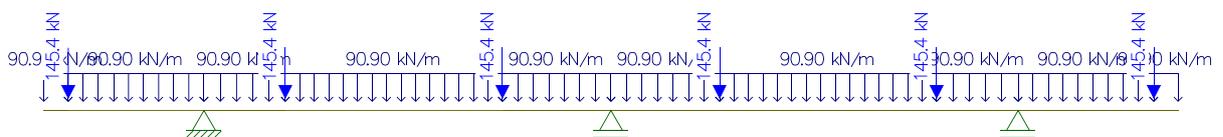


Fig. 104: Estado actuante de sobrecargas (fuente: elaboración propia)

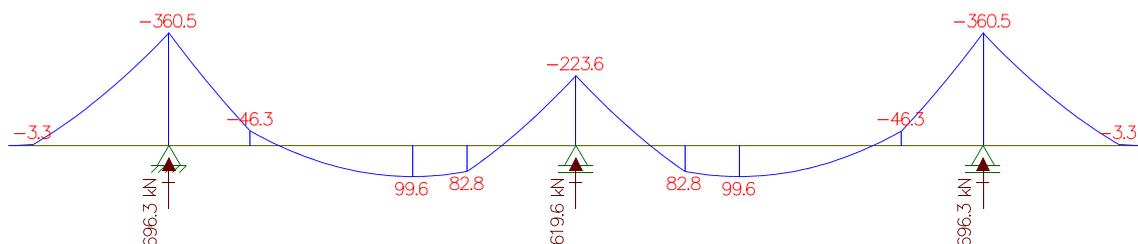


Fig. 105: Diagrama de momento de sobrecargas (fuente: elaboración propia)

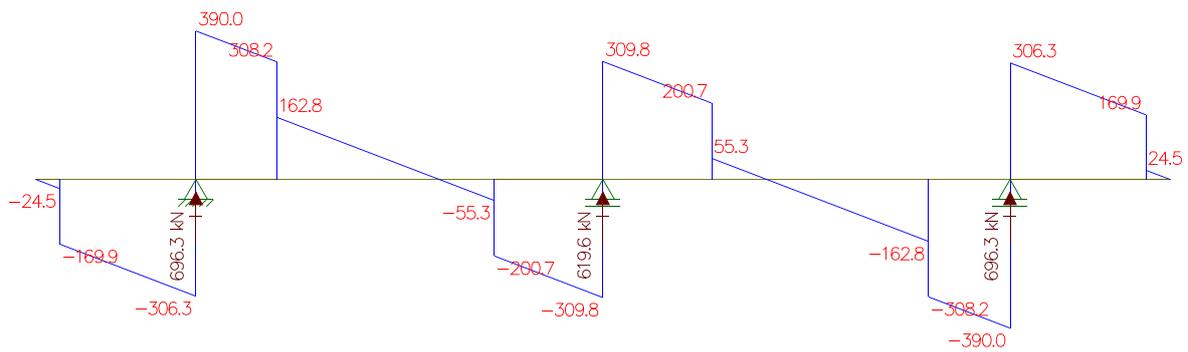


Fig. 106: Diagrama de corte de cargas permanentes (fuente: elaboración propia)

### Resumen de las solicitaciones:

$$M_{Dinf} = 106,4 \text{ kNm}$$

$$M_{Linf} = 99,6 \text{ kNm}$$

$$M_{Dsup} = 377,8 \text{ kNm}$$

$$M_{Lsup} = 360,5 \text{ kNm}$$

$$V_D = 411,9 \text{ kN}$$

$$V_L = 390 \text{ kN}$$

### Determinación de armaduras

Recubrimiento mínimo

Según la tabla n°7.7.1 del reglamento, y para estructuras expuestas al aire libre con un diámetro de barra menor de 16mm.

$$r_{mín} = 30\text{mm}$$

Teniendo en cuenta la exposición A3 de la estructura, el recubrimiento se debe aumentar en un 30%, por lo tanto:

$$r_{mín} = 30\text{mm} * 1,3 = 39\text{mm}$$

$$r_{adop} = 40\text{mm} = 4\text{cm}$$

Altura útil de la viga

Con todos los datos anteriores, obtenemos la altura útil de la viga secundaria.

$$d = h - r_{adop} = 120\text{cm} - 4\text{cm} = 116\text{cm}$$



Para el dimensionado de las armaduras, consideraremos los momentos máximos inferiores y superiores, de manera de tener una armadura uniforme en toda la longitud de la viga.

Coefficiente de reducción

Al igual que en la viga principal, el factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura ( $\phi$ ) es para proyectar una sección con una rotura dúctil (precedida por importantes deformaciones y fisuraciones), se parte del supuesto:

Los parámetros del cálculo serán:

$$\beta_1 = 0,85$$

$$f^* = 0,85 * f_c = 0,85 * 30 \text{MPa} = 25,5 \text{MPa} = 25.500 \text{KN/m}^2$$

En el CIRSOC 10.5.1, correspondiente a la armadura mínima

$$ka_{\text{mín}} = \frac{1,4}{25,50 \text{MPa}} = 0,055$$

Separación mínima de armaduras

En el punto 7.6.5, para elementos solicitados a flexión, la separación de la armadura principal smín debe ser:

$$s_{\text{mín}} \geq \begin{cases} d_b = 25 \text{mm} = 2,5 \text{cm} \\ 1,33 * TMNAG = 1,9 * 1,33 = 2,52 \text{cm} \end{cases}$$

$$s_{\text{adoptado}} = 2,5 \text{cm}$$

db: diámetro de la mayor barra de acero.

TMNAG: Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

### **Armadura principal inferior**

Resistencia requerida

$$M_u = 1,2 * M_D + 1,6 * M_L = 287,04 \text{ kNm}$$

El momento nominal inferior, será:

$$M_n \geq \frac{M_u}{0,9} = \frac{287,04 \text{ kN}}{0,9} = 318,93 \text{ kNm}$$

Mu: Momento requerido de la sección.

Mn: Momento nominal de la sección.



Armadura necesaria

$$m_n = \frac{Mn}{f'c * bw * d^2} = \frac{318,93 \text{ kNm}}{25.500 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 1,3\text{m} * (1,16\text{m})^2} = 0,007$$

$$ka = 1 - \sqrt{1 - 2 * m_n} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,007} = 0,007 < ka_{\text{mín}} = 0,055 \rightarrow ka = 0,055$$

$$kc = \frac{ka}{\beta_1} = \frac{0,055}{0,85} = 0,065 < kc_{\text{máx}} = 0,375 \rightarrow \text{No hace falta armadura de compresión}$$

Armadura necesaria:

$$As = \frac{f'c * bw * d * ka}{fy} = \frac{25,5\text{MPa} * 1.300\text{mm} * 1.160\text{mm} * 0,055}{420 \text{MPa}} = 5.036 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$
$$= 50,4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Antes de dimensionar la armadura de tracción, verificamos si nos encontramos en la zona controlada por tracción.

Verificación de zona de tracción

$$\frac{\epsilon_t}{d - c} = \frac{\epsilon_c + \epsilon_t}{d} \rightarrow \epsilon_t = \epsilon_c * \frac{d - c}{c} = \epsilon_c * \frac{d - kc}{kc} = 3\text{‰} * \frac{1 - 0,065}{0,065} =$$

$$43\text{‰} > 5\text{‰} \rightarrow \text{B. C.}$$

Armadura adoptada

Se adopta poner 10 barras de diámetro 25mm, a una separación de 10.5cm, con recubrimiento lateral e inferior de 5cm.

$$As_{\text{adopt}} = 10\emptyset 25\text{mm} = 10 * 4,91\text{cm}^2 =$$

$$49,1\text{cm}^2 \approx 50,36\text{cm}^2 \rightarrow \text{B. C.}$$

### Armadura principal superior

El momento nominal inferior, será:

$$M_{Dsup} = 377,8 \text{ kNm}$$

$$M_{Lsup} = 360,5 \text{ kNm}$$



Resistencia requerida:

$$M_u = 1,2 * M_D + 1,6 * M_L = 1030,16 \text{ kNm}$$

El momento nominal inferior, será:

$$M_n \geq \frac{M_u}{0,9} = \frac{1030,16 \text{ kN}}{0,9} = 1144,6 \text{ kNm}$$

Mu: Momento requerido de la sección.

Mn: Momento nominal de la sección.

Armadura necesaria

$$m_n = \frac{M_n}{f'c * b_w * d^2} = \frac{1.144,6 \text{ kNm}}{25.500 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 1,3\text{m} * (1,16\text{m})^2} = 0,026$$

$$ka = 1 - \sqrt{1 - 2 * m_n} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,026} = 0,026 < ka_{\min} = 0,055 \rightarrow ka = 0,055$$

$$kc = \frac{ka}{\beta_1} = \frac{0,055}{0,85} = 0,065 < kc_{\max} = 0,375 \rightarrow \text{No hace falta armadura de compresión}$$

Armadura necesaria:

$$A_s = \frac{f'c * b_w * d * ka}{f_y} = \frac{25,5\text{MPa} * 1.300\text{mm} * 1.160\text{mm} * 0,055}{420 \text{ MPa}} = 5,036 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} = 50,4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Antes de dimensionar la armadura de tracción, verificamos si nos encontramos en la zona controlada por tracción.

Verificación de zona de tracción

$$\frac{\epsilon_t}{d - c} = \frac{\epsilon_c + \epsilon_t}{d} \rightarrow \epsilon_t = \epsilon_c * \frac{d - c}{c} = \epsilon_c * \frac{d - kc}{kc} = 3\text{‰} * \frac{1 - 0,065}{0,065} =$$

$$43\text{‰} > 5\text{‰} \rightarrow \text{B. C.}$$

Armadura adoptada

Se adopta poner 10 barras de diámetro 25mm, a una separación de 10.5cm, con recubrimiento lateral e inferior de 5cm.

$$A_{\text{adopt}} = 10\emptyset 25\text{mm} = 10 * 4,91\text{cm}^2 =$$

$$49,1\text{cm}^2 \approx 50,36\text{cm}^2 \rightarrow \text{B. C.}$$



### Verificación al corte

Según el CIRSOC en el punto 12.11.1.1 las losas o zapatas se deben dimensionar de acuerdo con los artículos 11.1. a 11.5.

Se debe verificar que:  $\phi * V_n \geq V_u$

$$V_u = 1,2 * V_D + 1,6 * V_L = 1.118,28 \text{ kN}$$

Para elementos sometidos únicamente a flexión y corte, según expresiones simplificadas, CIRSOC 201 – 11.3.1.1:

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f'c} * b_w * d = \frac{1}{6} * \sqrt{25,5 \text{ MPa}} * 1.300 \text{ mm} * 1.160 \text{ mm} = 1.269,2 \text{ kN}$$

Resistencia nominal al corte

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{1.118,28 \text{ kN}}{0,75} = 1.491,04 \text{ kN}$$

$V_u$ : Esfuerzo de corte requerido para resistir las cargas mayoradas máximo

$\phi$ : Factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura, para corte y torsión = 0,75

Estribado necesario

Se obtiene de la diferencia entre el  $V_n$  y el  $V_c$ :

$$V_{snec} = V_n - V_c = 1.491,04 \text{ KN} - 1.269,2 \text{ KN} = 221,84 \text{ KN}$$

$$\left(\frac{A_s}{s}\right) = \frac{V_{snec}}{d * f_y} = \frac{221,84 \text{ kN}}{1,16 \text{ m} * 42 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 4,55 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Armadura mínima de corte:

$$\left(\frac{A_s}{s}\right) = \frac{1}{16} * \sqrt{f'c} * \frac{b_w \text{máx}}{f_y} \leq 0,33 * \frac{b_w}{f_y}$$

$$\frac{1}{16} * \sqrt{25,5 \text{ MPa}} * \frac{1.300 \text{ mm}}{420 \text{ MPa}} = 0,98 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \leq 0,33 * \frac{1.300 \text{ mm}}{420 \text{ MPa}} = 1,02 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Se verifica que:

$$4,55 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} > 1,02 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow \text{B. C.}$$

Estribado Adoptado



Se adoptan estribos de dos ramas, con  $\varnothing$  8mm, con una separación de 25cm.

$$\left(\frac{As}{s}\right)_{adop} = 2 \left(\frac{0,50cm^2}{0,20m}\right) = 5 \frac{cm^2}{m} > 4,55 \frac{cm^2}{m}$$

Entonces:

$$Vs_{adopt} = d * fy * \left(\frac{As}{s}\right)_{adop} = 382,2 kN$$

$$\text{Se debe verificar que } Vs_{adopt} \begin{cases} \leq \frac{2}{3} * \sqrt{f'c} * bw * d = 830,7 kN \rightarrow B. C. \\ < \frac{1}{3} * \sqrt{f'c} * bw * d = 415,3 kN \rightarrow B. C. \end{cases}$$

Separación máxima de estribos: Según CIRSOC 201– 11.5.5.1, la separación límite de la armadura de corte ubicada en forma perpendicular al eje del elemento debe ser:

$$s_{m\acute{a}x} \leq \begin{cases} \frac{d}{2} = \frac{116cm}{2} = 58cm \\ 400mm = 40cm \end{cases}$$

Como se adoptó estribos cada 20 cm, nos encontramos en buenas condiciones.

### Armadura de fisuración

Según CIRSOC 201– 10.6.7, cuando una viga tenga un H mayor a 0,90m se debe colocar a lo largo de ambas caras laterales del elemento una armadura longitudinal uniforme para controlar las fisuraciones a una separación s:

$$s \leq \begin{cases} 380 * \frac{280}{fs} - 2.5 * cc = 260mm = 26cm \\ 380 * \frac{280}{fs} = 300mm = 30cm \end{cases}$$

fs: Tensión en la armadura más cercana a la cara traccionada bajo las cargas de servicio. Se permite tomar igual a  $\frac{2}{3} fy = 280MPa$

cc: Menor distancia entre la superficie de la armadura o del acero de pretensado y la cara traccionada.

$$cc = rlat + \varnothing_{estribo} = 4cm + 0,8cm = 4,8cm$$

Separación adoptada: 30cm

Se adoptan 3 $\varnothing$ 6mm cada 25cm, en ambas caras.

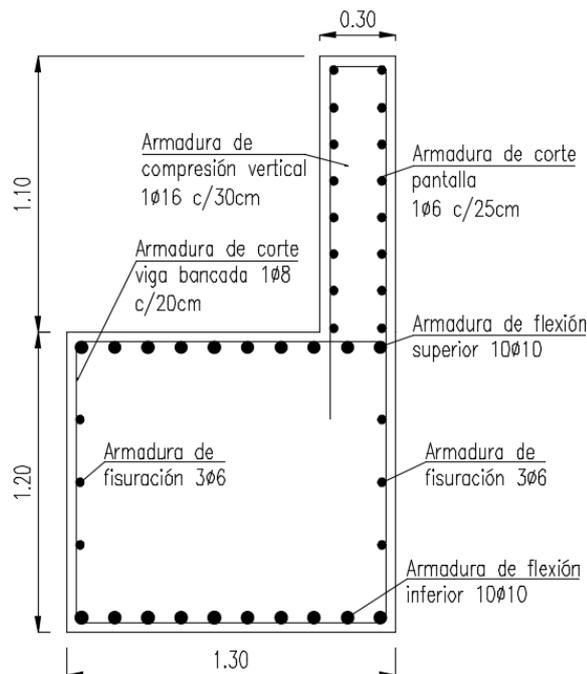


Fig. 107: Esquema de armaduras (fuente: elaboración propia)

## 6.8 Dimensionamiento de fundaciones – pilotes

Se decidió para el diseño de las fundaciones el uso de pilotes excavados de hormigón armado H-30 colado in-situ.

### 6.8.1.1 Determinación de la cota de fundación

Para seleccionar la cota de cimentación se utilizará el perfil resultado del ensayo SPT ya mencionado en la sección Ensayos de penetración estándar – SPT (Standard Penetration Test) del capítulo 2.

La cota de fundación para la punta del pilote será a los 14 m, ya que a esa profundidad se encuentra el mayor número de golpes. De igual manera, se aconseja fundar a una profundidad de dos a tres veces el diámetro del pilote por debajo de la cota ya mencionada. Esto se realiza para que el bulbo de presiones de la punta se genere puramente en el estrato más resistente. Por lo que, finalmente, la punta del pilote estará fundada a 15 m de profundidad.

### 6.8.1.2 Análisis de cargas

$$P_D = 735,5 \text{ kN}$$

$$P_L = 696,3 \text{ kN}$$

$$P_{nomayorado} = 735,5 + 696,3 = 1.431,8 \text{ kN}$$

La máxima reacción del estribo es de 1.431,8 KN, a la cual se le debe sumar el peso de la columna y su pilote. Se adopta un pilote columna de diámetro igual a 0,9 m.



$$\phi p = 0,90 \text{ m}$$

$$R_{max} = R_{est} + \gamma \times \frac{\pi \times \phi^2}{4} \times L = 1431,8 \text{ kN} + 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \times \frac{\pi \times 0,9^2}{4} \text{ m}^2 \times 5,05 \text{ m} = 1.512 \text{ kN}$$

$$R_{max} = 1.512 \text{ kN} \cong 1,51 \text{ MN}$$

### 6.8.1.3 Cálculo de las tensiones admisibles

La estratigrafía presente en el terreno puede visualizarse en la Tabla 33, donde se pueden distinguir dos estratos homogéneos: el primer estrato es un suelo arcilloso, mientras que el segundo, más resistente, es una arena limosa.

Tabla 33: Estratigrafía del terreno (fuente: elaboración propia)

Profundidad [m]	NSPT	Estrato
1	7	
2	2	
3	6	
4	7	
5	5	
6	6	
7	6	1
8	4	
9	9	
10	17	
11	7	
12	10	
13	11	
14	31	
15	29	2

La capacidad de carga fue determinada mediante el método directo de Aoki y Velloso, el cual establece que:

$$Q_{rup} = a_p * \frac{K * N_p}{F_1} + P * \sum \frac{\alpha * K * N_m}{F_2} * \Delta l$$

Donde:

$A_p$ : área de la punta



K: coeficiente de conversión entre qc y N<sub>spt</sub>

N<sub>p</sub>: NSPT de la zona de la punta del pilote

P: perímetro del pilote

α: coeficiente de adherencia

Δl: espesor de cada estrato de suelo

N<sub>m</sub>: NSPT promedio para cada estrato

F1 y F2: coeficiente que depende del tipo de pilote.

Se puede observar que la fórmula propuesta por Aoki y Velloso está compuesta por dos términos, donde el primer término corresponde a la carga soportada por la punta del pilote y el segundo se corresponde con la carga que soporta el fuste del pilote.

En la Tabla 34: Coeficientes adoptados por estrato (fuente: elaboración propia) se pueden observar los valores adoptados para los distintos coeficientes en base al tipo de suelo de cada estrato:

Tabla 34: Coeficientes adoptados por estrato (fuente: elaboración propia)

Estrato	K [MPa]	α [%]	NSPT <sub>m</sub>	ΔL [m]
CL	0,2	6	7	13
SM	0,7	2,4	30	2

$$Q_{punta} = \pi * \frac{(0,9m)^2}{4} * \frac{0,7 * 30}{3,5} = 3,82 MN$$

$$Q_{fuste} = 2 * \pi * 0,45m * \left( \frac{0,06 * 0,2 * 7}{7} * 13m + \frac{0,024 * 0,7 * 30}{7} * 2m \right) = 0,85 MN$$

Reemplazando estos valores resulta:

$$Q_{rup} = Q_p + Q_f = 3,82 MN + 0,85 MN = 4,67 MN$$

Para determinar la capacidad admisible se utilizó para el fuste un factor de seguridad de dos, ya que con bajas deformaciones se alcanza la resistencia del suelo, mientras que para la punta se tomó un factor de seguridad de tres, ya que se necesitan mayores deformaciones para transmitir la carga sobre el suelo.



La carga admisible resulta entonces:

$$Q_{adm} = \frac{Q_p}{3} + \frac{Q_f}{2} = \frac{3,82}{3} MN + \frac{0,85}{2} MN = 1,21 MN + 0,42 MN = 1,63 MN$$

Comparando con la carga que llega al suelo tenemos:

$$1,51 MN < 1,63 MN \rightarrow B. C.$$

Se puede entonces adoptar un pilote-columna, a una profundidad de 15 m, con diámetro de 0,90 m y una capacidad de carga admisible de 151 toneladas

La tensión en la punta será:

$$\sigma = \frac{1,51 MN}{0,636 m^2} = 2,37 MPa \cong 24,2 \frac{kg}{cm^2} = 242 \frac{t}{m^2}$$

#### 6.8.1.4 Determinación de la armadura de la columna

Al estar dentro del marco de un anteproyecto, la columna se dimensionará realizando la simplificación de solamente considerar las cargas verticales actuantes sobre la columna, las cuales son las de mayor magnitud. Por otra parte, para la etapa de proyecto, deberán de considerarse además los esfuerzos horizontales.

La carga actuante sobre la columna es:

$$P_u = 1,2 \times D + 1,6 \times L = 1,2 \times \left( 735,5 kN + 25 \frac{kN}{m^3} \times \frac{\pi \times 0,9^2}{4} m^2 \times 5,05 m \right) + 1,6 \times 696,3 kN$$

=

$$P_u = 979 + 1.114,08 = 2.093 kN$$

$$Diámetro = 0,90 m$$

$$Area = 0,636 m^2$$

$$Longitud = 5,05m$$

#### 6.8.1.5 Resistencia requerida

De acuerdo al CIRSOC 201-2.005, la resistencia nominal real de la sección para columnas con estribos es:

$$P_n = 0,80 (0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st})$$

Donde:

$f'_c$ : resistencia específica a la compresión del hormigón;



$f_y$ : tensión de fluencia de la armadura;

$A_g$ : área bruta del hormigón;

$A_{st}$ : área de la armadura longitudinal;

Luego la resistencia nominal debe afectarse por el coeficiente de minoración de resistencia para cumplir con:

$$\phi P_n \geq P_u$$

Donde  $P_u$  es el esfuerzo normal último obtenido de las cargas mayoradas y  $\phi=0,65$  para columnas con estribos.

El reglamento CIRSOC 201 establece una limitación adicional en la resistencia de columnas, para tener en cuenta excentricidades accidentales de las cargas no consideradas en el modelo de análisis. Para columnas con estribos resulta entonces:

$$\phi P_{n(\max)} = 0,80 \phi (0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st})$$

$$A_{st} = \frac{\frac{P_u}{0,8 \times \phi} - 0,85 \times f'_c \times A_g}{f_y - 0,85 \times f'_c} = \frac{\frac{2,093 \text{ MN}}{0,8 \times 0,65} - 0,85 \times 35 \text{ MPa} \times 0,636 \text{ m}^2}{420 \text{ MPa} - 0,85 \times 35 \text{ MPa}} = -0,038 \text{ m}^2$$

Que sea negativo el área de armadura necesaria significa que el hormigón por sí solo puede absorber los esfuerzos de la columna.

La armadura que se dispondrá se calculará entonces por cuantía mínima, donde el área de las barras dentro del estribo debe ser:

$$A_{st} \begin{cases} \geq 0,01 A_g \\ \leq 0,08 A_g \end{cases}$$

La armadura mínima a colocar deberá ser mayor a:

$$A_{st \text{ mín}} = 0,01 \times 0,636 \text{ m}^2 = 63,6 \text{ cm}^2$$

Se adopta entonces 8 barras de  $\phi 32\text{mm}$  ( $A_{st}=64,34 \text{ cm}^2$ )

El diámetro mínimo de los estribos se selecciona a partir del diámetro de las armaduras longitudinales. Se obtienen a partir de la Tabla 7.10.5.1 del CIRSOC 201-2.005, la cual establece que para  $\phi 32 \text{ mm}$  el diámetro de estribo será  $\phi 10 \text{ mm}$

$$s \begin{cases} \leq 12 \phi = 38,4 \text{ cm} \\ \leq 48 \phi_{est} = 38,4 \text{ cm} \end{cases}$$



Se adopta entonces  $\emptyset 10 \text{ mm c/ } 20 \text{ cm}$ .

Verificación a flexión.

$$Phv: \text{ Presión horizontal} = 2,5 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Carga distribuida} = 2,5 \frac{kN}{m^2} * 0,9m = 2,25 \frac{kN}{m}$$

$$M = 2,25 \frac{kN}{m} * \frac{(5,05m)^2}{2} = 28,7 \text{ kNm}$$

$$Mn \geq \frac{Mu}{0,9} = \frac{28,7 \text{ kNm}}{0,9} = 31,9 \text{ kNm}$$

Mu: Momento requerido de la sección,

Mn: Momento nominal de la sección,

Armadura necesaria

$$m_n = \frac{Mn}{f'c * bw * d^2} = \frac{31,9 \text{ kNm}}{25500 \frac{kN}{m^2} * 0,90m * (0,45m)^2} = 0,006$$

$$ka = 1 - \sqrt{1 - 2 * m_n} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,006} = 0,007 < ka_{\min} = 0,055 \rightarrow ka = 0,055$$

$$kc = \frac{ka}{\beta_1} = \frac{0,0559}{0,85} = 0,065 < kc_{\max} = 0,375$$

→ No hace falta armadura de compresión por flexión

Armadura necesaria:

$$As = \frac{f'c * b * w * d * ka}{fy} = \frac{25,5MPa * 900mm * 450mm * 0,055}{420 MPa} = 1352 \frac{mm^2}{m} = 13,52 \frac{cm^2}{m}$$

$$\text{con } 2\emptyset 32mm = 16,08 > 13,52$$

∴ Con la armadura mínima por compresión ya cubrimos la flexión.



## 7 Diseño del paquete estructural

Tradicionalmente, los pavimentos se han dividido en dos grandes categorías: rígidos y flexibles. Estos términos, si bien en algunos casos resultan una excesiva simplificación, responden en buena medida a cómo reaccionan frente a las cargas y al ambiente.

Los pavimentos de asfalto, son los que se encuentran dentro de la categoría de flexibles. Generalmente constan de una delgada capa de rodamiento construida sobre una base y una subbase, que descansan sobre un sustrato compactado o sobre el suelo natural. El factor considerado en el diseño de pavimentos flexibles es la resistencia del conjunto que conforman las diferentes capas. Estas estructuras, cuando son solicitadas por cargas, presentan mayores deflexiones, distribuyendo la carga hacia las capas inferiores en superficies relativamente pequeñas.

Los pavimentos de hormigón, en cambio, presentan bajas deflexiones cuando son solicitados ya que debido a su alto módulo de elasticidad son capaces de distribuir las cargas en mayores superficies, reduciendo de esta manera los esfuerzos transmitidos a las capas inferiores.

Para el diseño del paquete estructural del proyecto en estudio, se adoptará el uso de pavimento rígido para el tramo que abarcará el paso a distinto nivel. Esto será así ya que resulta una buena práctica constructiva colocar dicho pavimento de hormigón en la curva vertical porque de esta manera se logra impermeabilizar en todos los sentidos al volumen de suelo que se coloca para lograr la altura necesaria para el paso a sobrenivel. Es así, entonces, que se impermeabiliza lateralmente con la tierra armada y superiormente con el paquete estructural del pavimento rígido. De no ser así, y colocar pavimento flexible se estará obrando incorrectamente, donde al cabo de un par de años aparecerán patologías en la estructura debido a la infiltración de agua en el suelo de subrasante.

Entre la subrasante y la losa se construirá una base cementada. Su principal beneficio radica en el incremento significativo de su resistencia a la erosión, y en que proveen un soporte uniforme y resistente. Además, el empleo de este tipo de bases incrementa la rigidez de la fundación, lo cual contribuye en la reducción de las tensiones y deflexiones generadas en la calzada de hormigón por acción de las cargas de tránsito.

El incremento de la rigidez también resulta beneficioso en el comportamiento a largo plazo de las juntas del pavimento, contribuyendo a mantener la eficiencia en la transferencia de carga en las juntas transversales de contracción.



## 7.1 Método de diseño

Para determinar el espesor del pavimento se utilizará el método desarrollado por la AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) en su versión de 1.993, el cual es un método semi-empírico de diseño que fue desarrollado en base a la información recogida en el AASHO Road Test, el cual fue llevado a cabo entre 1.958 y 1.960. En los distintos circuitos que conformaron este ensayo se evaluaron distintos perfiles de pavimentos, tanto rígidos como flexibles, y una gran cantidad de soluciones estructurales, variando tanto los espesores de calzada como los de base.

El procedimiento de diseño AASHTO 1.993 se basa en determinar el espesor del pavimento de hormigón que sea adecuado para soportar el tránsito previsto, sin que se produzca una disminución del índice de serviciabilidad mayor al establecido según el tipo de vía. La ecuación básica formulada para el diseño de pavimentos rígidos tiene en cuenta los siguientes parámetros:

- ESAL's: número de cargas de 80 KN (18.000 kb) previstas;
- $Z_R$ : desvío normal estándar;
- $S_0$ : desvío estándar global de la predicción del tránsito y desempeño;
- $\Delta PSI$ : diferencia entre el índice de serviciabilidad inicial  $p_o$  y el final  $p_i$ ;
- MR: módulo de rotura del hormigón, en psi;
- $C_d$ : coeficiente de drenaje;
- J: coeficiente de transferencia de carga;
- $E_c$ : módulo de elasticidad del hormigón, en psi;
- k: módulo de reacción de la subrasante, en psi/pulgadas.

### 7.1.1 Determinación de los ejes equivalentes

Una manera de analizar las sollicitaciones originadas por el tránsito es transformar el espectro de cargas previstas en el diseño en función del número de pasadas de un eje que se adopta como patrón que involucraría idéntico daño o sollicitación. Siguiendo la metodología de la guía AASHTO, el eje empleado como patrón, corresponde al de una carga de eje simple de 18 kips o 80 Kn o 8,2 tn, cuya unidad es conocida como Eje Equivalente o por la sigla ESAL (equivalent simple axle load).

Para el cálculo del número de ejes equivalentes total se formula un producto cuyos factores son determinantes del proyecto que se realiza:

$$N = Fc \times TMDA_{\text{diseño}} \times 365 \text{ días} \times Fe \times Fn \times LEF \times \text{Vida útil}$$

Donde:

$Fc$ = Factor por distribución del tránsito por carril.

$TMDA_{\text{diseño}}$ = 4.780 vehículos/día (calculado en el capítulo de tránsito).



$F_e$ = Factor de equivalencia total o factor de contribución combinado: es el factor que hace la conversión al vehículo tipo de 2 ejes de 18.000lbs (8,2tn).

$F_n$ = Factor por número de trochas.

LEF= es el factor de conversión de 18000lbs a 10,6tn de carga máxima que es la que está permitida por ley.

Vida útil= se consideran 20 años para el período de análisis.

#### **7.1.1.1 Factor de distribución por sentido de circulación ( $F_c$ )**

En la mayoría de los diseños se asume que los pesos y volúmenes de camiones que circulan en cada sentido son similares, donde cada sentido toma aproximadamente la mitad del tránsito pesado (distribución 50-50). Conviene en este caso adoptar esta suposición, ya que no se tienen mayores datos que aseguren que existe una distribución diferente de circulación.

#### **7.1.1.2 Factor de equivalencia ( $F_e$ )**

Se calcula el Factor de Equivalencia combinado, considerando la participación porcentual de cada tipo de configuración (distribución de ejes), y ponderando los factores de equivalencia correspondientes a cada configuración.

Los factores de equivalencia relacionan una configuración de carga por eje, con la carga por eje simple estándar de 10 tn.

La relación existente entre la carga por eje y el daño producido al pavimento no es lineal sino exponencial. Así, un eje simple de 4,5 toneladas debe aplicarse sobre la estructura de la vía más de doce veces, para provocar idéntico deterioro que el causado por una única repetición de un eje simple de 8 tn.

Para realizar la transformación se aplica al número de vehículos de cada tipo un factor de carga ( $F_c$ ), que es la razón entre la carga destructiva que importa un eje del tipo de vehículo analizado y la de un eje estándar de 8,2tn. Para determinar el  $F_c$  se utiliza el criterio de la dirección nacional de vialidad (



Tabla 35).



Tabla 35: Factores de carga (fuente: Vialidad Nacional)

Vehículo	Distribución de ejes	Fc
Autos y camionetas (Livianos)	1.1	0,01
Ómnibus	1.1	0,07
Camiones sin acoplado	1.1	0,60
	1.2	0,38
Camiones con acoplado (Pesados)	1.1-1.1	0,60
	1.1-1.2	0,39
	1.2-1.1	0,47
Semirremolques (Pesados)	1.2-1.2	0,32
	1.1.1	0,54
	1.1.2	0,45
	1.1.3	0,41
	1.2.2	0,35

A continuación, se muestra la clasificación por tipos de vehículos del tránsito sobre el tramo en estudio, en los diferentes censos de clasificación realizados en el año 2.017 (Tabla 36).

Tabla 36: Composición vehicular (fuente: Vialidad Nacional)

Tramo	Mes	Autos y Ctas [%]	Bus [%]	S/A [%]	C/A [%]	Semi [%]	TMD [veh.]
INT.R.P.6 (P.1.054,58) – INT.R.N.16 (P.1.111,48)	2	81,7	1,7	7,3	5	4,3	2.254
INT.R.P.6 (P.1.054,58) – INT.R.N.16 (P.1.111,48)	8	81	1,8	6,2	6,5	4,5	2.191
INT.R.N.16 (P.1.111,48) – INT.R.P.9 (P.1.167,25)	2	81,2	2,9	8,9	4,1	2,9	1.407
INT.R.N.16 (P.1.111,48) – INT.R.P.9 (P.1.167,25)	4	82,4	3,2	8,2	3,1	3,1	1.121
INT.R.N.16 (P.1.111,48) – INT.R.P.9 (P.1.167,25)	7	82,3	2,9	7,5	4,3	3	1.350
INT.R.N.16 (P.1.111,48) – INT.R.P.9 (P.1.167,25)	10	78,4	3,2	10,1	5,2	3,1	1.350
Promedio		81,17	2,62	8,03	4,7	3,48	1.635

Por lo que el cálculo del factor equivalente (Fe) puede visualizarse en la



Tabla 38. Ya que no se cuenta con mayor precisión en cuanto a la distribución de ejes de los camiones con acoplado, sin acoplado y semirremolques, se procedió a distribuir equitativamente el porcentaje de tránsito según los distintos ejes para estos tipos de vehículos.

Tabla 37: Factor equivalente Fe (fuente: elaboración propia)

Tipo De Vehículo	Distribución De Ejes	Nº De Ejes (1)	% De Cada Tipo De Vehículos (2)	Fc (3)	(1)*(2)*(3)/100
<b>Automóviles</b>					
Jeeps	1.1	2	81,17	0,010	0,016
<b>Camionetas</b>					
Ómnibus	1.1	2	2,62	0,070	0,003663
Camiones Sin Acoplados	1.1	2	4,02	0,600	0,048
	1.2	3	4,02	0,380	0,04579
Camiones Con Acoplados	1.1- 1.1	4	1,57	0,600	0,038
	1.1 - 1.2	5	1,57	0,390	0,031
	1.2 - 1.2	6	1,57	0,320	0,03008
	1.1.1	3	1,16	0,540	0,019
Semi Remolques	1.1.2	4	1,16	0,450	0,021
	1.1.3	5	1,16	0,410	0,024
			100	<b>Fe</b>	<b>0,2756</b>



Tabla 38: Factor equivalente Fe (fuente: elaboración propia)

Tipo De Vehículo	Distribución De Ejes	Nº De Ejes (1)	% De Cada Tipo De Vehículos (2)	Fc (3)	(1)*(2)*(3)/100
<b>Automóviles</b>					
Jeeps	1.1	2	81,17	0,010	0,016
<b>Camionetas</b>					
Ómnibus	1.1	2	2,62	0,070	0,003663
Camiones Sin Acoplados	1.1	2	4,02	0,600	0,048
Camiones Con Acoplados	1.1 - 1.1	4	1,57	0,600	0,038
	1.1 - 1.2	5	1,57	0,390	0,031
	1.2 - 1.2	6	1,57	0,320	0,03008
	1.1.1	3	1,16	0,540	0,019
Semi Remolques	1.1.2	4	1,16	0,450	0,021
	1.1.3	5	1,16	0,410	0,024
			100	<b>Fe</b>	<b>0,2756</b>

El factor Fe será entonces igual a 0,276.

### 7.1.1.3 Factor de distribución por trocha (Fn)

Cuando se cuenta con dos o más carriles por sentido, resulta necesario estimar la proporción de camiones que circulan por la trocha derecha (más solicitada) respecto del total que se mueve en la misma dirección.

Para estimar esta distribución, se han utilizado valores sugeridos por las metodologías de cálculo, las que a partir del número de carriles por sentido sugieren distintos valores de distribución (



Tabla 39).



Tabla 39: Proporción de vehículos pesados en el carril derecho (fuente: ICPA)

Número de carriles por sentido	Distribución recomendada de vehículos pesados en carril derecho [%]
1	1
2	0,8-1
3	0,6-0,8
4	0,5-0,75

Para el caso estudiado solo se cuenta con un carril por sentido, por lo que se adopta un factor  $F_n$  de valor igual a la unidad.

#### 7.1.1.4 Factor de equivalencia de cargas (LEF)

Para la transformación de cargas en ejes equivalentes se emplean los factores de equivalencia de cargas LEF. El factor de equivalencia para una carga X surge de la relación que existe entre la cantidad de repeticiones de cargas de 8,2 tn asociadas a una determinada pérdida de serviciabilidad ( $\Delta PSI$ ), con la cantidad de repeticiones de la carga X que genera la misma pérdida de serviciabilidad.

En la República Argentina, la carga tipo es de 10,6 tn, correspondiente a un eje simple.

$$LEF = \frac{\text{Números de ESALs de 8,2 tn que producen una pérdida de serviciabilidad}}{\text{Números de ejes x tn que producen la misma pérdida de serviciabilidad}}$$

Dicho factor de equivalencia a utilizar tendrá un valor de 2,2.

#### 7.1.1.5 Cálculo de ejes equivalentes

Reemplazando entonces cada uno de los factores calculados previamente en la fórmula de la cantidad de ejes equivalentes tenemos:

$$N = F_c \times TMDA_{\text{diseño}} \times 365 \text{ días} \times F_e \times F_n \times LEF \times \text{Vida útil}$$

$$N = 0,5 \times 4.963 \frac{\text{veh}}{\text{día}} \times 365 \text{ días} \times 0,276 \times 1 \times 2,2 \times 20 \text{ años}$$

$$N = 10.985.328 = 1,1 \times 10^7$$

#### 7.1.2 Confiabilidad (R)

Es la probabilidad de que el sistema estructural que forma el pavimento cumpla su función prevista dentro de la vida útil bajo las condiciones del medio ambiente que tiene el lugar en el lapso definido.



La selección del nivel de confiabilidad para el diseño de un pavimento está en función del uso esperado del mismo. Un subdimensionado tiene consecuencias aún más graves para un pavimento en el cual se espera que lleve un gran volumen de tránsito en comparación con un pavimento que experimentará un bajo volumen de tránsito.

Un nivel de confiabilidad alto implica un pavimento más costoso y por lo tanto mayores costos iniciales, pero también pasará más tiempo para que ese pavimento necesite una reparación y, por lo tanto, los costos de mantenimiento van a ser menores. Por el contrario, un nivel de confiabilidad bajo genera pavimentos más económicos, pero con mayores costos de mantenimientos, llegando a niveles mínimos de serviciabilidad antes de lo previsto.

AASHTO recomienda distintos valores de confiabilidad en base a la importancia que tendrá el camino estudiado (Tabla 40).

Tabla 40: Valores de confiabilidad (fuente: AASHTO)

Tipo de camino	Confiabilidad Recomendada [%]	
	Zona Urbana	Zona Rural
Rutas interestatales y autopistas	85 – 99,9	80 – 99,9
Arterias principales	80 – 99	75 – 99
Colectoras	80 – 95	75 – 95
Locales	50 – 80	50 – 80

Se adopta entonces un valor de  $R=80\%$  para el proyecto. Esto quiere decir que se tendrá un 80% de probabilidades de que el pavimento funcione bien y un 20% de probabilidades de que el pavimento se rompa antes de completar su período de diseño.

$$R = 80\%$$

### 7.1.3 Desvío estándar ( $S_0$ )

El desvío estándar es una medida de la variabilidad de los datos, y su desvío con respecto al valor medio. Esta variable representa la dispersión entre el desempeño predicho y el desempeño real.

AASHTO proporciona diferentes valores teniendo en cuenta la variación en la predicción del comportamiento del tránsito (



Tabla 41).



Tabla 41: Valores de desvío estándar (fuente: AASHTO)

Condición de diseño	Desvío estándar
Variación en la predicción del comportamiento sin errores en el tránsito	0,34 (pavimento rígido) 0,44 (pavimento flexible)
Variación en la predicción del comportamiento con errores en el tránsito	0,39 (pavimento rígido) 0,49 (pavimento flexible)

Se adopta un valor de desvío estándar:

$$S_0 = 0,34$$

#### 7.1.4 Niveles de serviciabilidad

La serviciabilidad de un pavimento se define como la capacidad de servir al tipo de tránsito para el cual ha sido diseñado. Así se tiene un índice de serviciabilidad presente PSI (present serviceability index) mediante el cual el pavimento es calificado entre 0 (pésimas condiciones) y 5 (perfecto). En el diseño del pavimento se deben elegir la serviciabilidad inicial y final.

La serviciabilidad inicial ( $P_o$ ) es función del diseño del pavimento y de la calidad de la construcción. En la prueba AASHTO, las secciones de pavimento rígido alcanzaron un índice de serviciabilidad luego de construidos de 4,5; por consiguiente, AASHTO recomienda emplear este valor de diseño.

Por su parte, la serviciabilidad final ( $P_t$ ) es función de la categoría del camino y es adoptada en base a ésta y al criterio del proyectista. Los valores recomendados son por AASHTO para caminos principales es de  $P_f=2,5$

Adoptando estos valores, se tiene entonces que para el proyecto habrá una variación de serviciabilidad igual a:

$$\Delta PSI = P_o - P_t = 4,5 - 2,5$$

$$\Delta PSI = 2$$

#### 7.1.5 Resistencia a flexión del hormigón (MR)

Dado que los pavimentos de hormigón se encuentran solicitados a flexión, el parámetro resistente que interesa en este tipo de estructuras es el Módulo de Rotura (MR), determinado en vigas de 15 x 15 x 55 cm, ensayadas con cargas en los tercios (Norma IRAM 1.547).



Este parámetro es sumamente importante en el criterio de fatiga, ya que permite controlar la fisuración del pavimento bajo la acción repetitiva de las cargas de tránsito, requiriéndose para la etapa de diseño su determinación a la edad de 28 días.

El MR puede estimarse con la siguiente expresión:

$$MR = K \times \sqrt{f'_{cm}}$$

Siendo:

MR= módulo de rotura, en MPa;

K= 0,7 para agregados naturales (redondeados) ó 0,8 para agregados triturados. Se tomará para el proyecto K=0,8

f'cm= resistencia media a compresión, en MPa. Se tomará ante falta de ensayos, la resistencia especificada del hormigón, la cual para el proyecto será un hormigón H-30.

El MR será entonces:

$$MR = 0,8 \times \sqrt{30} = 4,38 \text{ MPa} = 635 \text{ psi}$$

Se aclara que esta expresión solo debe tomarse como referencia y lo correcto sería realizar los ensayos pertinentes para obtener un valor más preciso.

### 7.1.6 Módulo de elasticidad del hormigón ( $E_c$ )

Indica la rigidez y capacidad de distribuir cargas que tiene una losa de pavimento. Se incorpora como variable al módulo de elasticidad estático del hormigón. De no contar con un valor de referencia, la AASHTO recomienda el empleo de la relación propuesta por el American Concrete Institute [ACI 318-08] entre la resistencia a compresión y el módulo de elasticidad:

$$E_c = 4.730 \times \sqrt{f'_c} = 4.730 \times \sqrt{30} \text{ MPa} = 25.907 \text{ MPa} = 3.757.533 \text{ psi}$$

Si bien la fórmula propuesta por el ACI brinda valores significativamente menores a los que suelen determinarse en laboratorio con los agregados localmente disponible, lo que puede llevar a análisis poco realistas, se adopta este valor de módulo de elasticidad para estar del lado de la seguridad.

### 7.1.7 Coeficiente de drenaje ( $C_d$ )

En el método AASHTO, el drenaje se tiene en cuenta a través del coeficiente  $C_d$ , el que considera tanto la calidad del drenaje como la cantidad de tiempo que un pavimento se encuentra expuesto a niveles de humedad cercanos a la saturación.



Como punto de comparación se debe considerar que un coeficiente de drenaje igual a la unidad corresponde a la condición del AASHTO Road Test. Esencialmente, un valor de Cd de 1 no tiene ningún impacto sobre el diseño, así como menores coeficientes de drenaje incrementan el espesor de calzada requerido, y valores mayores implican una reducción.

Considerando que el suelo en el área de proyecto presenta características limo arcillosas, se adopta una calidad de drenaje regular, teniendo en cuenta los valores de la Tabla 42.

Tabla 42: Tiempos de drenaje (fuente: AASHTO 1.993)

Calidad de drenaje	50% de saturación en:	85% de saturación en:
Excelente	2 horas	2 horas
Bueno	1 día	2 a 5 horas
Regular	1 semana	5 a 10 horas
Pobre	1 mes	Más de 10 horas
Muy pobre	El agua no drena	Mucho más de 10 horas

En el caso del proyecto en cuestión, si bien se contará con una adecuada altura de la rasante por sobre el terreno natural y las aguas libres, se tienen precipitaciones anuales del orden de los 1.000mm, por lo que se considera que el pavimento puede estar expuesto a condiciones de saturación entre el 1% y el 5% del tiempo, dado a que el paso a distinto nivel tendrá un buen sistema de drenes.

Tabla 43: Coeficientes de drenaje Cd sugeridos (fuente: AASHTO 1.993)

Calidad de drenaje	% de tiempo en que el pavimento está expuesto a niveles de humedad próximos a la saturación			
	<1%	1 – 5%	5 – 25%	>25%
Excelente	1,25 – 1,20	1,20 – 1,15	1,15 – 1,10	1,10
Bueno	1,20 – 1,15	1,15 – 1,10	1,10 – 1,00	1,00
Regular	1,15 – 1,10	1,10 – 1,00	1,00 – 0,90	0,90
Pobre	1,10 – 1,00	1,00 – 0,90	0,90 – 0,80	0,80
Muy pobre	1,00 – 0,90	0,90 – 0,80	0,80 – 0,70	0,70

De la Tabla 43, se puede inducir la adopción de un coeficiente de drenaje comprendido entre 1,10 – 1,00.

Se adopta entonces un coeficiente de drenaje de 1,05 para el camino.

$$Cd = 1,05$$



### 7.1.8 Coeficiente de transferencia de carga (J)

La transferencia de carga en juntas y las condiciones de soporte en bordes de calzada se incorpora a la ecuación a través del factor de transferencia de carga J. Este depende básicamente de si se cuenta con pasadores o no, en sus juntas transversales, y si se cuenta con algún soporte o rigidización en el borde de calzada (Tabla 44).

En general, la guía AASHTO no reconoce en el nivel de ejes equivalentes un factor que pudiera afectar el coeficiente de transferencia de carga. Sin embargo, dado que, para bajos niveles de tránsito pesado, la transferencia de carga por trabazón entre agregados suele ser suficiente, la ACPA sugiere tener en consideración el nivel del tránsito de proyecto al momento de definir este factor, penalizando la no incorporación de pasadores en aquellas situaciones donde se prevé un nivel elevado de ejes equivalentes.

Tabla 44: Factor de transferencia de carga en pavimentos de hormigón simple y reforzado con juntas (fuente: WinPAS, 2.000)

ESAL's [millones]	Soporte de Borde			
	Pavimento de hormigón simple y reforzado con juntas (c/ pasadores)		Pavimento de hormigón simple (s/ pasadores)	
	NO	SI	NO	SI
< 0,3	3,2	2,7	3,2	2,8
0,3 a 1	3,2	2,7	3,4	3,0
1 a 3	3,2	2,7	3,6	3,1
3 a 10	3,2	2,7	3,8	3,2
10 a 30	3,2	2,7	4,1	3,4
> 30	3,2	2,7	4,3	3,6

Se considera entonces una calzada de hormigón simple con pasadores y barras de unión. Por lo tanto, para la situación del proyecto, el coeficiente J tendrá un valor:

$$J = 2,7$$

### 7.1.9 Módulo de reacción (k)

El módulo de reacción k se emplea para estimar el soporte brindado por las diferentes capas a la losa de hormigón. Generalmente se emplea un valor de k efectivo ( $k_{ef}$ ), que considera el aporte de las diferentes capas y la pérdida de soporte que puede ocurrir debido a la erosión de la base.



El procedimiento utiliza el valor del módulo de reacción para el diseño, pero caracteriza el suelo de subrasante a través del módulo resiliente ( $M_r$ ). Este valor se puede determinar por correlación con el valor soporte.

#### **7.1.9.1 Módulo resiliente de la subrasante ( $M_r$ )**

La subrasante es el suelo que sirve como fundación para todo el paquete estructural. Las propiedades del mismo son una variable de entrada fundamental en el diseño y se la determina mediante el módulo resiliente ( $M_r$ ).

El módulo resiliente ( $M_r$ ) expresa la capacidad de los suelos de recuperarse de una perturbación característica cuando se carga en forma repetida con una carga axial dinámica, como lo son las ruedas del tránsito.

Dado que no siempre se cuenta con equipamiento para ejecutar el ensayo de módulo resiliente, y siendo este un ensayo oneroso, el manual AASHTO contempla la correlación de éste con otras propiedades de los materiales, como, por ejemplo, el CBR.

En el caso del presente proyecto, el suelo en cuestión posee una resistencia baja, al cual se propone hacer un mejoramiento de este a base de suelo con cal. De este modo se puede asegurar que este alcanzará un valor mayor o igual al 5% del CBR. Se toma entonces, como valor conservador un CBR de diseño igual a 5%.

Según la recomendación de AASHTO, para valores de CBR menores a 10%, se puede relacionar el módulo resiliente con el CBR mediante la siguiente expresión:

$$M_r [psi] = 1.500 \times CBR$$

Por lo que el módulo resiliente de la subrasante para el tramo de estudio será igual a:

$$M_r = 1.500 \times 5 = 7.500 \text{ psi}$$

#### **7.1.9.2 Módulo de reacción combinado de subrasante/base ( $k_{comb}$ )**

Se propone una base de relleno de densidad controlada (RDC) de espesor de 15 cm, con una resistencia mínima a la compresión de 20 kg/cm<sup>2</sup>, medida a los 7 días mediante un ensayo a compresión simple en probetas inconfiadas de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura.

Para obtener el valor del módulo de reacción combinado de la subrasante y base  $k_{comb}$  se debe ingresar a un ábaco producido por AASHTO (Fig. 108), donde las variables de entrada son el módulo de elasticidad de la base, el módulo resiliente de la subrasante  $M_r$  y el espesor propuesto de la base.



La única incógnita hasta el momento es el módulo de elasticidad de la base, el cual se obtendrá a través de los valores de la Tabla 45.

Tabla 45: Valores de módulo de elasticidad (fuente: AASHTO 1.993)

Tipo de material	Módulo de elasticidad [psi]
Base granular tratada con cemento	1.000.000 – 2.000.000
Mezclas de agregado con cemento	500.000 – 1.000.000
Base tratada con asfalto	350.000 – 1.000.000
Mezcla bituminosa estabilizada	40.000 – 300.000
Limo estabilizado	20.000 – 70.000
Material granular	15.000 – 45.000
Subrasante natural	3.000 – 40.000

Se adoptan entonces los siguientes valores:

$$\text{Módulo de elasticidad de la base} = 1.000.000 \text{ psi}$$

$$Mr = 7.500 \text{ psi}$$

$$\text{Espesor de base} = 15 \text{ cm} = 5,9 \text{ pulg.} \sim 6 \text{ pulg}$$

Se obtiene entonces a partir del ábaco, un módulo compuesto de la subrasante de 700 pci (Fig. 108).

$$k_{comb} = 700 \text{ pci}$$

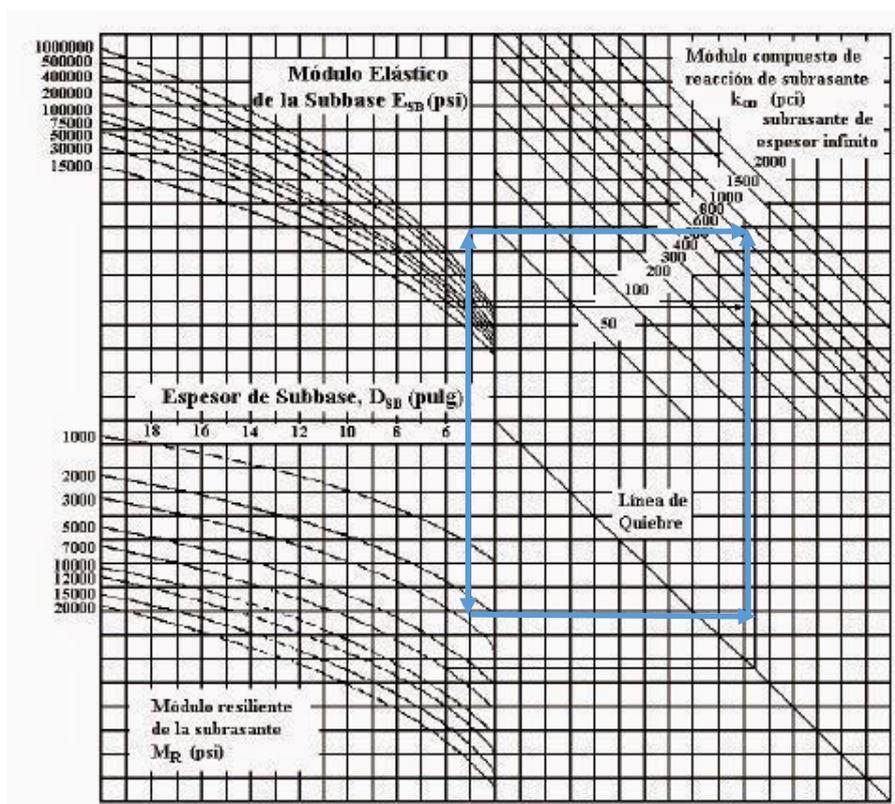


Fig. 108: Ábaco de módulo compuesto de reacción de la subrasante (fuente: AASHTO 1993)

### 7.1.9.3 Módulo de reacción efectivo de la subrasante ( $k_{ef}$ )

Este factor debe ser corregido por un coeficiente LS (loss of support o pérdida de soporte), que tiene en cuenta la posible pérdida de capacidad soporte de la capa de asiento por erosión de la base o hinchamiento diferencial de la subrasante. Mediante este factor se busca reducir el módulo de reacción de la subrasante.

El método AASHTO prevé valores de curvas que varían entre 0 y 3. Una pérdida de soporte 0 considera la condición del suelo en el ensayo AASHTO. Para este proyecto se adoptará la curva  $LS=1$ , en función de las características de la base de RDC.

Ingresando al ábaco propuesto por AASHTO (Fig. 109) con los valores de:

$$k_{comb} = 700 \text{ pci}$$

$$LS = 1$$

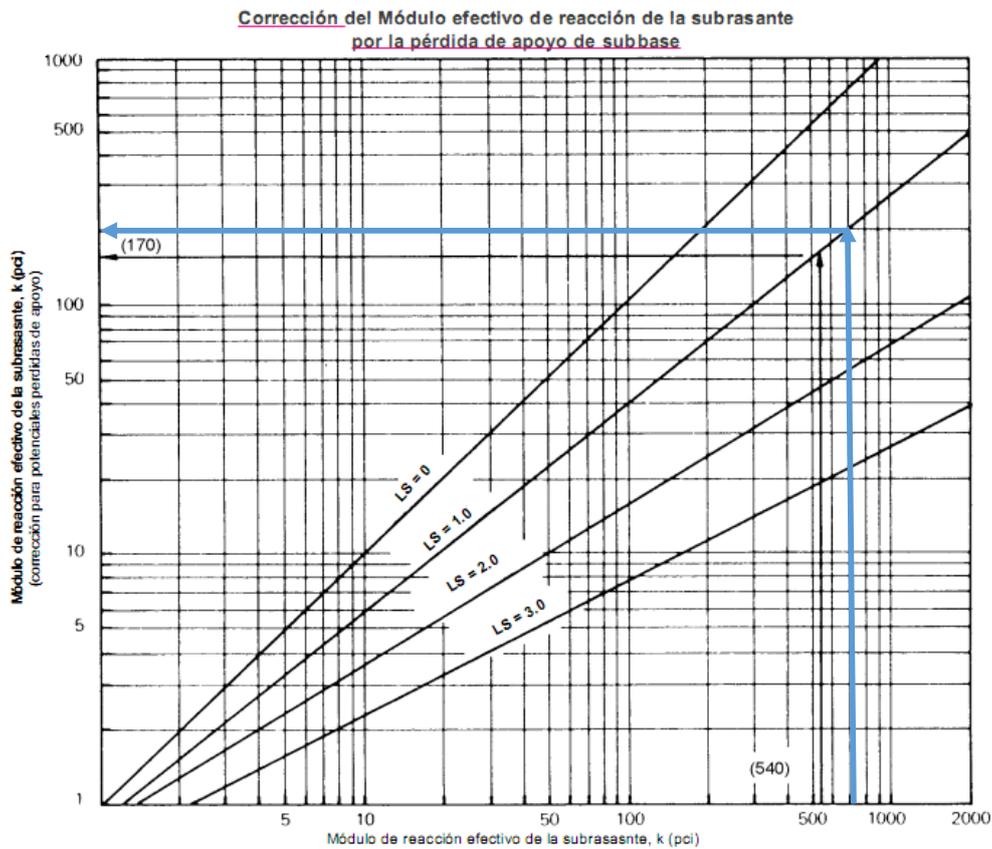


Fig. 109: Valor efectivo del módulo de reacción de la subrasante  $k$  (fuente: AASHTO 1.993)

Se obtiene así un valor de módulo de reacción de la subrasante efectivo de:

$$k_{ef} = 200 \text{ pci}$$

### 7.1.10 Determinación del espesor de la losa

A partir de los valores calculados previamente se puede obtener el espesor necesario para la losa del pavimento rígido. Se resumen dichos valores en la



Tabla 46.



Tabla 46: Variables de cálculo de SN (fuente: elaboración propia)

Parámetros	Valores
Número de ejes equivalentes W18	10.985.328
Confiabilidad (R)	80%
Desvío estándar (So)	0,34
Pérdida de serviciabilidad ( $\Delta$ PSI)	2
Módulo de rotura (MR)	635 psi
Módulo de elasticidad del hormigón (Ec)	3.757.533 psi
Coefficiente de drenaje (Cd)	1,05
Coefficiente de transferencia de carga (J)	2,7
Módulo de reacción (k)	200 pci

Se cargaron dichos valores en un programa desarrollado para facilitar el cálculo del espesor necesario de losa. (Fig. 110)

**CÁLCULO DE LAS ECUACIONES AASHTO 1993 (2.0)**

**Desarrollado por: Luis Ricardo Vásquez Varela. Ingeniero Civil. Manizales, 2004.**

Tipo de Pavimento

Pavimento flexible  Pavimento rígido

Confiabilidad (R) y Desviación estándar (So)

80 %  $Z_r = -0.841$  So 0.34

Serviciabilidad inicial y final

PSI inicial 4.5 PSI final 2.5

Módulo de reacción de la subrasante

k 200 pci

Información adicional para pavimentos rígidos

Módulo de elasticidad del concreto - Ec (psi) 3757533

Módulo de rotura del concreto - Sc (psi) 635

Coefficiente de transmisión de carga - (J) 2.7

Coefficiente de drenaje - (Cd) 1.05

Tipo de Análisis

Calcular D **W18 = 10985328**

Calcular W18

Espesor de losa (plg)

**D = 9.00**

Fig. 110: Cálculo del espesor de losa (fuente: Varela-Manizales)

Por lo que el espesor necesario de losa resulta igual a 9 pulgadas (23 cm).



## 7.2 Paquete estructural

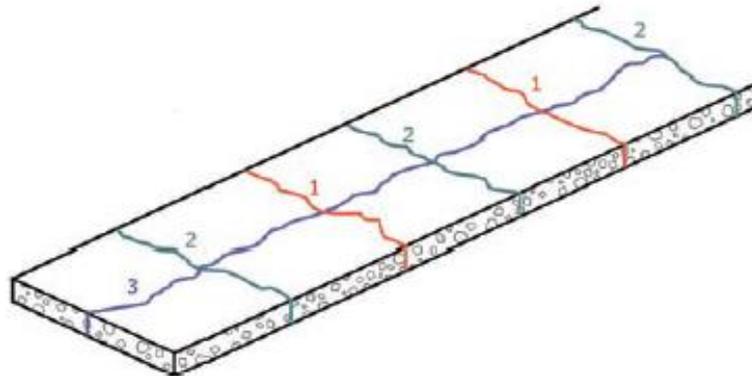
Con el tránsito que va a utilizar la vía y en función de las posibilidades de obtención de los distintos materiales constructivos, se opta por diseñar la calzada de hormigón de calidad H-30, con un espesor de losa (D) = 0,25 m apoyado sobre base de arena-cemento fluido (RDC) con resistencia mínima a la compresión a 28 días de 20 kg/cm<sup>2</sup>, de espesor e igual a 0,15 m.

Si la rigidez es muy elevada, las fisuras que se generan en la base por contracción por secado pueden reflejarse en las losas del pavimento. Por ello, se encuentra recomendado romper la adherencia con la calzada de hormigón y lograr una terminación superficial lo más lisa posible, a fin de evitar la generación de una traba mecánica y de independizar los movimientos de la losa con los de la base. Por ello es que se interpondrá una membrana antiadherente de film de polietileno de 200 micrones, el cual es una de las alternativas más efectivas para romper la adherencia mencionada, además de ser una de las opciones más económicas y de alta confiabilidad.

El conjunto se asentará sobre una subrasante con compactación especial de acuerdo a la norma de la Sección B. V 2 "Método de Compactación en el Terreno" del Pliego General de Especificaciones Técnicas más usuales para la Construcción de Obras Básicas y Calzadas – Ed. 1998 publicado por la Dirección Nacional de Vialidad.

## 7.3 Diseño de juntas

El buen desempeño de los pavimentos rígidos depende, en gran medida, del correcto funcionamiento de sus juntas. Muchas de las fallas que pueden manifestarse en servicio (escalonamiento, bombeo, fisuración, astillamientos, y levantamiento de losas) se encuentran vinculadas a las juntas del pavimento, y, por lo tanto, pueden originarse por una falla en el dimensionamiento y construcción.



1. Fisuras transversales a intervalos regulares.
2. Fisuras transversales intermedias.
3. Fisuras longitudinales en la zona central de la calzada.

*Fig. 111: Fisuración natural del pavimento (fuente: Manual de diseño y construcción de pavimentos de hormigón)*

Las juntas se diseñan para controlar y mantener la calidad y capacidad estructural de un pavimento con bajos costos de conservación.

En pavimentos de hormigón simple, las juntas delimitan el tamaño de las losas, son necesarias para canalizar y controlar la formación de fisuras por retracción, fragüe y alabeos higrotérmicos, tanto a edad temprana como en servicio. Por esto, es necesario que el tipo, separación, geometría y ejecución de las juntas, respondan a ciertas pautas.

El objetivo es “copiar” el patrón de fisuración que naturalmente desarrolla el pavimento en servicio (Fig. 111) mediante un adecuado diseño y ejecución de juntas transversales y longitudinales, e incorporar en las mismas, mecanismos apropiados para la transferencia de cargas (Instituto del cemento Portland Argentino).

Un adecuado diseño de las juntas permitirá prevenir la formación irregular de fisuras transversales y longitudinales, proveer una transferencia de carga adecuada, prevenir la infiltración de agua y de materiales incompresibles a la estructura del pavimento y permitir el movimiento de las losas contra estructuras fijas e intersecciones.

### **7.3.1 Juntas transversales de contracción**

Son juntas materializadas en el sentido transversal de la calzada de hormigón, que permiten controlar la formación de fisuras intermedias en las losas, tanto a edad temprana como en servicio. Se



materializan por debilitamiento de la sección de hormigón (por aserrado), para inducir en este lugar las fisuras debidas a los cambios dimensionales en la losa de hormigón. Hay juntas con pasadores y juntas sin pasadores.

El aserrado es el método más confiable para crear este tipo de juntas. Suelen efectuarse en dos cortes: el primario que genera el plano de debilidad, y el secundario que provee el factor de forma requerido para el buen desempeño.

Es de suma importancia realizar el aserrado de juntas lo antes posible, tan pronto como el hormigón haya adquirido suficiente resistencia, y se recomienda una profundidad mínima de aserrada de 1/3 del espesor de la losa para bases tratadas y 1/4 del espesor de la losa para bases no tratadas. Para la obra en estudio, al tener base tratada con cemento tendremos una profundidad de la junta de:

$$Prof = \frac{1}{3} \times e = \frac{1}{3} \times 25 \text{ cm} = 8 \text{ cm}$$

### 7.3.1.1 Mecanismos de transferencia de carga

La transferencia de carga es la habilidad de una junta de transferir parte de la carga aplicada desde una losa a otra contigua. El buen desempeño de los pavimentos de hormigón depende en gran parte de que se mantenga una adecuada transferencia de carga durante el período de servicio.

Los factores que intervienen en este mecanismo son la trabazón entre agregados, los pasadores y la rigidez de la base.

Las bases tratadas reducen la reflexión de las losas y mejoran y mantienen la efectividad en la transferencia de carga de la junta. La rigidez de la base afecta significativamente el desempeño de la transferencia de cargas a largo plazo. En el proyecto en estudio se cuenta con una base tratada con suelo cemento, lo cual colabora enormemente en la efectividad de la junta.

La trabazón entre agregados es la interacción de corte entre las caras de la fisura que se desarrolla por debajo del aserrado primario.

Los pasadores son barras de acero lisas colocadas en la junta transversal para transferir cargas, sin restringir el movimiento longitudinal de las losas. Colaboran en la disminución de tensiones y deflexiones en el hormigón y reducen el potencial de escalonamiento, bombeo y rotura de esquinas en las losas. Deben utilizarse en pavimentos con tránsito pesado (en general, con espesores de calzada de 18 cm o superiores), donde no es suficiente la transferencia por trabazón de agregados.

El pasador debe ser de un diámetro suficiente como para reducir a un valor aceptable las tensiones de aplastamiento que se desarrollan en el hormigón en la zona de contacto con la barra de acero.



Dado que el diámetro del pasador más conveniente depende principalmente del nivel de tránsito pesado, en la práctica suele establecerse a partir del espesor de diseño.

En la Tabla 47 se resumen las recomendaciones para la inclusión de pasadores en las juntas transversales.

Tabla 47: Características de los pasadores (fuente: Manual de diseño y construcción de pavimentos de hormigón)

Tipo de hierro	Barra redonda lisa. Tipo I (AL-220)
Superficie	Lisa, libre de óxido y con tratamiento que impida la adherencia al hormigón en todo su largo
Largo	45 cm
Diámetro	32 mm para $20 \text{ cm} < e \leq 25 \text{ cm}$
Separación	30 cm de centro a centro, 15 cm de centro a borde
Ubicación	Paralelo a la superficie del pavimento y al eje de calzada. Mitad del espesor de losa. Mitad a cada lado de la junta transversal.

Se adopta entonces el uso de pasadores de 32 mm, con un largo de 45 cm, separados 30 cm de centro a centro, y 15 cm de centro a borde.

### 7.3.1.2 Separación entre juntas

Debido a que las juntas en el pavimento definen el tamaño de las losas de calzada, y por ende las tensiones que se generan por alabeo, la separación entre juntas es uno de los parámetros fundamentales a evaluar durante la etapa de proyecto.

Existen distintos factores que influyen en la elección de la separación entre juntas más conveniente, tales como el espesor de calzada, la rigidez de la base, el módulo de elasticidad del hormigón, las condiciones climáticas y el nivel de tránsito pesado.

En el caso de no disponer de información local de desempeño de pavimentos en vías similares se recomienda que la separación máxima entre juntas no supere la que se determine en la siguiente ecuación:

$$Sep. \text{m}áx. = K \times e$$



Siendo:

e= espesor de calzada;

K= constante, igual a 21 para bases tratadas (con cemento o con asfalto) o 24 (para bases no tratadas o granulares)

Entonces, para el proyecto estudiado será:

$$Sep. \text{m}áx. = 21 \times 0,25 \text{ m} = 5,25 \text{ m}$$

Por otra parte, la separación máxima recomendada es de 4,50 m, por lo que se toma esta separación como separación de diseño de juntas.

Asimismo, deben conformarse losas tan cuadradas como resulte posible, para lo cual se recomienda que la relación largo-ancho no supere de 1,25. Para la obra estudiada, el ancho de las losas será de 3,65 m ya que se dispondrá de una junta longitudinal en el centro de la calzada, por lo que la relación de lados resulta:

$$\frac{\text{largo}}{\text{ancho}} = \frac{4,50 \text{ m}}{3,65 \text{ m}} = 1,23 < 1,25 \rightarrow \text{Buenas Condiciones}$$

### 7.3.2 Juntas longitudinales de contracción

Las juntas longitudinales de contracción, también conocidas como de articulación, se ejecutan para controlar la fisuración cuando dos o más carriles se ejecutan simultáneamente, coincidiendo generalmente con las líneas divisorias de las trochas de tránsito, con el objetivo de reducir el potencial desarrollo de roturas de esquina.

Al igual que las juntas transversales de contracción, deben ser aserradas y selladas para impedir el ingreso de agua en la estructura del pavimento. La transferencia de carga se materializa por trabazón de agregados, en tanto que se emplean barras de unión para mantener anclada la junta, garantizando una adecuada eficiencia en la transferencia de carga a largo plazo.

Siendo el ancho de calzada igual a 7,30 m, se adopta la ejecución de una única junta longitudinal central.

#### 7.3.2.1 Disposición de las barras de unión

Para el anclaje de la junta se emplean barras de acero conformadas superficialmente. Se colocan aproximadamente perpendiculares a la dirección longitudinal y siempre a mitad de la profundidad en el espesor de calzada.

Su dimensionamiento se basa en calcular el esfuerzo que deben soportar para mantener unidas a las losas, y este dependerá del espesor de la losa, la distancia al borde libre más cercano y la



fricción en el plano de contacto. Conocido el esfuerzo, con la tensión admisible del acero se puede determinar la cuantía necesaria para absorber este esfuerzo de tracción:

$$A_{BU} = \frac{\gamma \times E \times L \times \mu \times S}{f_a}$$

Siendo:

$A_{BU}$ : sección mínima de acero de las barras de unión, por cada losa de pavimento;

$\gamma$ : peso unitario del hormigón = 2.400 kg/m<sup>3</sup>;

E: espesor de la losa = 0,25 m

L: distancia al borde libre más cercano = 3,65 m;

$\mu$ : coeficiente de fricción entre la losa y el apoyo = 1,8 (Tabla 48);

$f_a$ : tensión admisible del acero = 2.400 kg/cm<sup>2</sup>;

S: separación entre juntas transversales = 4,50 m.

Tabla 48: Coeficientes de fricción recomendado (fuente: AASHTO 1.993)

Tipo de material en el apoyo de la calzada	Coeficiente de fricción $\mu$
Tratamiento superficial	2,2
Estabilizado con cal/cemento/asfalto	1,8
Material granular	1,5
Subrasante natural	0,9

Será entonces:

$$A_{BU} = \frac{2.400 \frac{kg}{m^3} \times 0,25 m \times 3,65 m \times 1,8 \times 4,50 m}{2.400 \frac{kg}{cm^2}} = 7,39 cm^2$$

Se buscará una separación uniforme teniendo en cuenta que debe respetarse una separación mínima de 40 cm entre las barras extremas y las juntas transversales.

Se adopta entonces 10 barras de unión por losa del tipo ADN-420, de 10 mm de diámetro, con una separación entre barras de 0,41 m, una distancia entre barras extremas y juntas transversales de 0,40 m y una longitud de barra de 0,60 m.



#### 7.4 Verificación del espesor de pavimento a través del método de la PCA 1.984

Determinado el espesor mediante el método AASHTO 1.993, se procede a verificarlo mediante el método de la Portland Cement Association, el cual es un procedimiento empírico-mecanicista, el cual basa su análisis bajo dos criterios de diseño:

- Fatiga, controlando las tensiones en el pavimento debidas a la repetición de cargas dentro de límites aceptables, previniendo de esta manera la aparición de fisuras por fatiga del material.
- Erosión, limitando las deflexiones del pavimento en los bordes de la losa, juntas y esquinas, para controlar de esta manera, la erosión de los materiales de fundación y banquina.

En función de las condiciones de proyecto previamente descritas, se procede a determinar para el espesor de calzada propuesto, las repeticiones admisibles para cada carga de ejes simples, dobles y triples, tanto para el criterio de fatiga como de erosión. La relación entre las repeticiones esperadas de cada eje y las admitidas constituye el consumo de fatiga o daño por erosión específico para cada una de las cargas previstas.

El espesor tentativo no es adecuado si la sumatoria de los consumos de fatiga o erosión individuales para las cargas previstas supera el 100%. En este caso se debe adoptar un espesor mayor, y repetir todo el procedimiento de diseño hasta que no se supere el 100%. Si estos valores están muy por debajo del 100% se procede en forma inversa, disminuyendo el espesor tentativo hasta acercarse lo más posible al límite máximo del 100% tanto para fatiga como para erosión. El espesor del pavimento se adopta al centímetro superior más cercano.

A continuación, se adjunta el informe generado:

Datos de Proyecto	
<b>Obra:</b>	Ruta Nacional N° 95
<b>Categoría:</b>	Ruta
<b>Comitente:</b>	Vialidad Nacional
<b>Ubicación:</b>	Sáenz Peña
<b>Longitud:</b>	
<b>Periodo de diseño:</b>	20 años
<b>Descripción:</b>	Nivel anteproyecto



Datos de Diseño			
<b>Tránsito</b>			
Tránsito pesado medio diario anual:	956 VP/día		
Tasa de crecimiento:	4%		
Coef. Distr. por sentido de circulación:	50%		
Coef. Distr. por carril:	100%		
Total vehiculos pesados en carril de diseño:	5.096.748 VP		
Total ejes equivalentes 8,2tn (AASHTO):	25.244.285	(Con espesor de 25 cm)	
<b>Estructura</b>			
k combinado subrasante-base:	82 MPa/m		
Resist. a flexión del hormigón:	4,4 MPa		
Factor de seguridad de cargas:	1,1		
Juntas transversales con pasadores:	SI		
Banquina de hormigón vinculada:	SI		
<b>Verificación</b>			
Modelo de fatiga:	PCA '84		
<b>Espesor de diseño:</b>	<b>25,0 cm</b>	Consumo por Fatiga:	0%
		Consumo por Erosión:	0%



Espectro de cargas utilizado en los cálculos

CONFIGURACION DE CARGAS POR EJE					
Ejes por cada 1000 Vehículos Pesados					
(excluyendo todos los vehículos de 2 ejes-4 cubiertas)					
Ejes simples		Ejes Dobles		Ejes Triples	
Cargas (tn)	Cantidad de Ejes	Cargas (tn)	Cantidad de Ejes	Cargas (tn)	Cantidad de Ejes
12	124,0	20	42,0	28	16,0
11	124,0	19	42,0	27	16,0
11	620,0	18	209,0	26	82,0
5	372,0	6	125,0	7	49,0
7	13,0	0	0,0	0	0,0
7	13,0	0	0,0	0	0,0
7	64,0	0	0,0	0	0,0
8	39,0	0	0,0	0	0,0
7	100,0	0	0,0	0	0,0
6	100,0	0	0,0	0	0,0
6	500,0	0	0,0	0	0,0
3	300,0	0	0,0	0	0,0
0	0,0	0	0,0	0	0,0
0	0,0	0	0,0	0	0,0
<b>Total simples:</b>	<b>2369</b>	<b>Total dobles:</b>	<b>418,0</b>	<b>Total triples:</b>	<b>163</b>

Detalle consumos de Fatiga y Erosión por eje

Hoja 3/3

	Carga [tn]	Carga mayorada [tn]	Repeticiones esperadas	Fatiga		Erosión	
				Repeticiones admisibles	Consumo	Repeticiones admisibles	Consumo
Ejes simples	11,6	12,7	631997	Ilimitado	0,0%	Ilimitado	0,00%
	11,0	12,1	631997	Ilimitado	0,0%	Ilimitado	0,00%
	10,5	11,6	3159984	Ilimitado	0,0%	Ilimitado	0,00%
	5,1	5,6	1895990	Ilimitado	0,0%	Ilimitado	0,00%
	7,2	7,9	66258	Ilimitado	0,0%	Ilimitado	0,00%
	6,8	7,5	66258	Ilimitado	0,0%	Ilimitado	0,00%
	6,5	7,2	326192	Ilimitado	0,0%	Ilimitado	0,00%
	7,5	8,3	198773	Ilimitado	0,0%	Ilimitado	0,00%
	6,6	7,3	509675	Ilimitado	0,0%	Ilimitado	0,00%
	6,3	6,9	509675	Ilimitado	0,0%	Ilimitado	0,00%
	6,0	6,6	2548374	Ilimitado	0,0%	Ilimitado	0,00%
	2,9	3,2	1529024	Ilimitado	0,0%	Ilimitado	0,00%
	0,0	0,0	0	0	0,0%	0	0,00%
	0,0	0,0	0	0	0,0%	0	0,00%
			<b>Total ES</b>	<b>0,0%</b>	<b>Total ES</b>	<b>0,00%</b>	



	Carga [tn]	Carga mayorada [tn]	Repeticiones esperadas	Fatiga		Erosión	
				Repeticiones admisibles	Consumo	Repeticiones admisibles	Consumo
Ejes dobles	19,8	21,8	214063	Ilimitado	0,0%	Ilimitado	0,00%
	18,9	20,8	214063	Ilimitado	0,0%	Ilimitado	0,00%
	18,0	19,8	1065220	Ilimitado	0,0%	Ilimitado	0,00%
	6,0	6,6	637093	Ilimitado	0,0%	Ilimitado	0,00%
	0,0	0,0	0	0	0,0%	0	0,00%
	0,0	0,0	0	0	0,0%	0	0,00%
	0,0	0,0	0	0	0,0%	0	0,00%
	0,0	0,0	0	0	0,0%	0	0,00%
	0,0	0,0	0	0	0,0%	0	0,00%
	0,0	0,0	0	0	0,0%	0	0,00%
	0,0	0,0	0	0	0,0%	0	0,00%
	0,0	0,0	0	0	0,0%	0	0,00%
	0,0	0,0	0	0	0,0%	0	0,00%
	0,0	0,0	0	0	0,0%	0	0,00%
				Total ED	0,0%	Total ED	0,00%

	Carga [tn]	Carga mayorada [tn]	Repeticiones esperadas	Fatiga		Erosión	
				Repeticiones admisibles	Consumo	Repeticiones admisibles	Consumo
Ejes triples	28,1	30,9	81548	Ilimitado	0,0%	Ilimitado	0,00%
	26,8	29,5	81548	Ilimitado	0,0%	Ilimitado	0,00%
	25,5	28,1	417933	Ilimitado	0,0%	Ilimitado	0,00%
	7,0	7,7	249741	Ilimitado	0,0%	Ilimitado	0,00%
	0,0	0,0	0	0	0,0%	0	0,00%
	0,0	0,0	0	0	0,0%	0	0,00%
	0,0	0,0	0	0	0,0%	0	0,00%
	0,0	0,0	0	0	0,0%	0	0,00%
	0,0	0,0	0	0	0,0%	0	0,00%
	0,0	0,0	0	0	0,0%	0	0,00%
	0,0	0,0	0	0	0,0%	0	0,00%
	0,0	0,0	0	0	0,0%	0	0,00%
	0,0	0,0	0	0	0,0%	0	0,00%
	0,0	0,0	0	0	0,0%	0	0,00%
				Total ET	0,0%	Total ET	0,00%
<b>TOTALES</b>				<b>FATIGA:</b>	<b>0,0%</b>	<b>EROSIÓN:</b>	<b>0,0%</b>

Se concluye entonces que el espesor adoptado de 25 cm cubre los requerimientos mínimos solicitados por el método de la PCA 1.984 y se ajusta a los brindados por el método AASHTO 1.993.



## 8 Adecuación Hidráulica

Como se ha mencionado, el alcance del presente trabajo se limita al anteproyecto del cruce a distinto nivel de la RN N°95 al producirse la interferencia con la traza del ferrocarril Belgrano, por lo que la adecuación hidráulica por la presencia de la calzada principal como de las colectoras a realizarse durante la travesía urbana forma parte del proyecto base, realizado por Vialidad Nacional. No obstante, tomamos conocimiento que desde la Administración Provincial del Agua se realizó un estudio de las cuencas de aporte denominadas “Cuenca Papa Francisco 1” (CPF1) y “Cuenca Papa Francisco 2” (CPF2), con el fin de determinar el caudal pico que descargan al Canal Papa Francisco, para luego ser conducidos al canal S.A.D.E. atravesando la RN N°95 por medio de una alcantarilla existente, en la progresiva 3061,10 m.

Este estudio fue necesario debido a desbordes del Canal Papa Francisco en las zonas próximas al cruce de la ruta nacional en estudio, provocando inconvenientes en este sector urbano, tal como se menciona en el informe adjunto y dicho organismo hace un análisis de las cuencas de aporte determinando los caudales pico de cada cuenca para 10, 25 y 50 años de tiempo de recurrencia.

Estudiando la situación encontramos que al ser dos cuencas descargando al canal con distintos tiempos de concentración, la llegada de los picos estimados a la alcantarilla será en distintos tiempos. Debido a que el Canal Papa Francisco se trata de un canal de gran ancho, tiene la capacidad de actuar como amortiguador de los caudales pico descargados por las cuencas mencionadas, posibilitando que la alcantarilla sea capaz de evacuar el volumen aguas arriba hacia el canal SADE.

En la figura siguiente se aprecia la delimitación de las cuencas de aporte estudiadas.

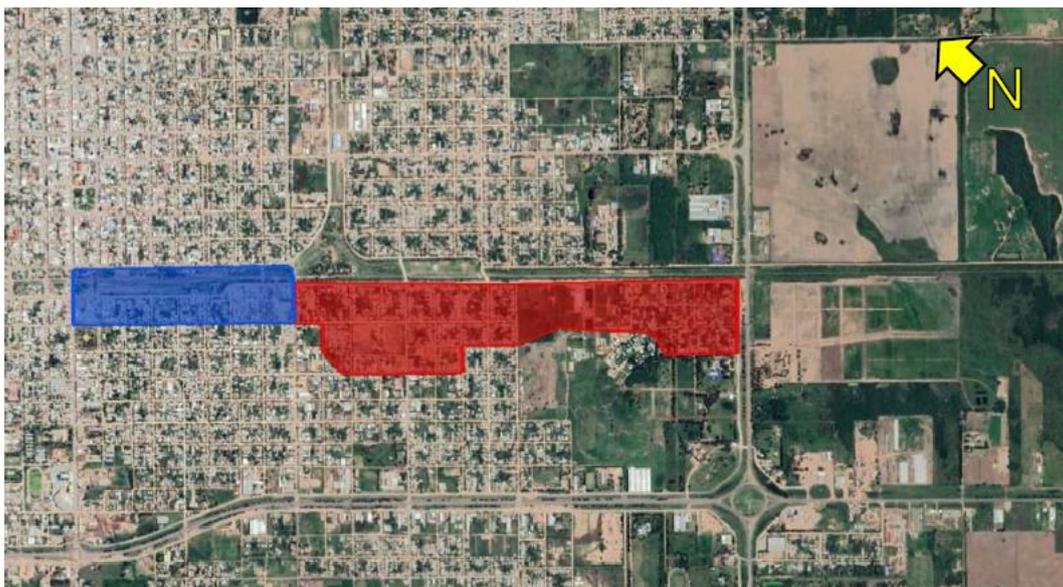


Fig. 112: Cuencas CPF1 y CPF2. (Fuente: Informe técnico: Adecuación Hidráulica “Zona ensanche sur”, A.P.A.)



Bajo estas circunstancias, procedemos a verificar el funcionamiento de la alcantarilla en cuestión para el mayor caudal pico individualmente. Para ello, calculamos la conductancia de la alcantarilla para un TR = 25 años y la verificamos para TR = 50 años, recordando que el funcionamiento deseable en una alcantarilla es el que se obtiene para el flujo tipo 3, comportándose siempre como subcrítico. En estas condiciones se tiene el siguiente esquema:

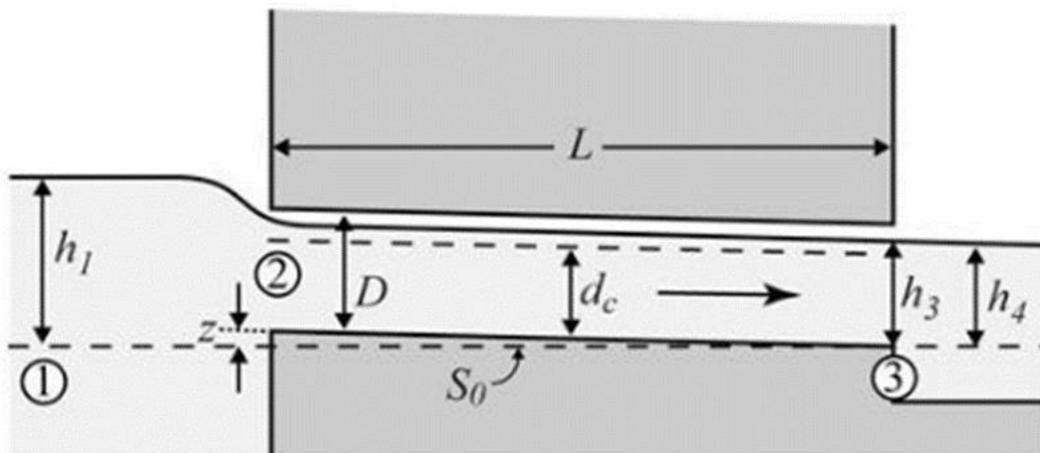


Fig. 113: Esquema de alcantarilla funcionando con flujo tipo 3

La alcantarilla existente posee los siguientes parámetros:

C=	0,8	
a=	2	m
A <sub>0</sub> =	2	m <sup>2</sup>
g=	9,8	
H=	1,15	m
Hr=	0,5	m
S <sub>0</sub> =	0,04	m/m
L=	13	m
y <sub>3</sub> =	0,4	m
n=	0,013	
Rh=	0,365	

Hf <sub>2-3</sub> =	0,0612	m
---------------------	--------	---

Q =	7,55	m <sup>3</sup> /s
-----	------	-------------------

La estimación realizada en el Informe Técnico de la A.P.A. sobre el mayor caudal pico individual que se deberá conducir, para una recurrencia de 25 años es de 4,79 m<sup>3</sup>/s, mientras que para 50 años es de 5,35 m<sup>3</sup>/s, con lo que se verifica su capacidad de erogar el caudal necesario.

El mismo informe, recomienda estudiar el comportamiento del canal aguas abajo a fin de comprender mejor el funcionamiento del conjunto.



## 9 Señalización

Como parte fundamental del correcto funcionamiento del diseño geométrico de la ruta, se debe disponer de la señalización adecuada, con el fin de que los usuarios puedan recibir y procesar la información de manera confortable y sin intervenciones, tanto para los conductores de la zona como para los que no estén familiarizados con el camino. La falta de señales o señales que induzcan a confusión pueden contribuir a maniobras inadecuadas o pérdidas de atención del conductor aumentando, de esta manera, la posibilidad de colisiones en la vía.

El marco jurídico y legal de señalización, la dispone el Anexo L del Decreto N° 779/95, reglamentario de la Ley Nacional de Tránsito N° 24.449 y el Manual Interamericano de Dispositivos para el Control del Tránsito en Calles y Carreteras.

Esta señalización puede clasificarse de dos maneras:

- Según su tipo:
  - Verticales: de reglamentación o prescripción, prevención o advertencia y las de información;
  - Horizontales: señales longitudinales, transversales y marcas especiales. Son aplicadas sobre la calzada, con la finalidad de guiar el tránsito vehicular, regular la circulación y advertir determinadas circunstancias. La regulación incluye la transmisión de órdenes y/o demarcación de zonas prohibidas;
  - Luminosas: semáforos (para vehículos, de giro vehicular con flechas, peatonal y especiales), señales luminosas vehiculares;
  - Transitorias: reglamentarias, de prevención, de información, y otras señales temporarias;
  - Manuales: las que realizan los agentes de tránsito y el conductor.
  - Sonoras: bocinas, sirenas y silbatos.
- Según su uso:
  - Reglamentarias o prescriptivas: (Fig. 114)

Son también llamadas imperativas o prescriptivas. Su finalidad es la de indicar a los usuarios las limitaciones o prohibiciones que rige en el tránsito en los sectores señalizados. Presentan un color rojo y el mensaje o símbolo es en color negro. Estas se subdividen a su vez en: de prohibición, de restricción y de prioridad:

- Prohibición: simbolizan que determinada acción no puede realizarse;
- Restricción: son aquellas que indican los límites de velocidad, peso, tamaño de los vehículos, uso de estacionamiento y carriles;



- Prioridad: cambian o refuerzan la prioridad respecto de a quién corresponde pasar primero en una esquina o tramo del camino.



Fig. 114: Señalización reglamentaria (fuente: Dirección Nacional de Vialidad)

○ Señales preventivas: (Fig. 115)

Tienen por objeto advertir al usuario de la existencia de un peligro y/o situaciones imprevistas de carácter permanente o temporal, indicándole su naturaleza. Estos letreros son de color amarillo con letras o simbología negra y generalmente con forma de diamante. Se agrupan en:

- Máximo peligro: indican que hay que conducir con extrema precaución sobre determinados lugares, porque el peligro que hay alrededor es muy grande.
- Físicas: simbolizan determinadas características de la ruta, por ejemplo: que se acerca una curva, un túnel o un puente.

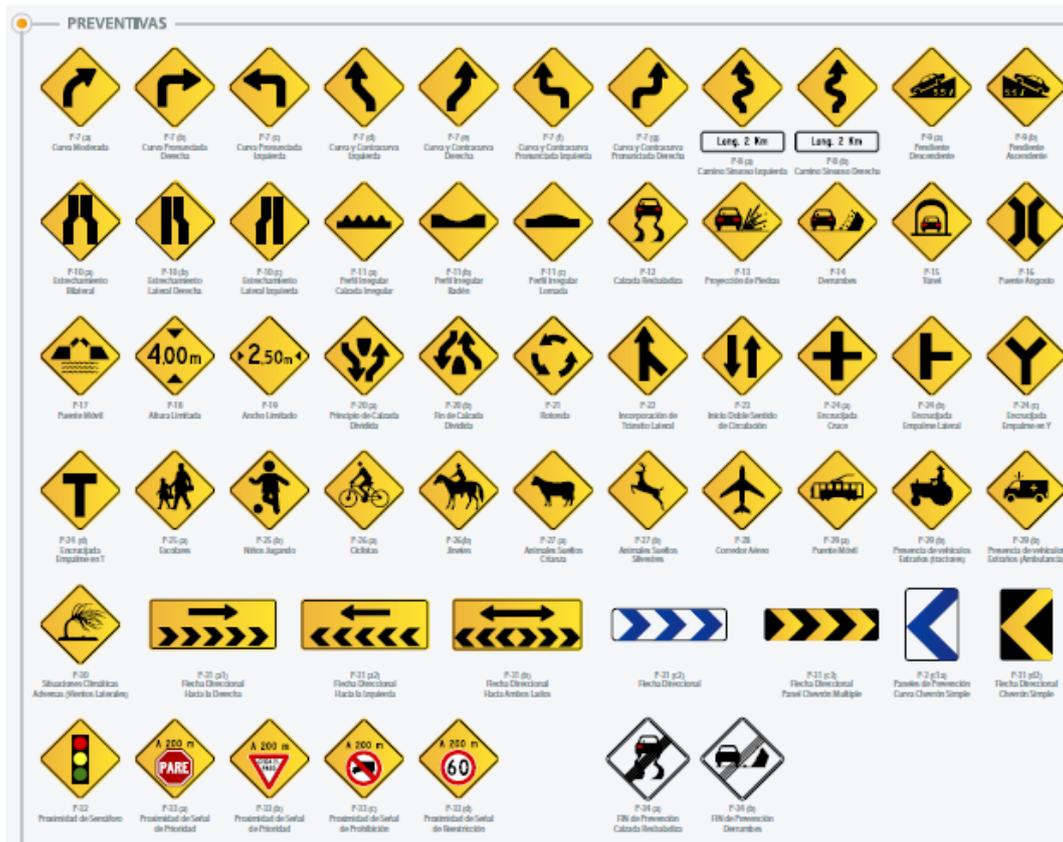


Fig. 115: Señalización preventiva (fuente: Dirección Nacional de Vialidad)

o **Señales informativas:** (Fig. 116)

Tienen por finalidad informar a los usuarios los antecedentes más indispensables e interesantes de la ruta. Estas señales informativas tienen formas y medidas que dependerán de las condiciones de visibilidad de la ruta y de la magnitud de la velocidad que tenga la vía. Sus colores son fondo verde y letras y símbolos en color blanco; otras son de fondo azul con fondos blancos o íconos de color negro. Estas señales informativas indican, por lo general, orientaciones de las rutas, kilómetros, ciertos lugares de interés, hospitales, estadios, centros o plazas de armas, sitios históricos, etc. Se clasifican en:

- Nomenclatura vial urbana: informan el nombre y la altura de las calles o avenidas e identifican la ruta en las zonas rurales. Además, muestran la distancia que falta para llegar a una localidad o destino determinado.
- Características de la vía: indica características de las rutas o calles, sobre todo las modificaciones que puede tener.
- Información turística y de servicios: brindan información útil para los conductores y peatones, como la cercanía de una estación de servicio, un teléfono público o un restaurante.

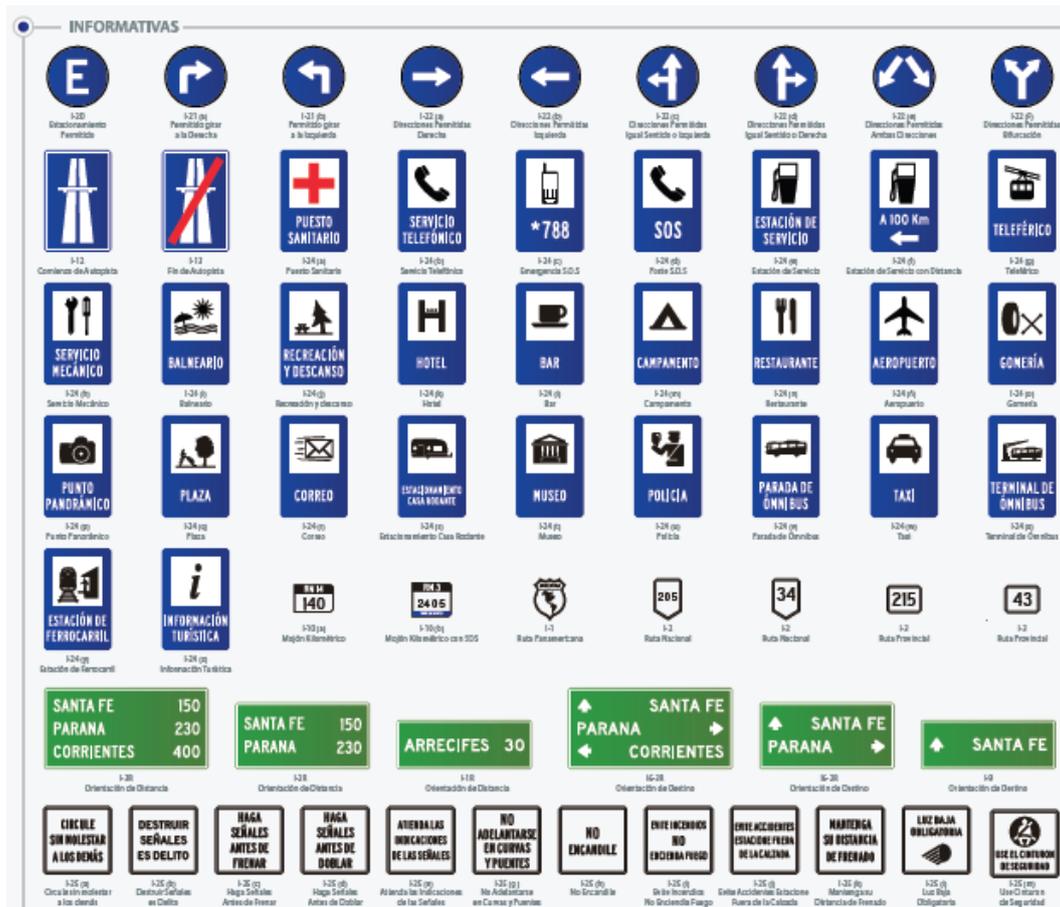


Fig. 116: Señalización informativa (fuente: Dirección Nacional de Vialidad)

○ Señales transitorias: (Fig. 117)

Son señales que advierten acerca de la ejecución de trabajos de construcción y mantenimiento de la vía. Estas señales son de color anaranjado e indican los cambios ocasionales en la vía, o la presencia de trabajadores y maquinarias en la misma.



Fig. 117: Señalización transitoria (fuente: Dirección Nacional de Vialidad)



## 10 Iluminación

El objetivo de la iluminación artificial, es permitir el desplazamiento de peatones y de vehículos en horas donde la luz natural no se encuentra o es muy débil, para brindar mayor seguridad y comodidad, como si lo hicieran durante el día, proporcionando las condiciones visuales necesarias para el movimiento rápido y seguro.

Debe permitir visualizar todo obstáculo, señalización, vehículo, y la geometría de la vía, es decir, sus bordes, curvas, separadores y desviaciones, de manera tal que el conductor o peatón pueda reaccionar con tiempo.

La eficiencia de un sistema de alumbrado depende de varios factores entre ellos, podemos destacar:

- El patrón de luminancia;
- Su uniformidad;
- Nivel de iluminación;
- Grado de deslumbramiento directo (de las fuentes) o indirecto (objetos brillantes sobre la calzada).

### 10.1 Diseño y materiales

Para el anteproyecto de la travesía urbana de la RN95 en su paso por la ciudad de Sáenz Peña, se prevé para la calzada principal, paso a distinto nivel e intersecciones, una distribución en tresbolillo, con columnas de 12 m de altura libre y brazo simple, que se colocarán junto con los protectores New Jersey de la vereda peatonal en el puente carretero, con artefactos apantallados, de fundición de aluminio y tulipa refractora de vidrio, equipados con balasto, capacitor e ignitor, con cerramiento IP 65, caja porta equipo independiente, lámpara de vapor de sodio de alta presión de 250 W.

En las zonas de colectoras, se prevé una distribución de luminarias unilateral con columnas de 9 m de altura libre con brazo simple, ángulo de inclinación de 10° con la horizontal, y con artefactos apantallados con lámparas de vapor de sodio de alta presión de 250 W.

En Argentina, la Dirección Nacional de Vialidad recomienda las siguientes normas referidas al alumbrado público:

- Normas CIE referentes a nivel de iluminación;
- Normas IRAM referentes a alumbrado público;
- Normas IRAM referentes a puesta a tierra;
- Normas IRAM referentes a transformadores de potencia;
- Norma ANSI/IEEE std.80 – 1.986;



- Recomendaciones para la iluminación de carreteras y túneles (Dirección General de Carreteras de España);
- Iluminación (Asociación Argentina de Luminotecnia).

## 10.2 Metodología

Para determinar la separación entre luminarias existen dos métodos:

- Método de los lúmenes o del valor de utilización;
- Métodos numéricos: método de los nueve puntos.

Se adopta el primer método, que ocupa un valor de utilización que se obtiene de tablas. El mismo nos da una aproximación de la distancia entre luminarias.

El segundo método se basa en el concepto de los elementos finitos y, por lo tanto, es más exacto el cálculo de la distancia necesaria entre artefactos para iluminar la vía de comunicación. Pero como el estudio es a nivel de anteproyecto se decidió escoger el primer método.

## 10.3 Determinación del nivel de iluminancia media

Las características de alumbrado están asociadas a las características de las vías, siendo las principales la velocidad de circulación y el número de vehículos. Toda vía caracterizada con estas dos variables se les asignará un tipo de iluminación. Los distintos tipos de vías son:

- Tipo A: vías rápidas sin cruces a nivel con accesos controlados y tráfico rápido. Autopistas y autovías.
- Tipo B: carreteras principales con tráfico rápido y posiblemente carriles para tráfico lento y peatones. Carreteras nacionales e interurbanas.
- Tipo C: vías con tráfico moderadamente rápido. Cinturones de circunvalación, carreteras radiales y vías urbanas de tráfico rápido.
- Tipo D: vías con tráfico mixto con presencia de vehículos lentos y peatones. Carreteras provinciales, travesías urbanas, vías urbanas y calles comerciales.
- Tipo E: vías con tráfico elevado y mixto y limitación de velocidad. Zonas residenciales y calles locales.

De la Tabla 49, se puede determinar el nivel de luminancia media. El proyecto estudiado corresponde a una vía de comunicación de Tipo B.

La iluminancia media será entonces de 35 lux.

Tabla 49: Niveles de iluminancia media

Tipo de vía	Iluminancia media [lx]	Luminancia media [cd/m <sup>2</sup> ]
A	35	2
B	35	2
C	30	1,9
D	28	1,7
E	25	1,4

#### 10.4 Tipo de lámpara

Existen distintos tipos de lámparas para el alumbrado público. Entre ellos, podemos mencionar los siguientes:

- Sodio de baja presión
- Sodio de alta presión
- Vapor de mercurio de alta presión
- LED

Siguiendo con la misma lógica de diseño del proyecto general en el cual se encuentra emplazada la obra estudiada, se adopta el uso de lámparas de sodio de alta presión. El flujo de este tipo de lámparas para una altura mayor o igual a 12 m es el siguiente:

$$\Phi_L = 40.000 \text{ lm}$$

#### 10.5 Distribución de las luminarias

- Unilateral

Cuando los puntos de luz se sitúan en un mismo lado de la vía de tráfico. Se la utiliza generalmente cuando el ancho A de la calzada sea igual o inferior a la altura H de montaje de las luminarias (Fig. 1188).

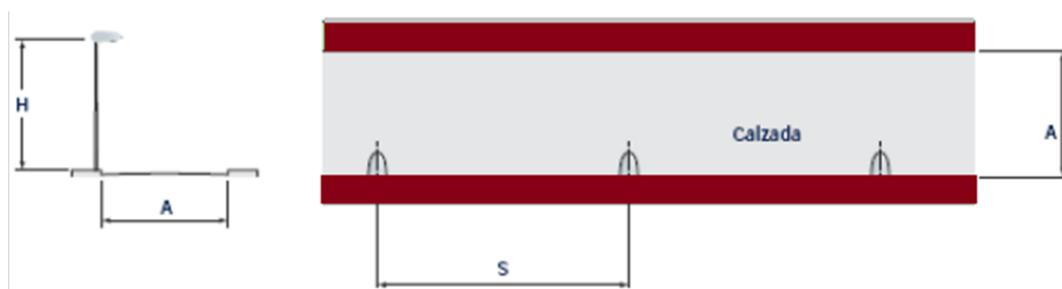


Fig. 118: Distribución unilateral

- Bilateral en tresbolillo

Cuando los puntos de luz se sitúan a ambos lados de la vía de tráfico a tresbolillo o en zigzag. Se utiliza principalmente cuando el ancho de la calzada sea de 1 a 1,5 veces la altura  $H$  de montaje de las luminarias (Fig. 119).

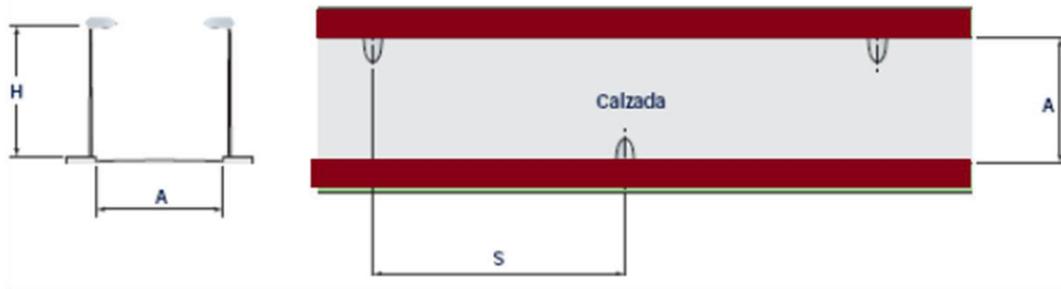


Fig. 119: Distribución en tresbolillo

- Bilateral pareada

Cuando las luminarias se sitúan a ambos lados de la ruta, uno opuesto al otro. Se lo utiliza generalmente cuando el ancho de la calzada  $A$  sea mayor a 1,5 veces la altura  $H$  de montaje de las luminarias (Fig. 120).

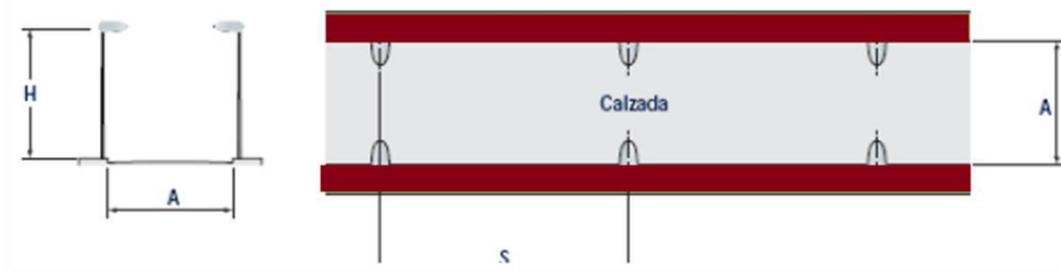


Fig. 120: Bilateral pareada

- Central o axial

En las rutas con mediana de separación entre los dos sentidos de circulación, las luminarias se implantarán en columnas de doble brazo, situados en la mediana central, cuando el ancho de ésta esté comprendido entre 1 y 3 m.

Para anchos de medianas superiores a 3 m no se utilizarán columnas dobles. En cualquier caso, la disposición se estudiará como si se tratara de dos calzadas independientes (Fig. 121).

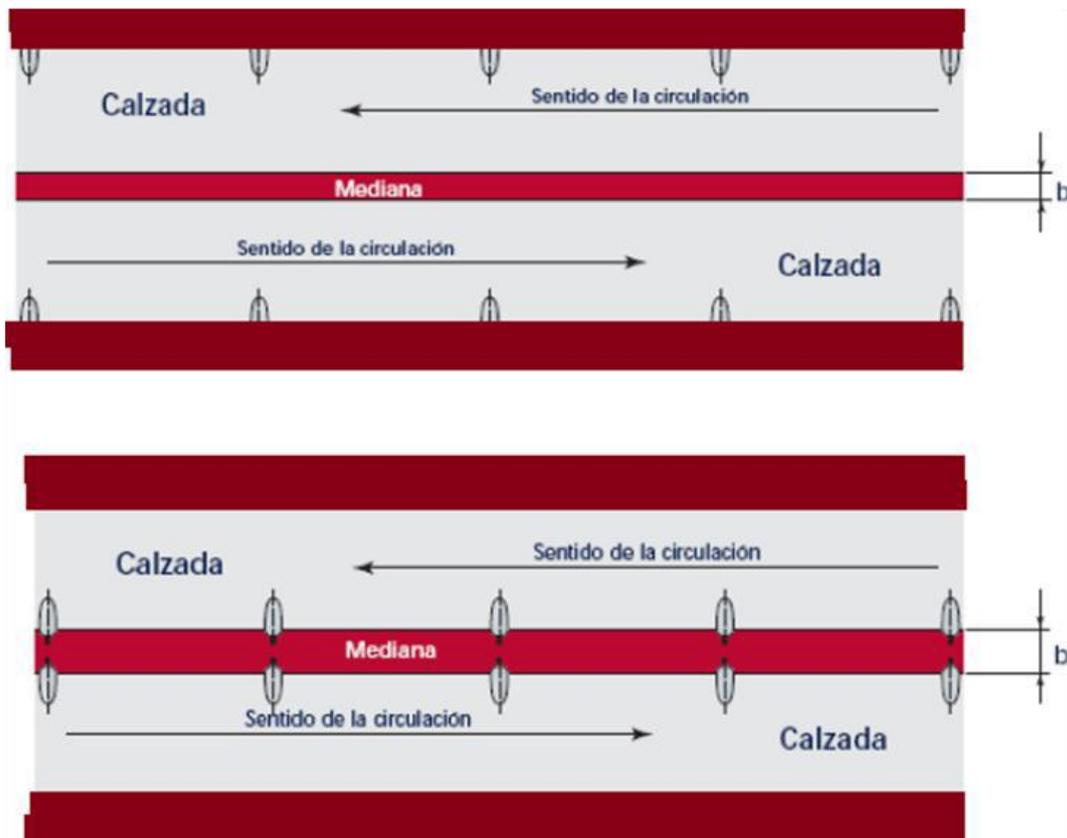


Fig. 121: Distribución central

Dado que el ancho total de la calzada del puente a iluminar es mayor a 12 m, tendremos que la relación entre el ancho de la calzada y la altura de las luminarias es mayor a 1 para la iluminación del paso a sobrenivel por ello, se escoge una distribución en tresbolillo.

## 10.6 Determinación del factor de mantenimiento

Este factor depende de las características de la zona (contaminación, tráfico, mantenimiento, etc.). Normalmente, este parámetro es difícil de evaluar. Se recomienda tomar un valor no superior a 0,80 (habitualmente 0,70).

Tabla 50: Factor de mantenimiento

Características de la vía	Luminaria abierta	Luminaria cerrada
Limpia	0,75	0,80
Media	0,68	0,70
Sucia	0,65	0,68

De la Tabla 50, se adopta un factor de mantenimiento de 0,70, que corresponde a una luminaria cerrada, donde las características de la vía son medias.



### 10.7 Cálculo del factor de utilización

El factor de utilización es una medida del rendimiento del conjunto lámpara-luminaria, y se define como el cociente entre el flujo útil, el que llega a la calzada, y el emitido por la lámpara.

$$\eta = \frac{\phi_{\text{útil}}}{\phi_L}$$

Normalmente se representa mediante curvas que suministran los fabricantes con las luminarias. Estas curvas podemos encontrarlas en función del cociente anchura de la calle/altura (A/H), la más habitual; o de los ángulos en el lado de la calzada y acera.

De la Fig. 122 se puede observar que hay dos valores posibles, uno para el lado de la acera y otro para el lado de la calzada, que se obtienen de las curvas. Por lo tanto, para obtener el factor de utilización total de la sección transversal de la calle, habrá que sumar los coeficientes del lado de la acera y del lado de la calzada.

$$\frac{A_1}{H} = \frac{9,30 \text{ m}}{12 \text{ m}} = 0,775 \rightarrow \text{De Fig. 122: } \eta_1 = 0,30$$

$$\frac{A_2}{H} = \frac{3,60 \text{ m}}{12 \text{ m}} = 0,3 \rightarrow \text{De Fig. 122: } \eta_2 = 0,08$$

$$\eta = \eta_1 + \eta_2 = 0,30 + 0,08 = 0,38$$

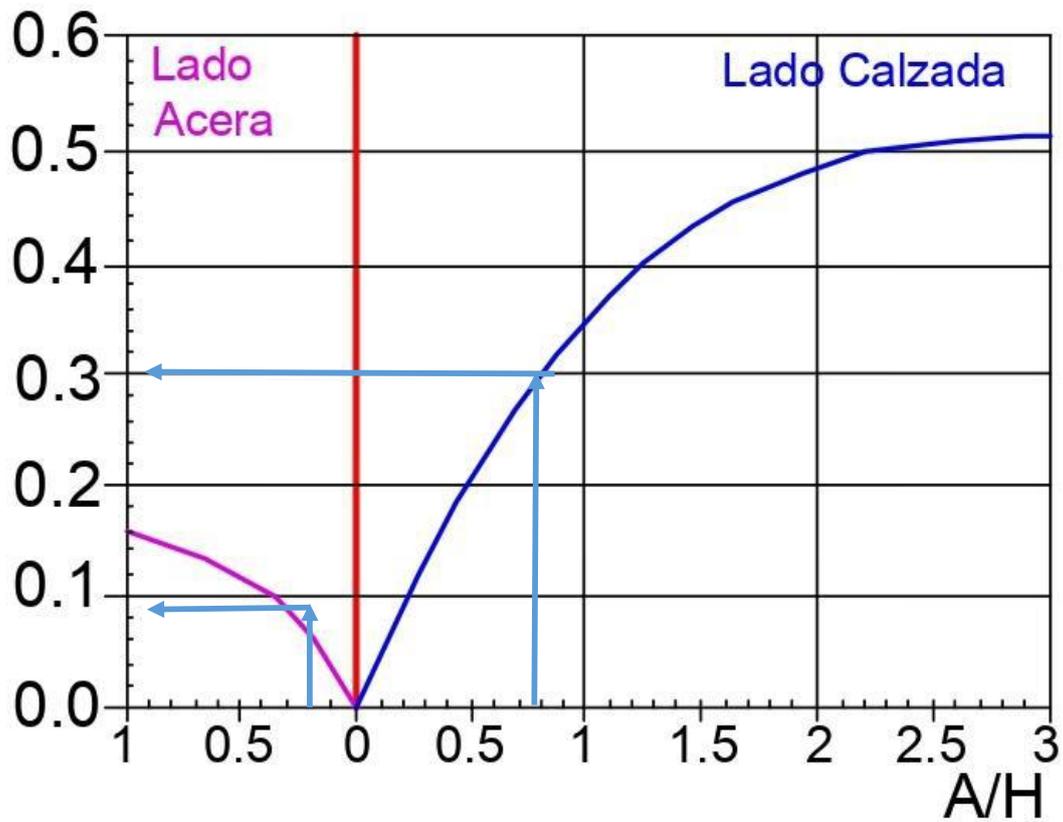


Fig. 122: Factor de utilización de luminarias

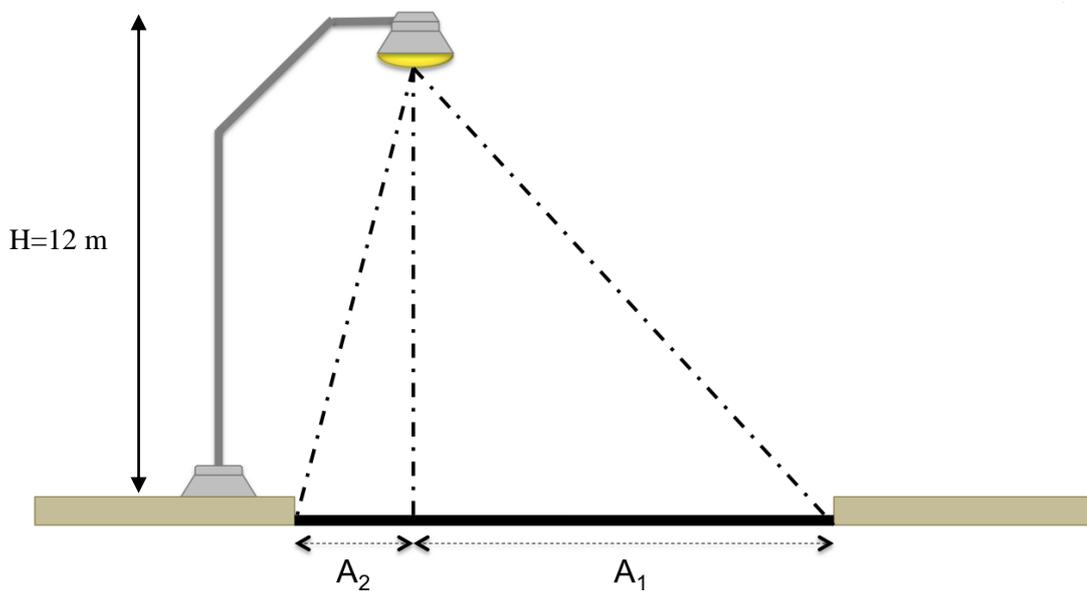


Fig. 123: Ancho de iluminación

### 10.8 Cálculo de la separación entre luminarias

Una vez fijados los datos de entrada, se puede proceder al cálculo de la separación ( $d$ ) entre las luminarias, utilizando la expresión de la iluminancia media:



$$E_m = \frac{\eta * f_m * \phi_L}{A * d}$$

Donde:

$E_m$ : iluminancia media sobre la calzada

$\eta$ : factor de utilización de la instalación

$f_m$ : factor de mantenimiento

$\phi$ : flujo luminoso de la lámpara

$A$ : anchura a iluminar de la calzada

$d$ : separación entre luminarias

Despejando  $d$ :

$$d = \frac{\eta * f_m * \phi_L}{A * E_m} = \frac{0,38 * 40.000 \text{ lm} * 0,70}{14,40 \text{ m} * 35 \text{ lx}} = 21,1 \text{ m}$$

Por lo tanto, para la zona del puente carretero, se adopta una separación entre luminarias de 20 m, donde cada luminaria será de vapor de sodio de alta presión de 250 W, con columnas de 12 m de altura libre de brazo simple de 2 m, con artefactos apantallados.



## **11 Cómputo y presupuesto**

El cómputo del presente trabajo se realizará sobre los ítems y materiales necesarios para la construcción del puente y el terraplén con muro mecánicamente estabilizado, mientras que el presupuesto se hará a nivel de anteproyecto, considerando los trabajos, materiales, equipos, herramientas y mano de obra necesarios para su construcción, pero sin contemplar ítems como movilización de obra, gastos de inspección, interferencias con servicios públicos, etc., por ser puntos a definir una vez elaborado el proyecto ejecutivo.

De lo anterior se desprende que el presupuesto obtenido tendrá carácter orientativo, no obstante, se hizo el ejercicio de realizar dicho presupuesto en base a análisis de precios unitarios con el formato que utiliza Vialidad Nacional, actualizado al mes de agosto del corriente año.

A nuestro entender, al momento del proyecto, será necesario verificar el análisis sobre el ítem “Muro mecánicamente estabilizado” por tratarse de un sistema constructivo patentado; en nuestro caso se realizó la valoración de este ítem en base a los materiales, equipos y mano de obra, teniendo en cuenta rendimientos reales obtenidos tanto de obras en ejecución como de datos técnicos de empresas proveedoras del servicio, sin contemplar el concepto de pago de patente por el uso del sistema constructivo.

A continuación, se muestra la planilla de cómputo y seguidamente el presupuesto obtenido de la obra; como anexo, se encontrarán los análisis de precios unitarios de donde surgen los valores utilizados para el cómputo, con el correspondiente cálculo del coeficiente resumen, costo de mano de obra, equipos y materiales.



OBRA: Construcción de puente sobre FFCC  
RUTA: RN N°95  
PROVINCIA: Chaco

**CÓMPUTO MÉTRICO**

Item	Designación	Nº de Partes Iguales	Dimensiones	Unid.	Cantidad			
					Parcial	Subtotal	Total	
1	<b>HORMIGÓN DE PIEDRA ARMADA CLASE H-21, EXCLUIDA LA ARMADURA, INCLUIDA LA EXCAVACIÓN, CON CEMENTO ARS, PARA PILOTES EJECUTADOS IN SITU EN:</b> <i>Estribos</i>	6	((0,45)^2)x3,14x(5,05+15)	m <sup>3</sup>	13,04	78,25		
					*Pilote	4,80	9,61	
					*Pantalla posterior	22,71	45,43	
					*Viga bancada	1,75	3,49	
					*Viga extremo de losa de aprox.			<b>136,78</b>
2	<b>HORMIGÓN DE PIEDRA ARMADA CLASE H-30, EXCLUIDA LA ARMADURA, EN:</b> <i>Aparatos de Apoyo</i>	12	Tronco piramiral= 0,41;0,25;0,08	m <sup>3</sup>	0,015	0,18	0,18	
					*Dados			
					<i>Viga secundaria</i>			
					*Extrema	2,12	4,24	4,24
					<i>Cenefa de hormigón</i>	1,12	2,23	2,23
					<i>Defensa de hormigón s/ planos</i>	2,64	5,28	5,28
					<i>Losa de tablero</i>	34,94	34,94	34,94
					<i>Prelosas</i>			
					*Prelosa T1	0,264	3,96	8,02
					*Prelosa T2 (voladizo)	0,41	4,06	
3	<b>HORMIGÓN DE PIEDRA ARMADO, CLASE H-35, EXCLUIDA LA ARMADURA, EN:</b> <i>A.- Vigas Pretensadas</i>	6	0,2981x2,8+0,2306x10,6	m <sup>3</sup>	2,86	17,17	17,17	
					*Vigas L=12,00			<b>17,17</b>
4	<b>CARPETA DE DESGASTE DE CA, e = 0,05 m</b>	1	12,30 m x (12 + 6 + 6)m + (396+40+40)x(2,50x2)	m <sup>2</sup>	2.675,20	2.675,20	2.675,20	
5	<b>BARANDA METALICA PEATONAL, INCLUIDO EL PINTADO, COLOCADO</b>	1	12,00 m + 4 m + 4 m	m	20,00	20,00	20,00	
6	<b>JUNTA DE DILATACIÓN SIMPLE, COLOCADA</b>	2	14,90	m	14,90	29,80	29,80	
7	<b>PLACAS DE POLICLOROPENO</b>	12	(2x2x0,1)	dm <sup>3</sup>	0,40	4,80	4,80	
8	<b>CAÑOS DE H°G°, COLOCADOS PARA DESAGUES D= 100mm PARA DESAGUES</b>	4	1 m + 3 m	Un	4,00	16,00	16,00	
9	<b>CAÑOS DE H°G°, COLOCADOS PARA DESAGUES D= 150mm PARA DESAGUES</b>	4	1 m + 3 m	m	4,00	16,00	16,00	



10	ACERO ESPECIAL EN BARRAS, TIPO III. ADN-420, COLOCADO φ32mm φ25mm φ20mm φ16mm φ12mm φ10mm φ8mm φ6mm	6,310 3,850 2,470 1,580 0,888 0,617 0,395 0,222	kg/m x 1014,4 m /1000 = kg/m x 1124 m /1000 = kg/m x 279,04 m /1000 = kg/m x 1368,08 m /1000 = kg/m x 1068 m /1000 = kg/m x 3425,44 m /1000 = kg/m x 3325,76 m /1000 = kg/m x 796,64 m /1000 =	tn tn tn tn tn tn tn tn	6,40 4,33 0,69 2,16 0,95 2,11 1,31 0,18			<b>18,13</b>
11	ACERO PARA TRILOGIC T500 φ16mm φ12mm φ8mm	1,580 0,888 0,395	kg/m x 344 m /1000 = kg/m x 688 m /1000 = kg/m x 1052,25 m /1000 =	tn tn n	0,54 0,61 0,42			<b>1,57</b>
12	ACERO PARA PRETENSADO, C-1900 Cordones de 1/2 "	6	7 cables x viga x L=12,6m x 0,778 kg/m	tn	88,20	0,41		<b>0,41</b>
13	TRASLADO Y MONTAJE DE VIGAS PREMOLDEADAS	6	1,00	Un	1,00	6,00		<b>6,00</b>
14	TERRAPLEN CON COMPACTACIÓN ESPECIAL	1	1375 m <sup>2</sup> x 14,56 m Imprevistos 10%	m <sup>2</sup>	20.020,00	20.020,00		20.020,00 <b>2.002,00</b> <b>22.022,00</b>
15	MURO MECÁNICAMENTE ESTABILIZADO, INCLUIDO PANELES DE PIEL, SISTEMA DE ANCLAJE Y COLOCACIÓN	1	2 x (1375 m <sup>2</sup> + (12,30 m x 4,6))	m <sup>2</sup>	2.887,08	2.887,08		<b>2.887,08</b>
16	PAQUETE ESTRUCTURAL PARA ACCESOS (CALZADA DE H° CON e = 0,25 m, BASE DE RDC CON e = 0,15 m)	1	(396 m + 2 x 40m) x 7,30m	m <sup>2</sup>	3.474,80	3.474,80		<b>3.474,80</b>
17	DEMOLICIÓN DE PAQUETE ESTRUCTURAL EXISTENTE Y TRASLADO	1	12 x 6,70 m Imprevistos 10%	m <sup>2</sup>	80,40	80,40		80,40 <b>8,04</b> <b>88,44</b>
18	SEÑALIZACIÓN VERTICAL, COMPLETA COLOCADA	1		m <sup>2</sup>	4,00	4,00		<b>4,00</b>
19	SEÑALIZACIÓN HORIZONTAL, COMPLETA COLOCADA	1	4 x 0,10 m x (396 m + 2 x 40 m)	m <sup>2</sup>	190,40	190,40		<b>190,40</b>
20	BARANDA METALICA S/P.T H-10237 PARA ACCESOS.	1	2 x 450m	m	900,00	900,00		<b>900,00</b>
21	ILUMINACIÓN	1	1,00	Gl	1,00	1,00		<b>1,00</b>



OBRA: Construcción de puente sobre FFCC  
RUTA: RN N°95  
PROVINCIA: Chaco

**PRESUPUESTO**

Mes de referencia: ago-22

ITEM N°	DESIGNACIÓN DE LAS OBRAS	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE (\$)	INCID. %
1	HORMIGÓN DE PIEDRA ARMADA CLASE H-21, EXCLUIDA LA ARMADURA, INCLUIDA LA EXCAVACIÓN, CON CEMENTO ARS, PARA PILOTES EJECUTADOS IN SITU					
1.A	a) Estribos	m3	136,78	\$ 117.254,07	\$ 16.038.060,83	7,93 %
2	HORMIGÓN DE PIEDRA ARMADA CLASE H-30, EXCLUIDA LA ARMADURA, EN:					
2.A	Estribos	m3	136,78	\$ 51.471,95	\$ 7.040.354,89	3,48 %
2.B	Losa de tablero, dados de apoyo y cenefas de hormigon	m3	37,35	\$ 51.471,95	\$ 1.922.592,73	0,95 %
2.C	Defensa de hormigón	m3	5,28	\$ 51.471,95	\$ 271.771,90	0,13 %
2.D	Viguetas	m3	4,24	\$ 51.471,95	\$ 217.983,71	0,11 %
2.E	Losa de Aproximacion	m3	26,21	\$ 51.471,95	\$ 1.348.976,87	0,67 %
3	HORMIGÓN DE PIEDRA ARMADO, CLASE H-35, EXCLUIDA LA ARMADURA, EN:					
3.A	Vigas Pretensadas	m3	17,17	\$ 77.061,53	\$ 1.323.300,59	0,65 %
3.B	Prelosas	m3	8,02	\$ 59.143,89	\$ 474.097,42	0,23 %
4	CARPETA DE DESGASTE DE CA, e = 0,05 m	m2	2.675,20	\$ 2.424,09	\$ 6.484.925,57	3,21 %
5	BARANDA METALICA PEATONAL, INCLUIDO EL PINTADO, COLOCADO	m	20,00	\$ 21.928,60	\$ 438.572,00	0,22 %
6	JUNTA DE DILATACIÓN SIMPLE, COLOCADA	m	29,80	\$ 17.340,88	\$ 516.758,22	0,26 %
7	PLACAS DE POLICLOROPENO	dm3	4,80	\$ 20.631,22	\$ 99.029,86	0,05 %
8	CAÑOS DE H°G°, COLOCADOS PARA DESAGUES D= 100mm	m	16,00	\$ 5.815,58	\$ 93.049,28	0,05 %
9	CAÑOS DE H°G°, COLOCADOS PARA DESAGUES D= 150mm	m	16,00	\$ 8.193,85	\$ 131.101,60	0,06 %
10	ACERO ESPECIAL EN BARRAS, TIPO III. ADN-420, COLOCADO	tn	18,13	\$ 489.813,42	\$ 8.881.036,82	4,39 %
11	ACERO PARA TRILOGIC T500	tn	1,57	\$ 539.246,24	\$ 846.672,00	0,42 %
12	ACERO PARA PRETENSADO, C-1900 Cordones de 1/2 "	tn	0,41	\$ 731.115,66	\$ 301.013,18	0,15 %
13	TRASLADO Y MONTAJE DE VIGAS PREMOLDEADAS	Ud	6,00	\$ 241.152,95	\$ 1.446.917,70	0,72 %
14	TERRAPLEN CON COMPACTACIÓN ESPECIAL	m3	22.022,00	\$ 1.301,18	\$ 28.654.585,96	14,18 %
15	MURO MECÁNICAMENTE ESTABILIZADO, INCLUIDO PANELES DE PIEL, SISTEMA DE ANCLAJE Y COLOCACIÓN	m2	2.887,08	\$ 19.499,28	\$ 56.295.981,30	27,85 %
16	PAQUETE ESTRUCTURAL PARA ACCESOS (CALZADA DE H° CON e = 0,25 m, BASE DE RDC CON e = 0,15 m)	m2	3.474,80	\$ 13.714,40	\$ 47.654.797,12	23,58 %
17	DEMOLICIÓN DE PAQUETE ESTRUCTURAL EXISTENTE Y TRASLADO	m2	88,44	\$ 1.208,35	\$ 106.866,47	0,05 %
18	SEÑALIZACIÓN VERTICAL, COMPLETA COLOCADA	m2	4,00	\$ 48.315,07	\$ 193.260,28	0,10 %
19	SEÑALIZACIÓN HORIZONTAL, COMPLETA COLOCADA	m2	190,40	\$ 3.458,30	\$ 658.460,32	0,33 %
20	BARANDA METALICA S/P.T H-10237 PARA ACCESOS.	m	900,00	\$ 17.193,07	\$ 15.473.763,00	7,66 %
21	ILUMINACIÓN	Gl	1,00	\$ 5.211.336,15	\$ 5.211.336,15	2,58 %
<b>TOTAL</b>					\$ 202.125.265,78	100 %
<b>TOTAL REDONDEADO</b>					\$ 202.125.266,00	



## 12 Análisis Socioeconómico

En este apartado, se dará importancia a la comparación de la situación previa sin proyecto con la de proyecto, desde un punto de vista social-económico, incluyendo los costos totales, pero contrastando con los beneficios que otorga la obra. Además, se hallarán indicadores de rentabilidad como: RBC (relación beneficio costo), VAN (valor actual neto) y TIR (tasa interna de retorno).

Los costos considerados para la situación “sin proyecto” son los costos generalizados de viaje, del tránsito actual y para la situación “con proyecto” se calculan los costos operativos del tránsito futuro.

Los beneficios directos más importantes de un proyecto de mejora influirán en los ahorros de los usuarios, de la siguiente manera:

- Disminución de accidentes y deterioro. (cualitativamente)
- Disminución de los costos de operación de los vehículos: autos, camiones, ómnibus. (cuantitativamente)
- Disminución del tiempo de viaje. (cuantitativamente)
- Aumento de confort y conveniencia. (cualitativamente)

Dos aspectos a considerar:

- Detención del flujo vehicular (en situación sin proyecto)
- Costos generalizados de viaje (comparativa situación con y sin proyecto-> obtener beneficio)

### 12.1 Detención del flujo vehicular

Para mayor precisión se podría considerar 4 tiempos que serían los siguientes.

- tiempo de bajada de la barrera
- tiempo de espera de la formación
- tiempo de pasada de la formación
- tiempo de elevación de la barrera.

tiempos	valores
$t_{bb}$	20 s
$t_{ef}$	20 s
$t_{pf}$	3 min
$t_{eb}$	5 s
$t_t$	3 min 45 seg por formación

Tabla 51: tiempos del ferrocarril (fuente: elaboración propia)



Por simplicidad, se podría directamente considerar los tiempos a un valor general de costo por pasada de ferrocarril, en donde se estima que pasarán aproximadamente unas 300 formaciones al año.

A continuación, al valor de inversión se lo convertirá en costo social a través de un factor 0,7.

Conversiones: Al monto de inversión se lo multiplica por:

- x 0,7 = para llevarlo a costo social.
- x 0,12 = para obtener el momento óptimo que es aquel año, que por primera vez el beneficio generado, será al menos un 12 % del costo social de la inversión.
- x 300<sup>-1</sup> pasadas de ferrocarril al año

$$\$202.125.266 * 0,7 * 0,12 * \frac{1 \text{ año}}{300 \text{ trenes}} = \$ 56.595$$

Entonces cada detención debería costarle a la sociedad al menos \$56.595. Este valor debe compararse con el beneficio de la obra, para ver si amerita la inversión.

Si hay muchos vehículos los tiempos de espera superan estos valores.

## 12.2 Costo generalizado de viaje (CGV)

Otro tema importante a considerar aparte de la detención, es el costo generalizado de viaje, que dependerá en parte de la velocidad media de circulación.

Esto será un beneficio debido al aumento de la velocidad, pero primeramente se hallarán los costos de la situación sin proyecto y con proyecto, en donde la diferencia entre ambos será el beneficio.

El costo generalizado de viaje considera:

- costo total de operación
- más el costo de viaje.

Para ello se usarán las tablas que del reglamento COSTOP de DNV, de marzo del año 2022, donde se considera su validez para el análisis a nivel de anteproyecto. Además, lo interesante es hallar la diferencia entre ambos costos, por lo que de alguna manera se compensa la falta de actualización. Se agruparán de la siguiente manera el tránsito: automóvil-camioneta, ómnibus, camión liviano, camión pesado.



Consideraciones de velocidades media:

- **Sin proyecto:** se debe desacelerar en el cruce de la vía,

- Se adopta:

Camiones = 20Km/h

Ómnibus = 20Km/h

Automóviles = 30Km/h

- **Con proyecto:**

Se adopta

Camiones = 60Km/h

Ómnibus = 70Km/h

Automóviles = 80Km/h

VEHÍCULO: **AUTO - CAMIONETA**

VEHÍCULO: **OMNIBUS**

TIPO DE SUPERFICIE DE RODAMIENTO: <b>PAVIMENTO</b>					
COSTO VEHÍCULO RECORRIDO (A)	COSTO VEHÍCULO TIEMPO (B)	COSTO TOTAL VEHÍCULO REC. + TIEMPO (C) = A + B	COSTO PASAJERO TIEMPO (D)	COSTO TOTAL (C + D)	VELOCIDAD (Kmh)
47,92949	71,09303	119,02252	307,80000	<b>426,82252</b>	5
44,71457	65,16861	109,88318	153,90000	<b>263,78318</b>	10
41,83436	60,15564	101,99000	102,60000	<b>204,59000</b>	15
39,23864	55,85881	95,09745	76,95000	<b>172,04745</b>	20
36,89055	52,13489	89,02544	61,56000	<b>150,58544</b>	25
34,76246	48,87646	83,63892	51,30000	<b>134,93892</b>	30
32,83321	46,00137	78,83458	43,97143	<b>122,80601</b>	35
31,08633	43,44574	74,53207	38,47500	<b>113,00707</b>	40
29,50878	41,15912	70,66790	34,20000	<b>104,86790</b>	45
28,09011	39,10117	67,19128	30,78000	<b>97,97128</b>	50
26,82182	37,23921	64,06102	27,98182	<b>92,04284</b>	55
25,69689	35,54652	61,24340	25,65000	<b>86,89340</b>	60
24,70949	34,00101	58,71051	23,67692	<b>82,38743</b>	65
23,85470	32,58431	56,43901	21,98571	<b>78,42472</b>	70
23,12832	31,28093	54,40925	20,52000	<b>74,92925</b>	75
22,52672	30,07782	52,60455	19,23750	<b>71,84205</b>	80
22,04676	28,96383	51,01058	18,10588	<b>69,11647</b>	85
21,68563	27,92940	49,61503	17,10000	<b>66,71503</b>	90
21,44086	26,96632	48,40719	16,20000	<b>64,60719</b>	95
21,31024	26,06744	47,37769	15,39000	<b>62,76769</b>	100
21,29175	25,22656	46,51831	14,65714	<b>61,17545</b>	105
21,38357	24,43823	45,82180	13,99091	<b>59,81271</b>	110
21,58403	23,69768	45,28171	13,38261	<b>58,66432</b>	115
21,89164	23,00069	44,89233	12,82500	<b>57,71733</b>	120

Tabla 52: Valores de CGV (fuente: COSTOP 2022)

TIPO DE SUPERFICIE DE RODAMIENTO: <b>PAVIMENTO</b>					
COSTO VEHÍCULO RECORRIDO (A)	COSTO VEHÍCULO TIEMPO (B)	COSTO TOTAL VEHÍCULO REC. + TIEMPO (C) = A + B	COSTO PASAJERO TIEMPO (D)	COSTO TOTAL (C + D)	VELOCIDAD (Kmh)
148,91600	204,78930	353,70530	2624,00000	<b>2977,70530</b>	5
139,29607	187,41464	326,71070	1312,00000	<b>1638,71070</b>	10
130,94440	172,78247	303,72687	874,66667	<b>1178,39354</b>	15
123,66908	160,29516	283,96424	656,00000	<b>939,96424</b>	20
117,33101	149,51967	266,85068	524,80000	<b>791,65068</b>	25
111,82692	140,13452	251,96144	437,33333	<b>689,29477</b>	30
107,07844	131,89605	238,97450	374,85714	<b>613,83164</b>	35
103,02492	124,61621	227,64112	328,00000	<b>555,64112</b>	40
99,61855	118,14750	217,76605	291,55556	<b>509,32160</b>	45
96,82101	112,37263	209,19364	262,40000	<b>471,59364</b>	50
94,60104	107,19710	201,79814	238,54545	<b>440,34360</b>	55
92,93267	102,54392	195,47660	218,66667	<b>414,14326</b>	60
91,79394	98,34970	190,14364	201,84615	<b>391,98979</b>	65
91,16590	94,56174	185,72764	187,42857	<b>373,15621</b>	70
91,03191	91,13584	182,16775	174,93333	<b>357,10108</b>	75
91,37705	88,03462	179,41167	164,00000	<b>343,41167</b>	80
92,18771	85,22623	177,41395	154,35294	<b>331,76689</b>	85
93,45132	82,68334	176,13466	145,77778	<b>321,91244</b>	90
95,15613	80,38231	175,53845	138,10526	<b>313,64371</b>	95
97,29111	78,30265	175,59376	131,20000	<b>306,79376</b>	100
99,84595	76,42642	176,27237	124,95238	<b>301,22475</b>	105
102,81110	74,73791	177,54902	119,27273	<b>296,82174</b>	110
106,17785	73,22331	179,40116	114,08696	<b>293,48812</b>	115
109,93850	71,87044	181,80893	109,33333	<b>291,14227</b>	120

Tabla 53: Valores de CGV (fuente: COSTOP 2022)



VEHÍCULO: CAMIÓN LIVIANO

VEHÍCULO: CAMIÓN PESADO

TIPO DE SUPERFICIE DE RODAMIENTO: PAVIMENTO			
COSTO VEHÍCULO RECORRIDO (A)	COSTO VEHÍCULO TIEMPO (B)	COSTO TOTAL (A + B)	VELOCIDAD (Km/h)
95,46348	186,01450	281,47798	5
88,50962	168,28724	256,79686	10
82,27651	153,62755	235,90406	15
76,68433	141,30073	217,98506	20
71,67722	130,79248	202,46970	25
67,21487	121,73203	188,94690	30
63,26740	113,84532	177,11272	35
59,81211	106,92538	166,73749	40
56,83126	100,81299	157,64426	45
54,31069	95,38362	149,69431	50
52,23869	90,53845	142,77714	55
50,60534	86,19803	136,80337	60
49,40192	82,29774	131,69966	65
48,62050	78,78444	127,40494	70
48,25371	75,61400	123,86770	75
48,29447	72,74943	121,04390	80
48,73597	70,15948	118,89545	85
49,57160	67,81756	117,38916	90
50,79506	65,70088	116,49594	95
52,40046	63,78980	116,19027	100
54,38253	62,06737	116,44989	105
56,73680	60,51884	117,25564	110
59,45983	59,13144	118,59127	115
62,54933	57,89405	120,44338	120

Tabla 54: Valores de CGV (fuente: COSTOP 2022)

TIPO DE SUPERFICIE DE RODAMIENTO: PAVIMENTO			
COSTO VEHÍCULO RECORRIDO (A)	COSTO VEHÍCULO TIEMPO (B)	COSTO TOTAL (A + B)	VELOCIDAD (Km/h)
126,95298	212,48465	339,43762	5
120,67227	196,68645	317,35872	10
115,05008	183,09957	298,14965	15
110,03613	171,29464	281,33077	20
105,59263	160,94892	266,54155	25
101,69045	151,81507	253,50552	30
98,30644	143,70034	242,00678	35
95,42153	136,45222	231,87375	40
93,01930	129,94840	222,96770	45
91,08490	124,08956	215,17446	50
89,60412	118,79411	208,39824	55
88,56272	113,99427	202,55699	60
87,94578	109,63313	197,57892	65
87,73730	105,66247	193,39977	70
87,91989	102,04095	189,96084	75
88,47469	98,73287	187,20756	80
89,38153	95,70713	185,08867	85
90,61933	92,93646	183,55579	90
92,16679	90,39685	182,56364	95
94,00335	88,06712	182,07047	100
96,11029	85,92867	182,03896	105
98,47192	83,96523	182,43715	110
101,07667	82,16269	183,23936	115
103,91791	80,50902	184,42693	120

Tabla 55: Valores de CGV (fuente: COSTOP 2022)

	Auto-Camioneta	Ómnibus	Camión liviano	Camión pesado
Sin proyecto	134.94	939.96	217.99	281.33
Con proyecto	71.84	373.16	136.80	202.56

Tabla 56: TABLA COSTOS \$/km (fuente: elaboración propia)

Composición del tránsito según TABLA 36, analizado anteriormente en el capítulo 7

	Con Proyecto (\$/km)	Sin Proyecto (\$/km)	Beneficio (\$/km)	% Tránsito
Auto-camioneta	71.84	134.94	63.10	81.17
Ómnibus	373.16	939.96	566.81	2.62
Camión liviano	136.80	217.99	81.18	8.03
Camión pesado	202.56	281.33	78.77	8.18
Ponderado			79.03	100

Tabla 57: Ponderación del beneficio en función del tránsito (fuente: elaboración propia)



### 12.2.1 Beneficio del costo de operación

Se calcula con la siguiente expresión:

$$CO = L (\text{Km}) * D (\text{días/año}) * \text{TMDA} (\text{veh/día}) * C (\$/\text{Km})$$

Donde:

L = longitud del tramo que se analiza = 1,00 Km

D = Días del año = 365

TMDA = 4780 veh/día promedio

C = Costo operativo ponderado.

$$CO = 1\text{km} * 365 \frac{d}{\text{año}} * 4780 \frac{\text{veh}}{d} * 79.03 \frac{\$}{\text{km}} = 137.881.346 \frac{\$}{\text{año}}$$

Se podría comparar en primera instancia este beneficio, con el tiempo de detención con el ferrocarril en la situación sin proyecto.

$$137.881.346 \frac{\$}{\text{año}} * \frac{1 \text{ año}}{300 \text{ trenes}} = \$ 459.604$$

$$\$459.604 > \$56.595 (\text{costo social}) \rightarrow B.C. \text{ beneficio} > \text{costo social}$$

Ahora involucrando el presupuesto de la obra:

Se considera un costo de mantenimiento, según la DNV, para rutas nacionales, un valor de

$$M = 1.000.000 \frac{\$}{\text{km} * \text{año}}$$

El costo de la construcción de la obra, que se obtuvo en el capítulo anterior de cómputo y presupuesto:

$$Cc = \$ 202.125.266$$

### 12.3 Indicadores de rentabilidad

Los indicadores de rentabilidad, son los siguientes:

1. Relación beneficio-costos (B/C): Representa la cantidad monetaria obtenida por cada peso invertido en el proyecto. Se calcula como la relación entre los ingresos brutos actualizados y egresos actualizados.

El criterio de decisión es:

$$\text{RBC} > 1 \rightarrow \text{aceptable}$$

$$\text{RBC} = 1 \rightarrow \text{indiferente}$$



$RBC < 1 \rightarrow$  se rechaza

- Valor actual neto (VAN): Representa dinero extra que generará el proyecto comparado con la mejor alternativa de inversión y se calcula como la diferencia entre valores actualizados de los costos y beneficios del proyecto considerando la tasa de oportunidad del dinero en el mercado.

El criterio de decisión es:

$VAN > 0 \rightarrow$  aceptable

$VAN = 0 \rightarrow$  indiferente

$VAN < 0 \rightarrow$  se rechaza

- Tasa interna de retorno: Tasa que hace el VAN sea igual a 0. Es un valor crítico a partir de la cual el proyecto es apenas aceptable y mide la rentabilidad del dinero mantenido dentro del mismo.

El valor del TIR corresponde al punto de intersección de la curva del VAN con el eje de las abscisas. El criterio de decisión es:

$TIR > i_{op} \rightarrow$  aceptable

$TIR = i_{op} \rightarrow$  indiferente

$TIR < i_{op} \rightarrow$  se rechaza

Donde la tasa de oportunidad  $i_{op} = 12\%$

Consideraremos la evolución del TMDA con un aumento lineal hasta cumplir los 20 años de vida útil.

Conceptos	Periodos							
	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029
Ingresos			\$ 88,497,902	\$ 93,437,688	\$ 98,377,475	\$ 103,317,262	\$ 108,257,049	\$ 113,196,835
Egresos	\$ 202,125,266		\$ 1,000,000	\$ 1,000,000	\$ 1,000,000	\$ 1,000,000	\$ 1,000,000	\$ 1,000,000
Flujo de caja	-\$ 202,125,266		\$ 87,497,902	\$ 92,437,688	\$ 97,377,475	\$ 102,317,262	\$ 107,257,049	\$ 112,196,835

Conceptos	Periodos							
	2030	2031	2032	2033	2034	2035	2036	2037
Ingresos	\$ 118,136,622	\$ 123,076,409	\$ 128,016,195	\$ 132,955,982	\$ 137,895,769	\$ 142,835,556	\$ 147,775,342	\$ 152,715,129
Egresos	\$ 1,000,000	\$ 1,000,000	\$ 1,000,000	\$ 1,000,000	\$ 1,000,000	\$ 1,000,000	\$ 1,000,000	\$ 1,000,000
Flujo de caja	\$ 117,136,622	\$ 122,076,409	\$ 127,016,195	\$ 131,955,982	\$ 136,895,769	\$ 141,835,556	\$ 146,775,342	\$ 151,715,129



Conceptos	Periodos						
	2038	2039	2040	2041	2042	2043	2044
Ingresos	\$ 157,654,916	\$ 162,594,702	\$ 167,534,489	\$ 172,474,276	\$ 177,414,063	\$ 182,353,849	\$ 187,293,636
Egresos	\$ 1,000,000	\$ 1,000,000	\$ 1,000,000	\$ 1,000,000	\$ 1,000,000	\$ 1,000,000	\$ 1,000,000
Flujo de caja	\$ 156,654,916	\$ 161,594,702	\$ 166,534,489	\$ 171,474,276	\$ 176,414,063	\$ 181,353,849	\$ 186,293,636

iop (%)	12%
---------	-----

VAN	\$ 690,808,846
TIR	48.32%
RBC	\$ 4.29

Tabla 58: cálculo de los indicadores de rentabilidad (fuente: elaboración propia)

## 12.4 Conclusión

El proyecto es **RENTABLE** socioeconómicamente, ya que los indicadores de rentabilidad del mismo dieron favorables.

Este análisis socioeconómico tiene como objetivo encontrar el momento óptimo de la obra. Se demostró su conveniencia, pero se debe aclarar que independiente de la rentabilidad, las exigencias normativas se encuentran por encima del carácter socioeconómico.



### 13 Conclusiones

El presente estudio de anteproyecto fue sugerido por la Dirección Nacional de Vialidad, distrito Chaco, para dar solución al condicionante impuesto desde las Normas Para los Cruces Entre Caminos y Vías Férreas (Resolución SETOP N° 7/81) sobre el impedimento de realizar el paso a nivel de la RN N°95 en su intersección con el FFCC Belgrano, en la localidad de Sáenz Peña, siendo necesario proyectarlo a distinto nivel.

Teniendo en cuenta esta sugerencia y a la vez previendo la posibilidad de la conversión de camino rural a autovía en un futuro, se diseñó un puente carretero capaz de cumplir con las normas de diseño A10 en lo que respecta a anchos de carril y de banquina, criterios de seguridad como son barreras, velocidad de diseño, señalización, iluminación, etc.

Este trabajo se centra en el cálculo del puente con sistema de vigas pretensadas, en el terraplén realizado con sistema de muro mecánicamente estabilizado (tierra armada) y el paquete estructural de acceso al puente. Se hace la aclaración, ya que, al construir el terraplén para elevar la rasante, se limita el acceso de los frentistas al sur oeste de la RN N°95, que actualmente acceden en forma directa, siendo necesario proyectar la colectora que introduzca este tránsito en forma ordenada y conveniente.

Al tener carácter de anteproyecto, seguramente se deban corregir o hacer consideraciones distintas a las adoptadas, pero sirve como base para analizar la conveniencia. Con esta salvedad, realizamos el ejercicio de obtener un costo de la obra confeccionando los análisis de precios unitarios de los ítems que intervienen, para luego mediante una evaluación socioeconómica determinar la viabilidad del mismo. Esta evaluación resultó positiva, por ello, entendemos que amerita la realización del proyecto ejecutivo correspondiente.

Adjunto al presente trabajo, se encuentra un pliego de especificaciones técnicas particulares donde se indican principalmente requerimientos para la construcción de la estructura del puente y del terraplén mecánicamente estabilizado, ya que los restantes ítems son cubiertos plenamente por el pliego de especificaciones técnicas general de Vialidad Nacional.

No debe pasarse por alto la necesidad de realizar un plan de manejo ambiental para lograr un buen proyecto ejecutivo, ya que hay prácticas usuales de obra que deben desterrarse por el bien del medio ambiente, como ser el manejo indebido de combustibles, lubricantes y desechos contaminantes, polución y ruido, etc. Por ello, se incluye en el artículo 14 del pliego de especificaciones técnicas particulares, un detallado listado de requerimientos, que insistimos, debe tenerse en cuenta desde el proyecto, para lograr una correcta planificación de la obra.

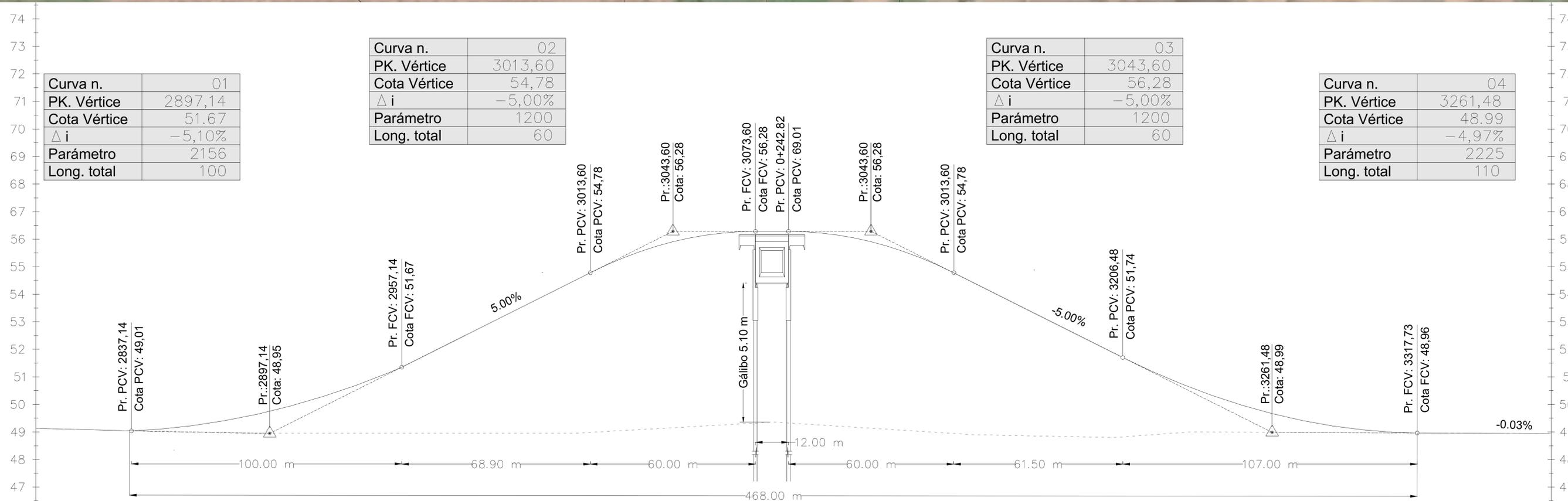


## 14 Bibliografía

- A.A.S.H.T.O. (2.004). Especificaciones para el diseño de puentes por el método LRFD.
- Calo D; Souza E.; Marcolini E. (2.014). Manual de diseño y construcción de pavimentos de hormigón (1ª ed). Ciudad Autónoma de Buenos Aires: Instituto del Cemento Portland Argentino.
- CIRSOC 201 (2.005)
- Dirección Nacional de Vialidad. Pliego de Condiciones técnicas generales.
- Dirección Nacional de Vialidad, (2.022). COSTOP: Costo de Operación de Vehículos.
- Hsai-Yang Fang (1.991). Foundation Engineering Handbook.
- Instituto Geográfico Nacional
- Instituto Provincial de Estadísticas y Ciencia de Datos de la Provincia del Chaco (IPECD)
- Landviewer. Repositorio de imágenes satelitales.
- Moretto O., (1.952). Bases para cálculo de puente de Hormigón Armado. Dirección Nacional de Vialidad.
- Secretaria de Estado de Transporte y Obras Publicas: Normas para los cruces entre caminos y vías férreas. Resolución S.E.T.O.P. N° 7/81. Buenos Aires
- SGE y PDNV – EICAM, 2010. Normas de diseño geométrico de caminos rurales.
- Skok D., (2.010). Apunte de estructuras de contención en suelo reforzado. Geotecnia III, Facultad de ingeniería, UNLP.
- Apunte de cátedra de Hormigón Armado II. Facultad de Ingeniería, U.N.N.E.
- Vincenti, R. D. (2019). Características ambientales propias de la cuenca del Tapenagá, en la Llanura Chaqueña Oriental. Necesidad de integración para su optimización. Revista Geográfica, (153), 55-90



**15 Anexos**



Curva n.	01
PK. Vértice	2897,14
Cota Vértice	51,67
$\Delta i$	-5,10%
Parámetro	2156
Long. total	100

Curva n.	02
PK. Vértice	3013,60
Cota Vértice	54,78
$\Delta i$	-5,00%
Parámetro	1200
Long. total	60

Curva n.	03
PK. Vértice	3043,60
Cota Vértice	56,28
$\Delta i$	-5,00%
Parámetro	1200
Long. total	60

Curva n.	04
PK. Vértice	3261,48
Cota Vértice	48,99
$\Delta i$	-4,97%
Parámetro	2225
Long. total	110

- Pavimento de H°
- Estructura de H°A°
- Carpeta de concreto asfáltico
- Zona de transición de peralte

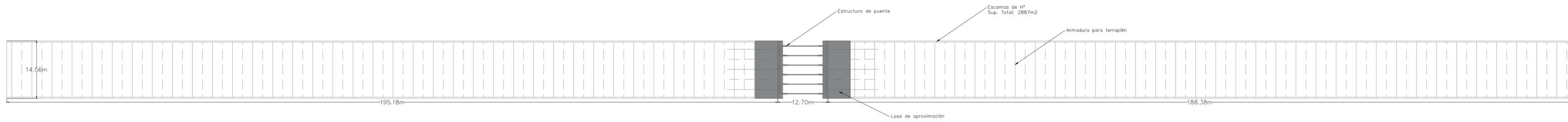
CÁTEDRA: Trabajo Final      Facultad de Ingeniería

OBRA: "ANTEPROYECTO PASO A DISTINTO NIVEL SOBRE FFCC -RN N°95"

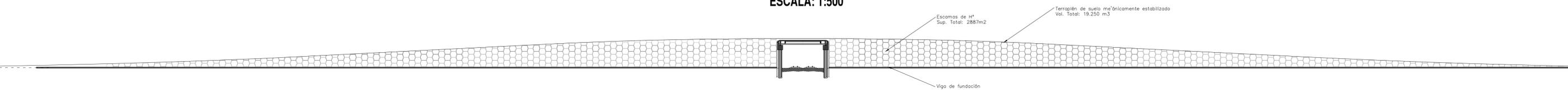
Integrantes: *Bernaola Picca, Fernando* LU: 16.188  
*Leiva, Pedro Alejandro* LU: 19.262  
*Mega, Matías Alejandro* LU: 18.671

Escala: 1:750      PLANO N° 1      PLANO PLANALTIMETRÍA GENERAL      AÑO: 2022

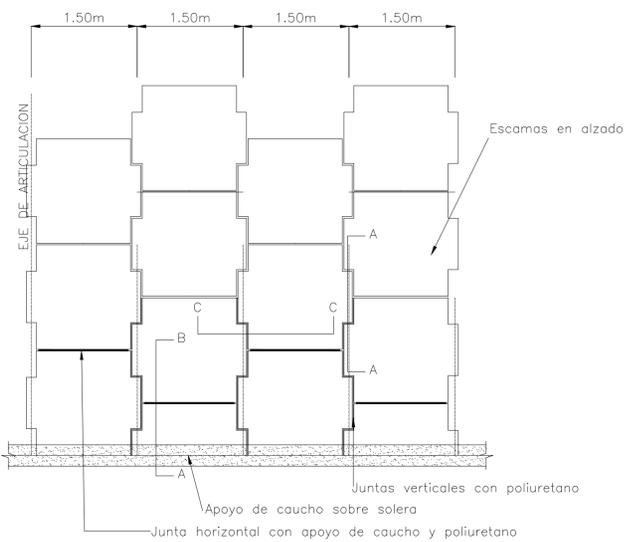
**PLANTA**  
ESCALA: 1:500



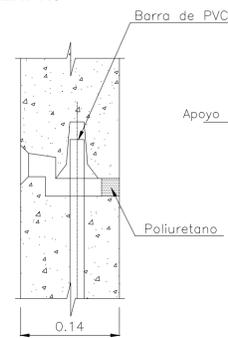
**CORTE**  
ESCALA: 1:500



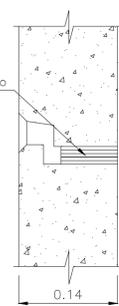
**ESQUEMA DE MONTAJE**  
ESCALA: 1:50



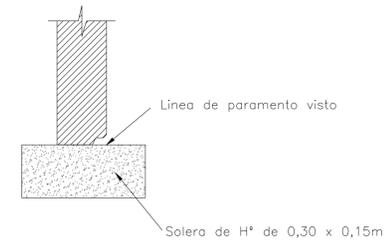
**SECCION A-A**  
ESCALA: 1:5



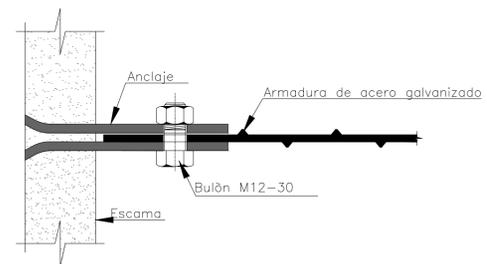
**SECCION B-B**  
ESCALA: 1:5



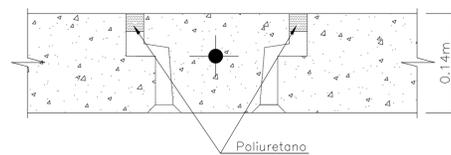
**DETALLE 1**  
ESCALA: 1:10



**UNION ARMADURA-ARRANQUE**  
ESCALA: 1:2

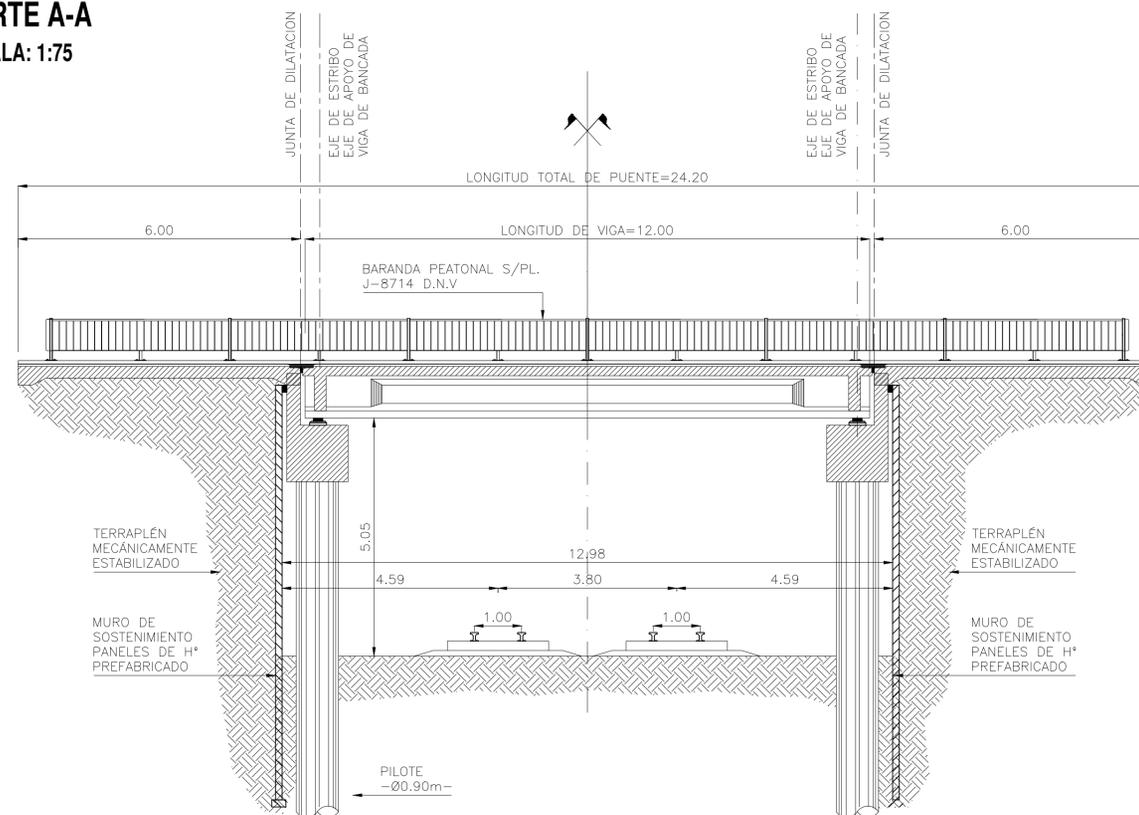


**SECCION C-C**  
ESCALA: 1:5

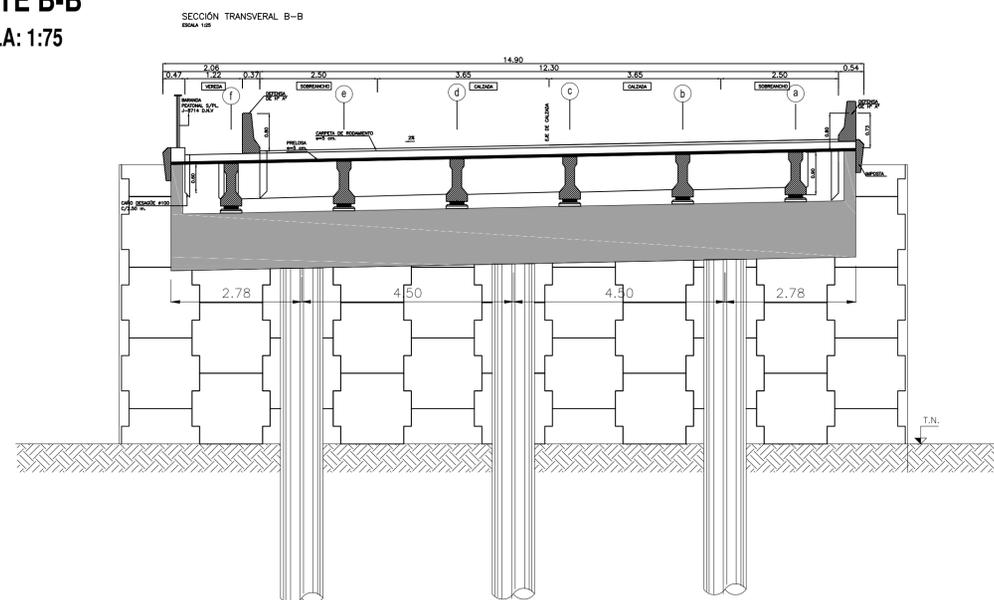


CÁTEDRA: Trabajo Final		Facultad de Ingeniería	
OBRA: "ANTEPROYECTO PASO A DISTINTO NIVEL SOBRE FFCC -RN N°95"			
Integrantes: Bernaola Picca, Fernando LU: 16.188		Leiva, Pedro Alejandro LU: 19.262	
Mega, Matías Alejandro LU: 18.671			
Escala Varas	PLANO N° 2	PLANO ESCAMAS Y DETALLES	AÑO 2022

**CORTE A-A**  
**ESCALA: 1:75**



**CORTE B-B**  
**ESCALA: 1:75**



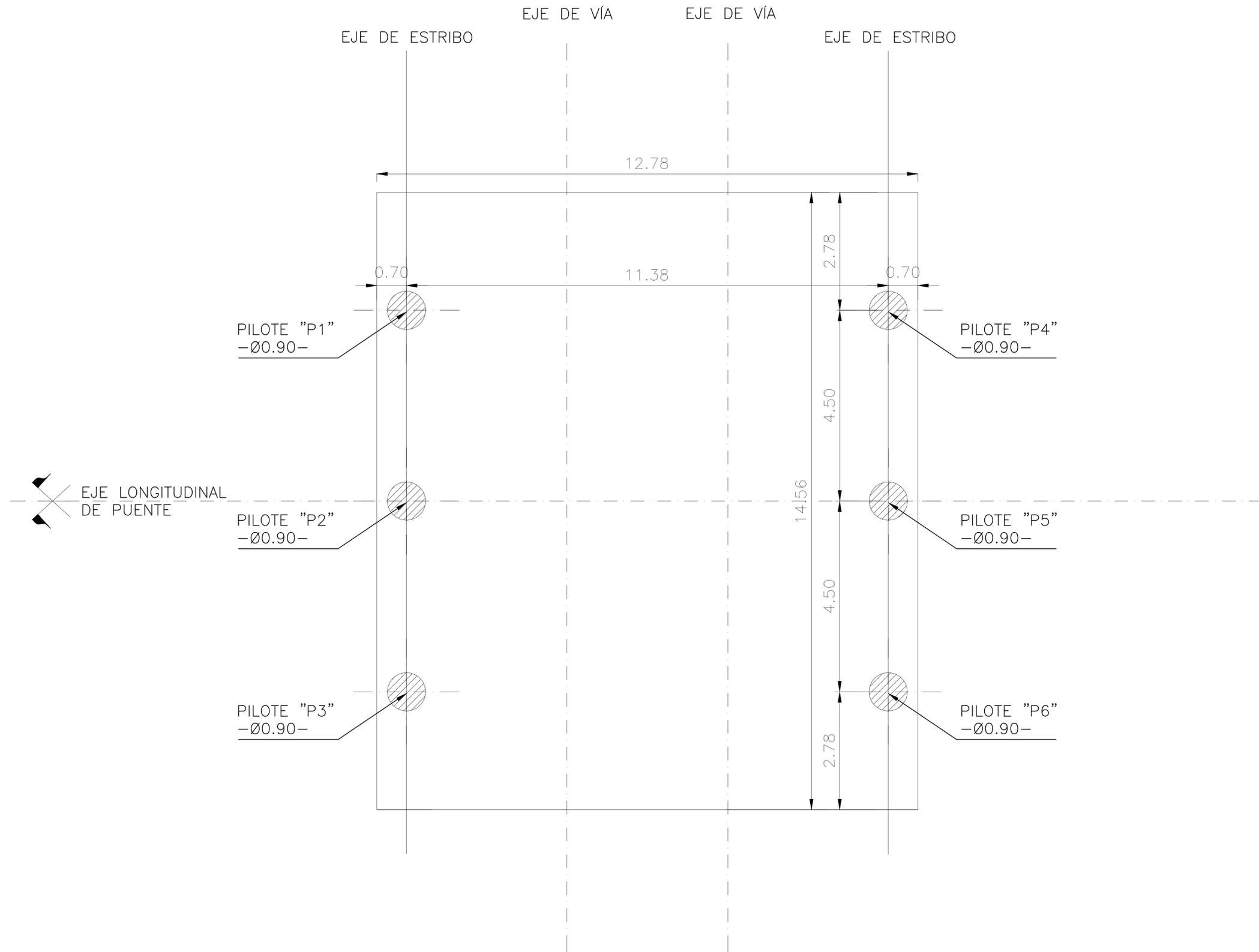
ESCALA GRAFICA 1:75  
 1.5m 0 1.5 3m



CÁTEDRA: Trabajo Final		Facultad de Ingeniería	
OBRA: ANTEPROYECTO PASO A DISTINTO NIVEL SOBRE FFCC -RN N°95			
Integrantes: Bernaola Picca, Fernando LU: 16.188			
Leiva, Pedro Alejandro LU: 19.262			
Maga, Matias Alejandro LU: 18.671			
Escala 1:75	PLANO N° 3	PLANO GENERAL 1	AÑO: 2022

# PLANTA

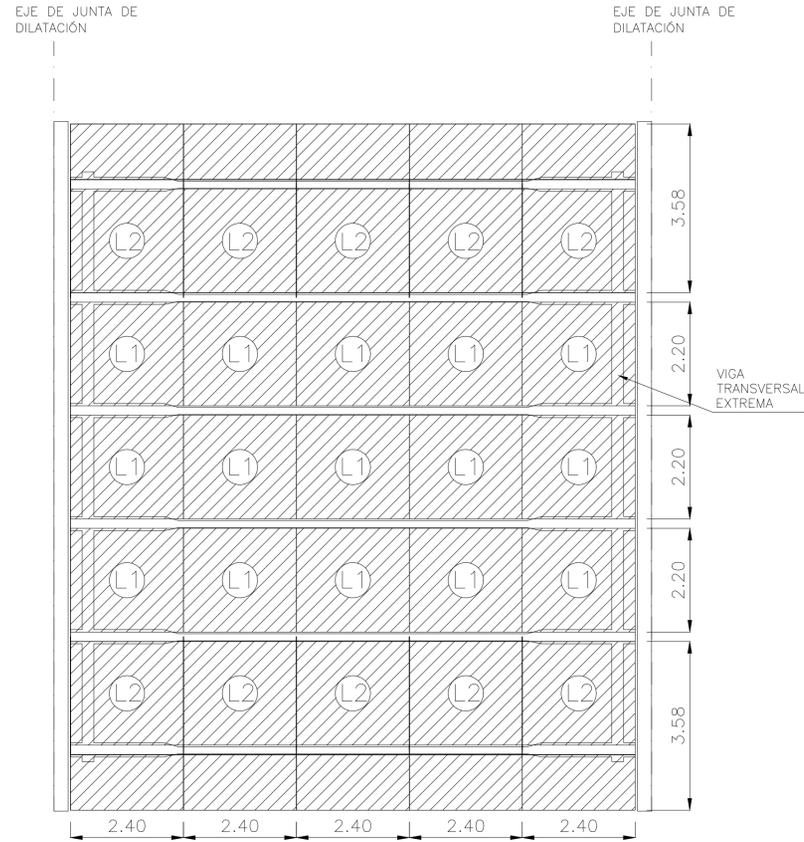
## ESCALA: 1:50



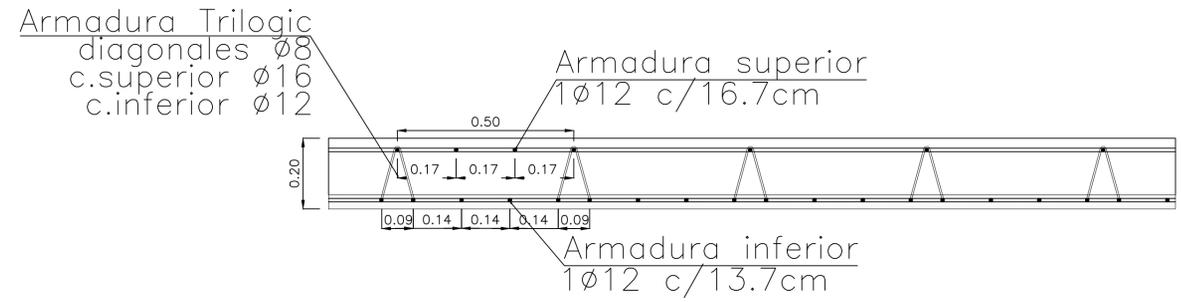
ESCALA GRAFICA 1:100  
 2m 0 2 4m

	CÁTEDRA: Trabajo Final		Facultad de Ingeniería	
	OBRA: "ANTEPROYECTO PASO A DISTINTO NIVEL SOBRE FFCC -RN N°95"			
	Integrantes: Bernaola Picca, Fernando LU: 16.188		Leiva, Pedro Alejandro LU: 19.262	
Maga, Matias Alejandro LU: 18.671		REFUNTEO DE FUNDACIONES		
Escala 1: 100	PLANO N° 4	AÑO: 2022		

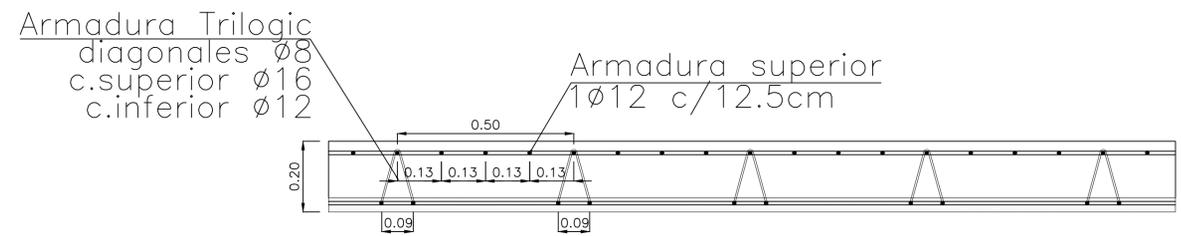
**PLANTA**  
ESCALA: 1:75



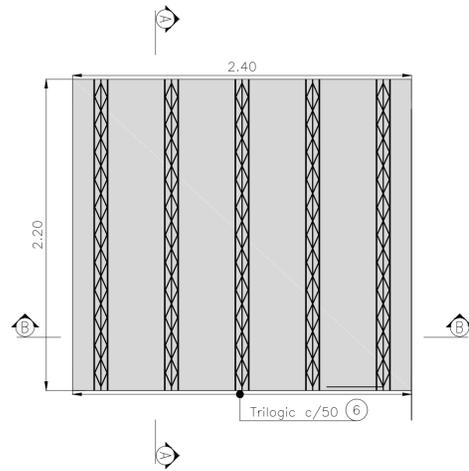
**CORTE A-A**  
ESCALA: 1:10



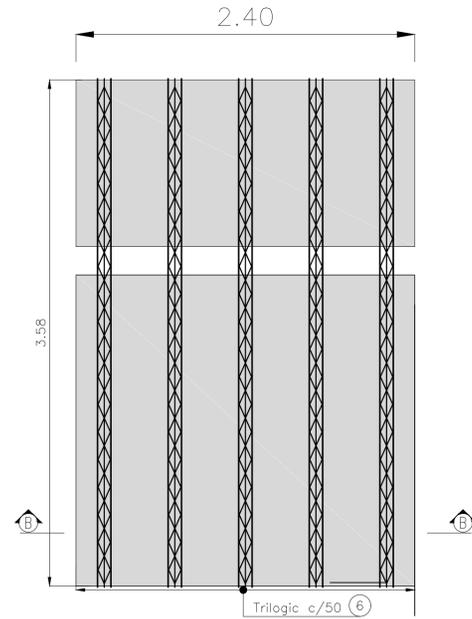
**CORTE B-B**  
ESCALA: 1:10



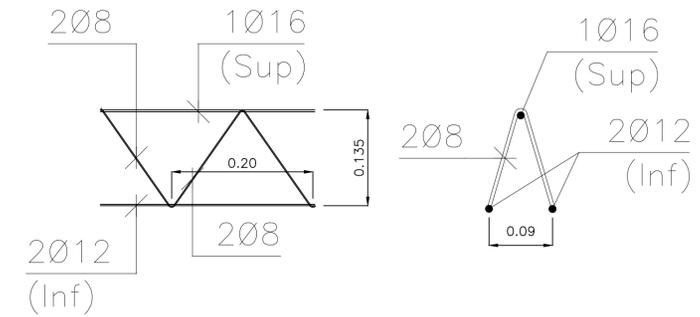
**PRELOSA "L1"**  
ESCALA: 1:25



**PRELOSA "L2"**  
ESCALA: 1:25

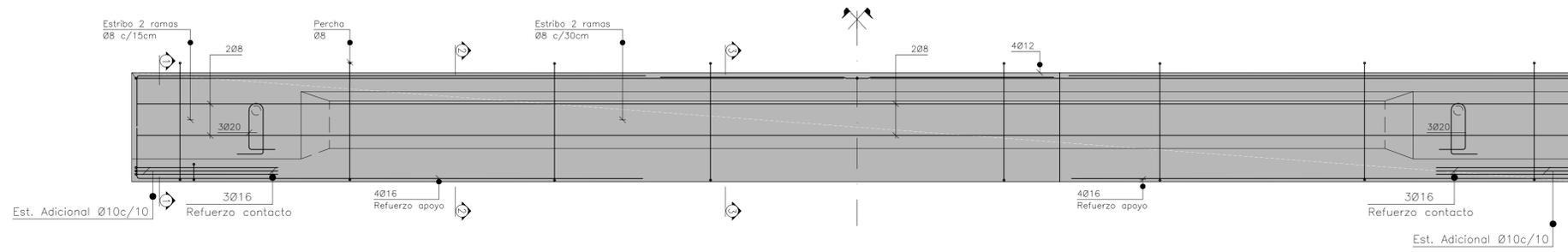


**DETALLE ARMADURA DE TRILOGIC**  
ESCALA: 1:20

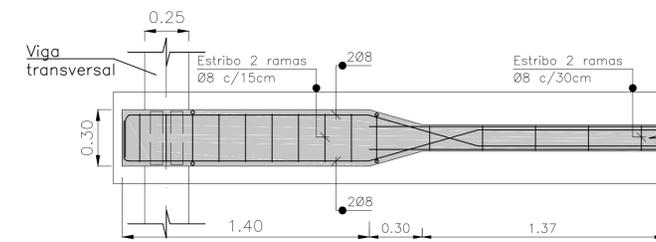


CÁTEDRA: Trabajo Final		Facultad de Ingeniería	
OBRA: "ANTEPROYECTO PASO A DISTINTO NIVEL SOBRE FFCC -RN N°95"			
Integrantes: Bernaola Picca, Fernando LU: 16.188		Leiva, Pedro Alejandro LU: 19.262	
Mega, Matías Alejandro LU: 18.671			
Escala S/D	PLANO N° 5	PLANO PRELOSAS DE TABLERO	AÑO: 2022

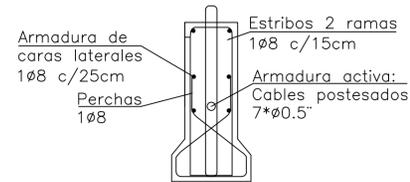
**VISTA LATERAL - ARMADURA**  
**ESCALA: 1:25**



**DETALLE APOYO**  
**ESCALA: 1:20**

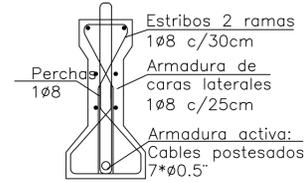


**CORTE 1-1**  
**ESCALA: 1:20**



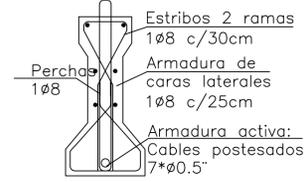
**SECCIÓN APOYO**

**CORTE 2-2**  
**ESCALA: 1:20**



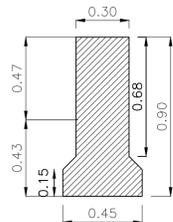
**SECCIÓN TRAMO**

**CORTE 3-3**  
**ESCALA: 1:20**

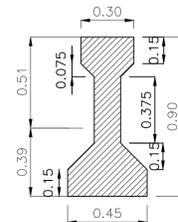


**SECCIÓN TRAMO**

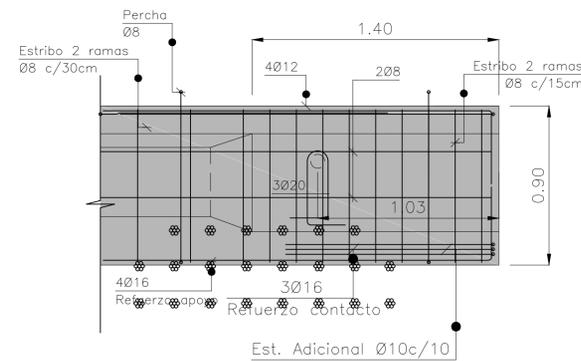
**CORTE 1-1**  
**ESCALA: 1:20**



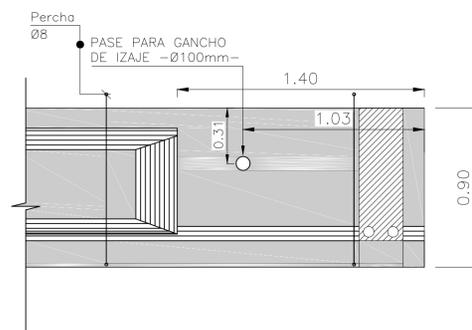
**CORTE 2-2**  
**ESCALA: 1:20**



**DETALLE APOYO**  
**ESCALA: 1:20**

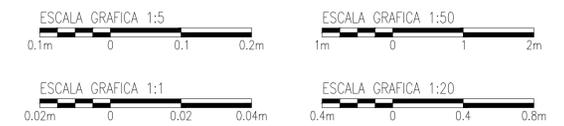


**DETALLE APOYO**  
**ESCALA: 1:20**



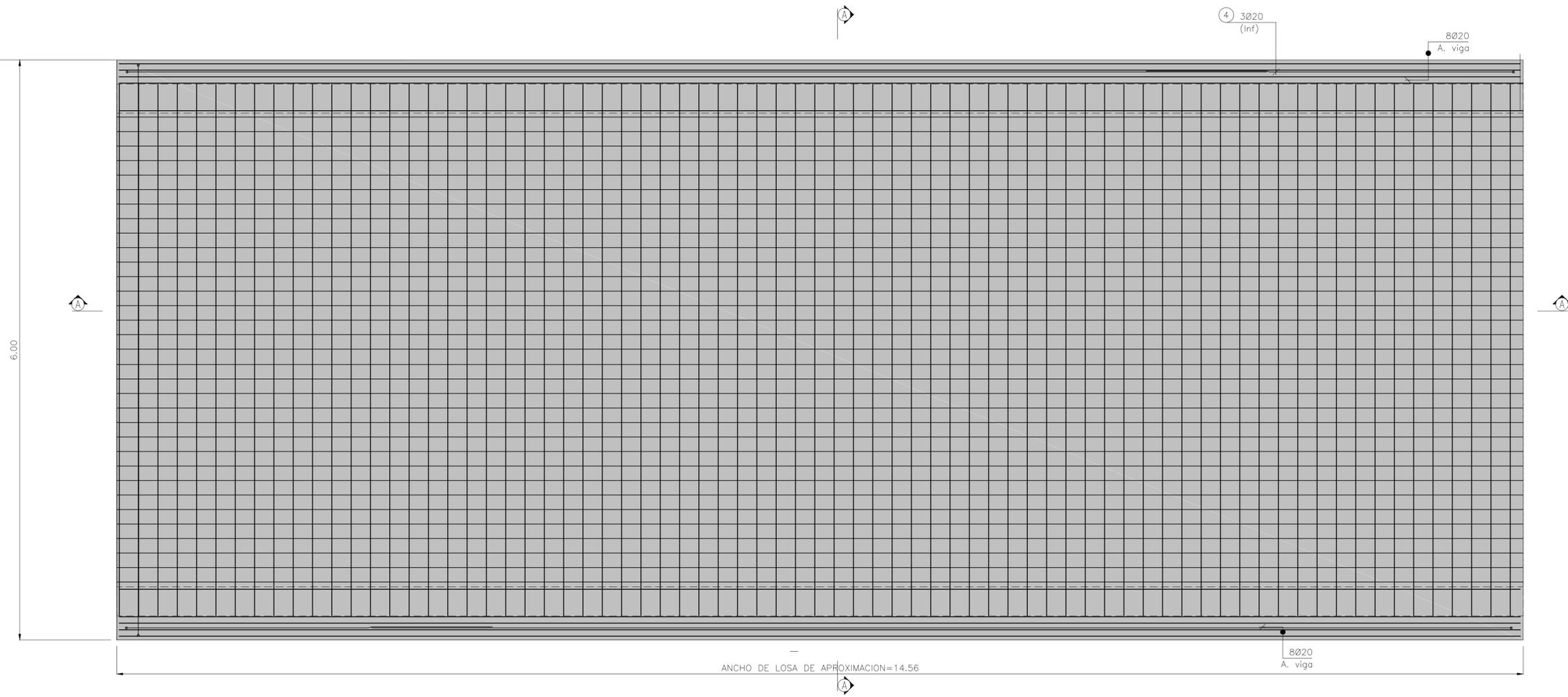
**MATERIALES:**

HORMIGÓN PARA VIGAS PRETENSADAS: H-35 DE  $\sigma_{bk}=350\text{kg/cm}^2$   
 ACERO PARA HORMIGÓN ARMADO: ADN-420 DE  $\beta_s=4200\text{kg/cm}^2$   
 ACERO PARA PRETENSADO:  $\beta_s=17000\text{kg/cm}^2$   
 RECUBRIMIENTO EN GENERAL: 3cm

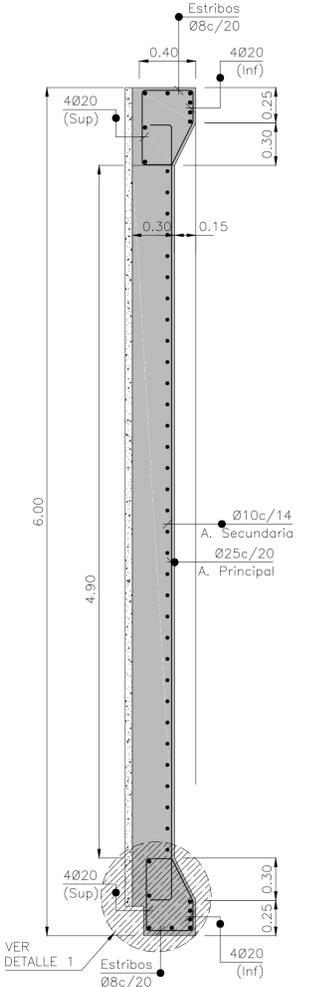


	CÁTEDRA: Trabajo Final		Facultad de Ingeniería
	OBRA: "ANTEPROYECTO PASO A DISTINTO NIVEL SOBRE FFCC -RN N°95" Integrantes: Bernaola Picca, Fernando LU: 16.188 Leiva, Pedro Alejandro LU: 19.262 Meza, Matías Alejandro LU: 18.671		
Escala: S/D	PLANO N° 6	PLANO VIGA PRINCIPAL ARMADURAS	AÑO: 2022

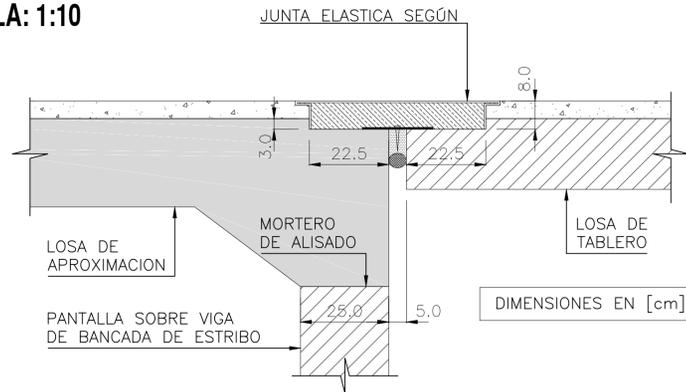
**PLANTA**  
ESCALA: 1:25



**CORTE A-A**  
ESCALA: 1:25



**DETALLE 1**  
ESCALA: 1:10

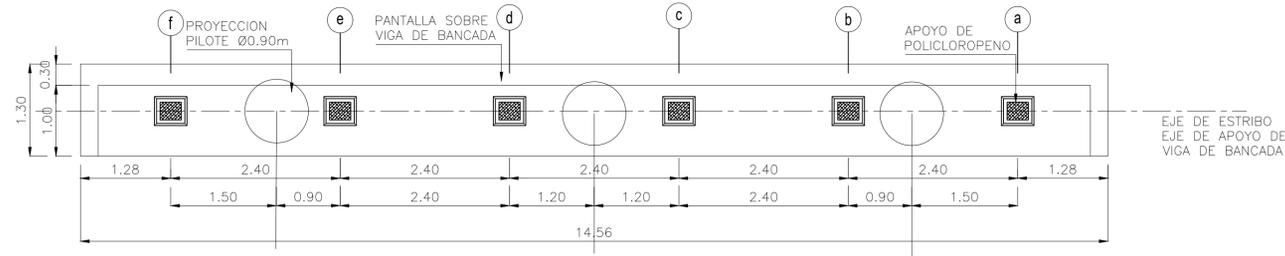


**MATERIALES:**  
 HORMIGÓN: H-21 DE  $\sigma_{bk}=210\text{kg/cm}^2$   
 ACERO PARA HORMIGÓN ARMADO: ADN-420 DE  $\beta_s=4200\text{kg/cm}^2$   
 RECUBRIMIENTO: 4.0cm

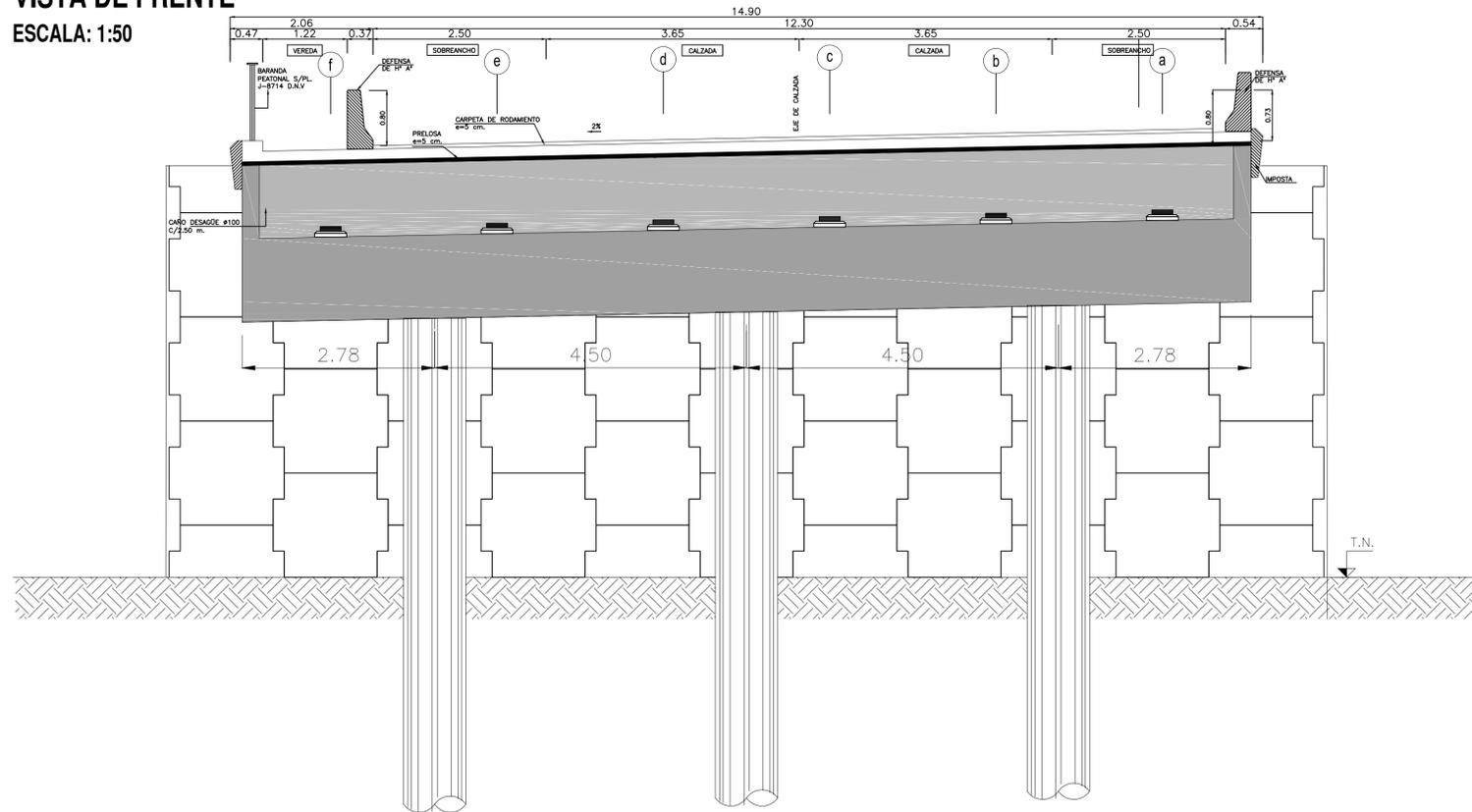


	CÁTEDRA: Trabajo Final		Facultad de Ingeniería	
	OBRA: "ANTEPROYECTO PASO A DISTINTO NIVEL SOBRE FFCC -RN N°95"			
	Integrantes: Bernaola Picca, Fernando LU: 16.188		Leiva, Pedro Alejandro LU: 19.262	
Mega, Matias Alejandro LU: 18.671		PLANO LOSA DE APROXIMACION		AÑO: 2022
Escala: S/D	PLANO N° 7			

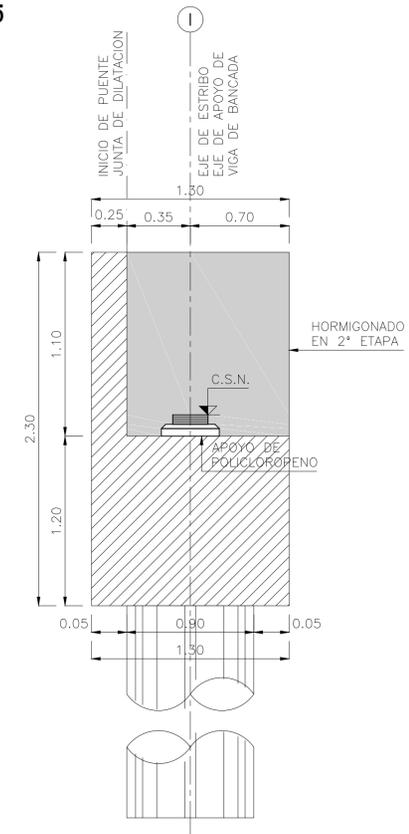
**PLANTA**  
ESCALA: 1:50



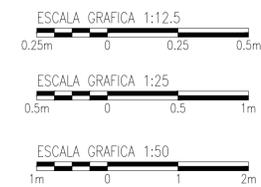
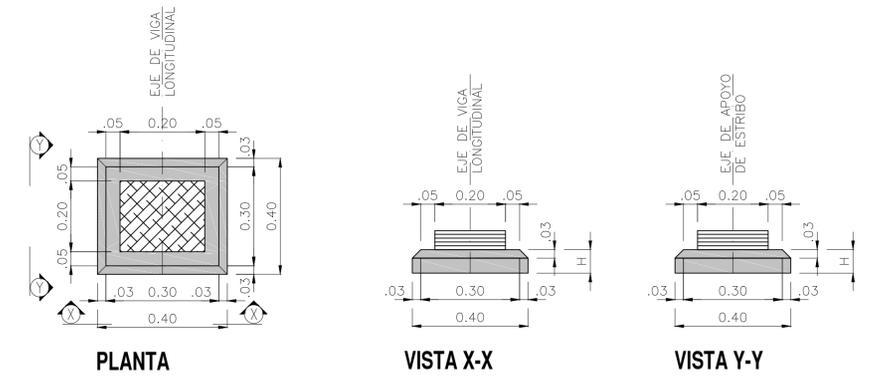
**VISTA DE FRENTE**  
ESCALA: 1:50



**DETALLE APOYO**  
ESCALA: 1:25



**DADO PARA APOYO DE POLICLOROPENO**  
ESCALA: 1:12.5

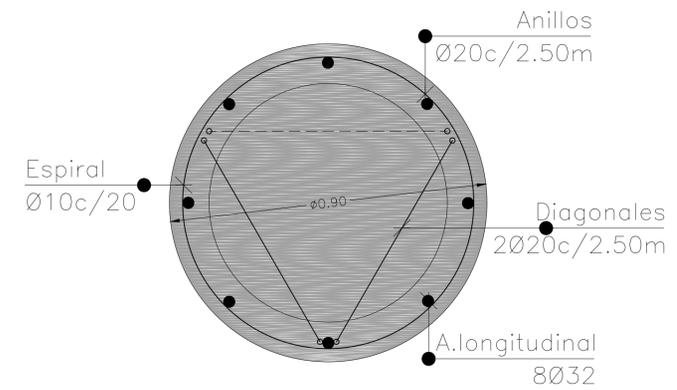
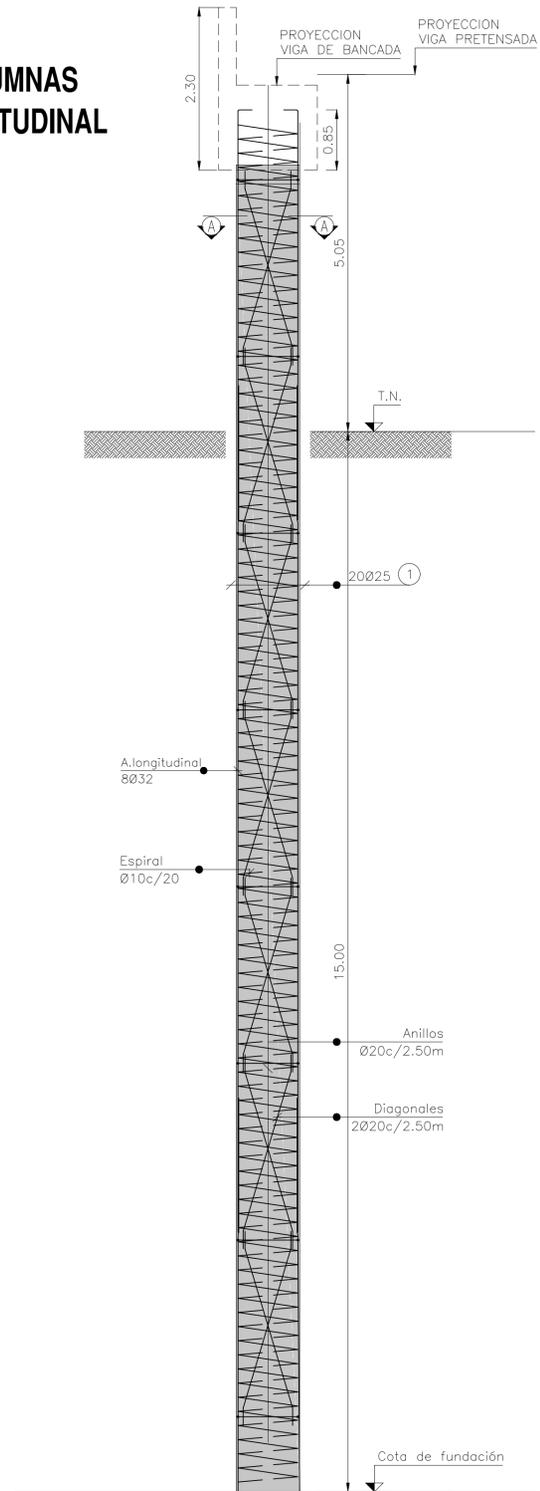


**MATERIALES:**  
HORMIGÓN: H-21 DE  $\sigma_{bk}=210\text{kg/cm}^2$   
ACERO PARA HORMIGÓN ARMADO: ADN-420 DE  $\beta_s=4200\text{kg/cm}^2$   
RECUBRIMIENTO EN GENERAL: 2.5cm  
RECUBRIMIENTO EN FUNDACIONES: 5.0cm



CÁTEDRA: Trabajo Final		Facultad de Ingeniería	
OBRA: "ANTEPROYECTO PASO A DISTINTO NIVEL SOBRE FFCC -RN N°95"			
Integrantes: Bernoala Picca, Fernando LU: 16.188			
Leiva, Pedro Alejandro LU: 19.262			
Mega, Matías Alejandro LU: 18.671			
Escala S/D	PLANO N° 8	PLANO ESTRIBOS	AÑO: 2022

**PILOTE/COLUMNAS**  
**VISTA LONGITUDINAL**  
**ESCALA: 1:50**



**CORTE A-A**  
**ESCALA: 1:10**



CÁTEDRA: Trabajo Final Facultad de Ingeniería

OBRA: "ANTEPROYECTO PASO A DISTINTO NIVEL SOBRE FFCC -RN N°95"

Integrantes: Bernaola Picca, Fernando LU: 16.188

Leiva, Pedro Alejandro LU: 19.262

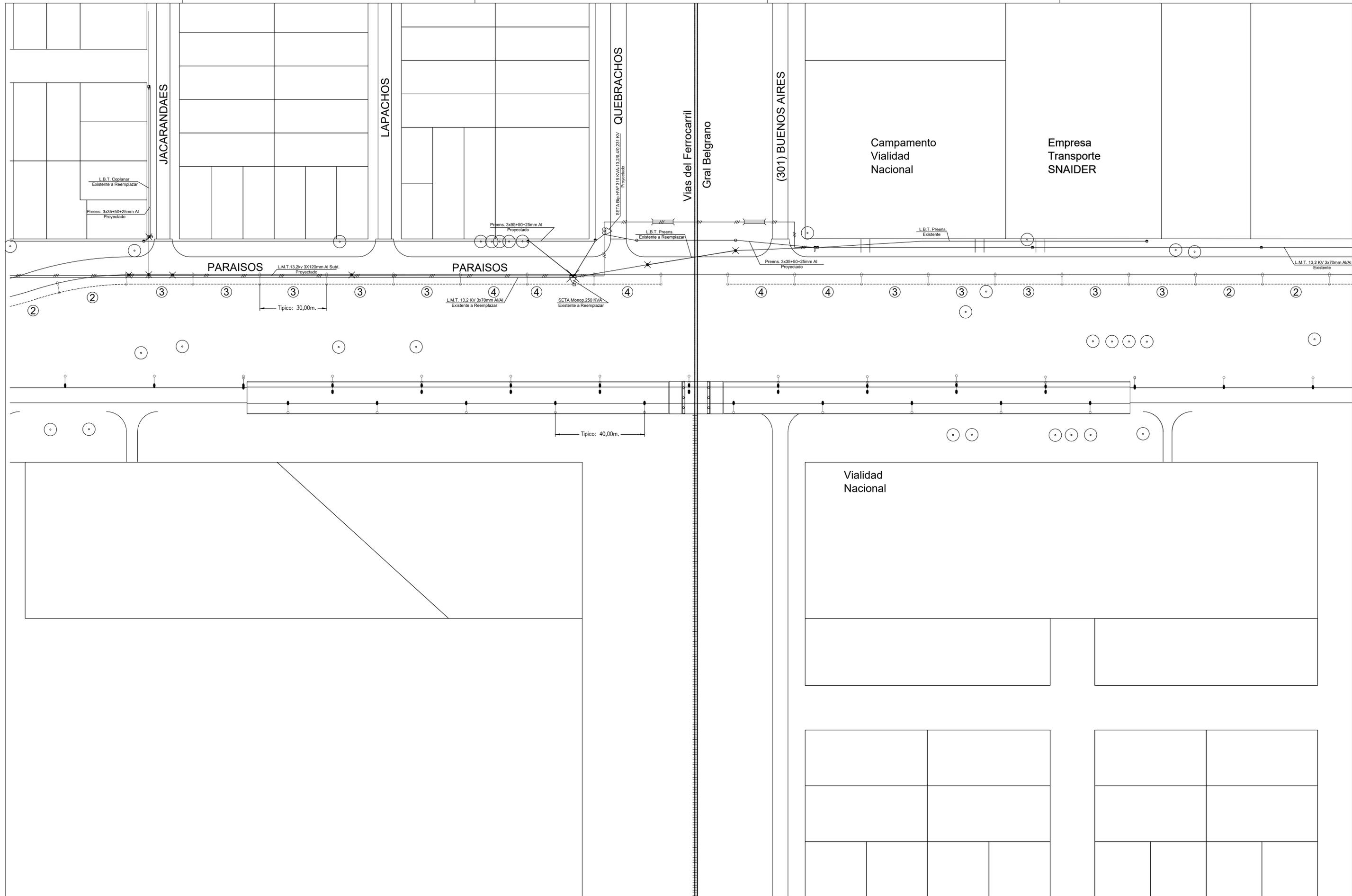
Mega, Matias Alejandro LU: 18.671

Escala: S/D

PLANO N° 9

PLANO PILOTES

AÑO: 2022



- REFERENCIAS**
- Columna de Brazo Simple Existente
  - Columnas a retirar
  - Columnas Proyectadas 9m 250W
  - Columnas Proyectadas 12m 250W

- ② Cable Subterráneo: Cable Subterráneo 4x10mm<sup>2</sup>
- ③ Cable Subterráneo 4x6mm<sup>2</sup>
- ④ Cable Subterráneo 4x4 mm<sup>2</sup>
- Líneas de Baja Tensión Proyectada

- △ Líneas de Baja y Media Tensión Existentes a Desmantelar
- ⊖ Columna de H<sup>º</sup>A<sup>º</sup> Proyectada
- Columna de H<sup>º</sup>A<sup>º</sup> Existente
- ⊕ Poste Existente
- Líneas de Media Tensión Proyectada

- Líneas de Media Tensión Subterránea Proyectada
- Líneas de Baja y Media Tensión Existentes
- ⊖ SETA Biposte H<sup>º</sup>A<sup>º</sup> Existente
- ⊖ SETA Biposte H<sup>º</sup>A<sup>º</sup> Proyectada

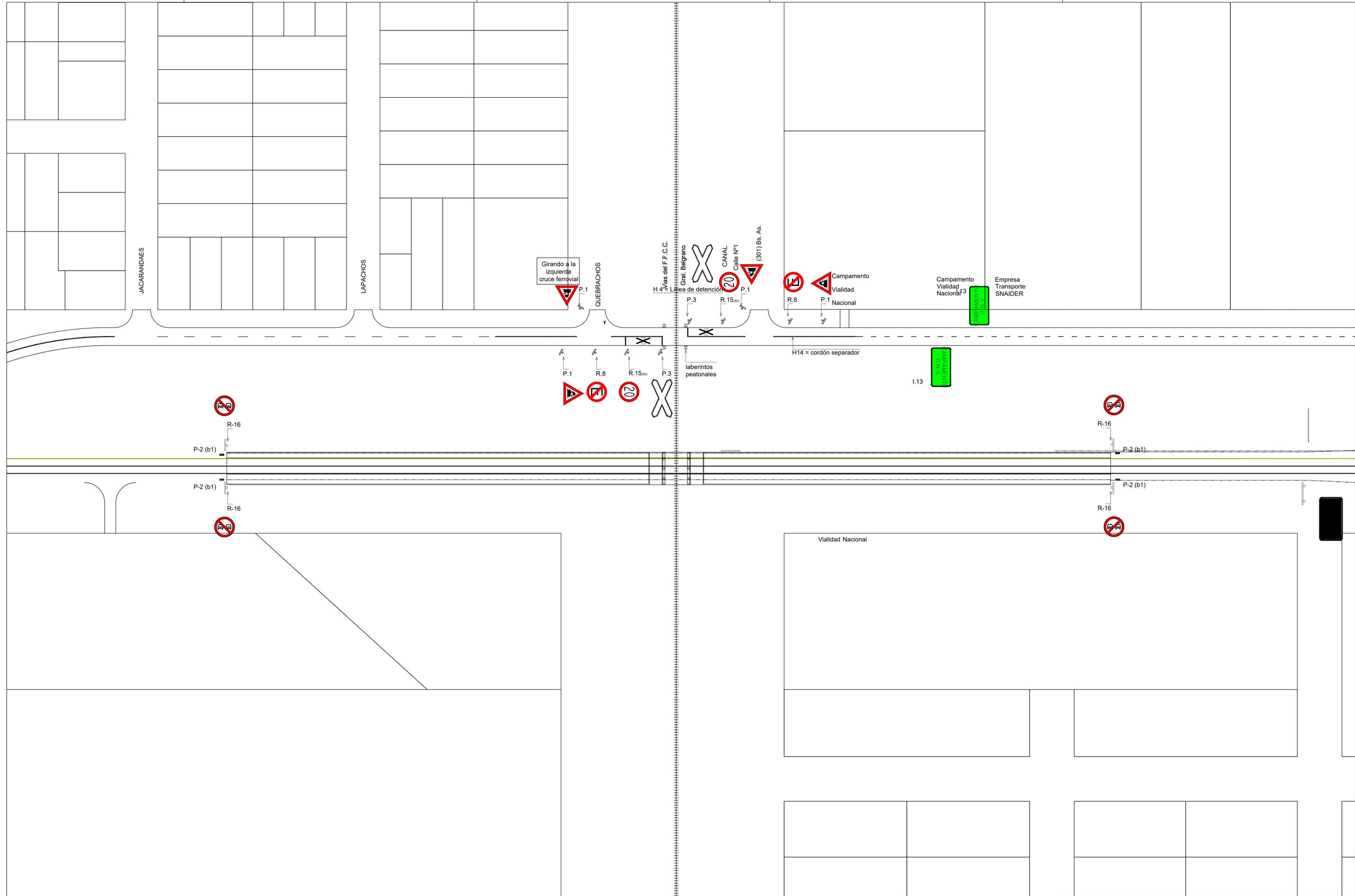
Columnas en colectora. De 9 mts de altura libre y brazo simple 2.00m. 250W SAP super  
Total proy: 161 u + 1 impr

Columnas en RN o en Intersección. De 12 mts de altura libre y brazo simple 2.50m. 250W SAP super  
Total proy: 93 u + 1 impr

Sub Estación Transformadora 1. 15.5 kVA.  
Total proy: 6 u



CÁTEDRA: Trabajo Final		Facultad de Ingeniería	
OBRA: "ANTEPROYECTO PASO A DISTINTO NIVEL SOBRE FFCC -RN Nº95"			
Integrantes: Bernaola Picca, Fernando LU: 16.188		Leiva, Pedro Alejandro LU: 19.262	
Mega, Matías Alejandro LU: 18.671			
Escala 1: 750	PLANO Nº 10	PLANO ILUMINACIÓN E INFRAESTRUCTURA	AÑO: 2022



## ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARTICULARES

### Contenido

ARTÍCULO 01. PILOTES DE HORMIGÓN ARMADO MOLDEADOS “IN SITU” .....	2
ARTÍCULO 02. HORMIGÓN DE PIEDRA ARMADO CLASE H-30, COLOCADO, EXCLUÍDA LA ARMADURA.....	3
ARTÍCULO 03. HORMIGÓN DE PIEDRA ARMADO CLASE H-35, COLOCADO, EXCLUÍDA LA ARMADURA.....	4
ARTÍCULO 04. APOYOS DE NEOPRENO, COLOCADOS.....	5
ARTÍCULO 05. ACERO ESPECIAL T-500 PARA ARMADURA TIPO TRILOGIC DE PRELOSAS, COLOCADO.....	6
ARTÍCULO 06. ACERO ESPECIAL PARA HORMIGÓN PRETENSADO, SISTEMA DE PRETENSADO E INYECCIÓN DE VAINAS .....	7
ARTÍCULO 07. TERRAPLEN CON COMPACTACION ESPECIAL.....	11
ARTÍCULO 08. BARANDA METÁLICA CINCADA PARA DEFENSA VEHICULAR EN ACCESOS S/ PLANO H-10237 .....	11
ARTÍCULO 09. TRASLADO Y MONTAJE DE VIGAS PREMOLDEADAS .....	11
ARTÍCULO 10. INVESTIGACIÓN DE PILOTES POR MÉTODOS NO DESTRUCTIVOS (SÓNICO) .....	12
ARTÍCULO 11. TERRAPLENES ARMADOS .....	14
ARTÍCULO 12. MATERIALES ESPECIALES PARA TERRAPLENES DE SUELOS MECANICAMENTE ESTABLES .....	16
ARTÍCULO 13. ESCAMAS DE HORMIGÓN PARA TERRAPLENES DE SUELOS MECANICAMENTE ESTABLES .....	19
ARTÍCULO 14. GESTIÓN AMBIENTAL .....	20

## **ARTÍCULO 01. PILOTES DE HORMIGÓN ARMADO MOLDEADOS “IN SITU”**

La presente complementa la especificación de la SECCIÓN I.II PILOTES EXCAVADOS HORMIGONADOS “IN SITU” del PLIEGO DE ESPECIFICACIONES TÉCNICAS GENERALES, Edición 1998 de la D.N.V., la cual continúa como válida, siempre que no contradiga lo aquí establecido.

### **HORMIGÓN ARMADO**

Cumplirá con lo establecido en la Sección H.II. “Hormigones de cemento Pórtland para obras de arte”

El hormigón será del tipo H-21 (resistencia característica a la edad de 28 días o  $f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$ ) con un contenido mínimo de 380 Kg. de cemento por metro cúbico.

El hormigón de los pilotes será elaborado con cemento Pórtland Tipo ARS y deberá ser dosificado adecuadamente conforme a lo especificado en la Sección H.II “Hormigones de cemento Pórtland para obras de arte” y el Reglamento Cirsoc 201.

Para la construcción de los pilotes, es de aplicación el uso de lodo bentonítico, siendo recomendable para los primeros 4 a 6 metros, el uso de un sistema de encamisado metálico (recuperable, siendo su espesor mínimo no inferior a 8 mm. Las armaduras de los pilotes tendrán un recubrimiento mínimo de 4 cm.

## **ARTÍCULO 02. HORMIGÓN DE PIEDRA ARMADO CLASE H-30, COLOCADO, EXCLUÍDA LA ARMADURA**

La presente complementa la especificación de la SECCIÓN H.II HORMIGONES DE CEMENTO PORTLAND PARA OBRAS DE ARTE del PLIEGO DE ESPECIFICACIONES TÉCNICAS GENERALES, Edición 1998 de la D.N.V., la cual continúa como válida, siempre que no contradiga lo aquí establecido.

### Descripción

El hormigón correspondiente a este ítem, es el pertinente para la ejecución de vigas secundarias y prelasas; responderá a lo exigido en las especificaciones técnicas del CIRSOC, con una resistencia del hormigón de  $\text{Sigma}_{bk} = 300 \text{ kg/cm}^2$ , siendo  $b_k$  la resistencia característica a los 28 días sobre probetas cilíndricas de 15 cm. diámetro y 30 cm de altura, curadas en agua a 20° C de temperatura.

Generalidades: El concepto estructural del proyecto tiende a lograr una estructura conservativa que otorgue una importante durabilidad. El contratista deberá mantener ese criterio para lograr este importante objetivo.

El contratista deberá contar con la asistencia técnica de un Laboratorio especializado en Tecnología del hormigón de reconocida capacidad para las siguientes tareas:

- a) Verificación de aptitud de los materiales necesarios para los diferentes tipos de hormigones que integran la obra, incluyendo la super - estructura, infraestructura, etc.
- b) Verificación de la composición de mezclas de los distintos tipos de hormigones.
- c) Durante los días de hormigonado, personal técnico del Laboratorio, realizará en obra tareas relativas al control de aceptación y de producción, se extraerán durante toda la jornada, muestras de hormigón con una frecuencia que se establecerá en función del volumen producido y colocado en obra para determinar:

— Asentamiento (IRAM 1536):

— Contenido de aire (IRAM 1562);

— Temperatura del hormigón en el momento de su colocación en los encofrados;

— Y el moldeo de probetas cilíndricas normales para determinar propiedades en el estado endurecido.

### **ARTÍCULO 03. HORMIGÓN DE PIEDRA ARMADO CLASE H-35, COLOCADO, EXCLUÍDA LA ARMADURA**

La presente complementa la especificación de la SECCIÓN H.II HORMIGONES DE CEMENTO PORTLAND PARA OBRAS DE ARTE del PLIEGO DE ESPECIFICACIONES TÉCNICAS GENERALES, Edición 1998 de la D.N.V., la cual continúa como válida, siempre que no contradiga lo aquí establecido.

#### Descripción

El hormigón correspondiente a este ítem, es el pertinente para la ejecución de vigas pretensadas; responderá a lo exigido en las especificaciones técnicas del CIRSOC, con una resistencia del hormigón de Sigma  $b_k = 350 \text{ kg/cm}^2$ , siendo  $b_k$  la resistencia característica a los 28 días sobre probetas cilíndricas de 15 cm. diámetro y 30 cm de altura, curadas en agua a 20° C de temperatura.

Generalidades: El concepto estructural del proyecto tiende a lograr una estructura conservativa que otorgue una importante durabilidad. El contratista deberá mantener ese criterio para lograr este importante objetivo.

El contratista deberá contar con la asistencia técnica de un Laboratorio especializado en Tecnología del hormigón de reconocida capacidad para las siguientes tareas:

- d) Verificación de aptitud de los materiales necesarios para los diferentes tipos de hormigones que integran la obra, incluyendo la super - estructura, infraestructura, etc.
- e) Verificación de la composición de mezclas de los distintos tipos de hormigones.
- f) Durante los días de hormigonado, personal técnico del Laboratorio, realizará en obra tareas relativas al control de aceptación y de producción, se extraerán durante toda la jornada, muestras de hormigón con una frecuencia que se establecerá en función del volumen producido y colocado en obra para determinar:

— Asentamiento (IRAM 1536):

— Contenido de aire (IRAM 1562);

— Temperatura del hormigón en el momento de su colocación en los encofrados;

— Y el moldeo de probetas cilíndricas normales para determinar propiedades en el estado endurecido.

## ARTÍCULO 04. APOYOS DE NEOPRENO, COLOCADOS

### 1.- DESCRIPCION.

Cada unidad de apoyo está constituida por placas de policloropreno intercaladas con chapas de acero. La perfecta adherencia de policloropreno y chapas de acero se logrará mediante un proceso de vulcanización en todo el conjunto. La composición, dimensiones y características de las unidades de apoyo responderán a lo indicado en los planos.

### 2.- COLOCACION.

Cada unidad deberá colocarse sobre una superficie perfectamente plana y horizontal. Para conseguir con precisión estas condiciones se ha previsto la construcción de dados de apoyo en dinteles de pilares o bancadas de estribo los que se terminarán, en la zona de contacto con las unidades de apoyo, con un mortero de cemento (cemento 1 - arena gruesa 2) sobre el cual se aplicarán las unidades de apoyo estando aun fresco este mortero, de modo de lograr la superficie requerida.

### 3.- ENSAYOS PARA LA RECEPCION.

El compuesto de neopreno deberá responder a las exigencias indicadas a continuación:

#### 3. 1.- Propiedades físicas originales:

a) Dureza Shore (IRAM 113-003): 60 + 5 b Resistencia a la tracción (IRAM 113-004): min. 17,5 MPa c) Alargamiento de la rotura: mín. 350 %.

#### 3.2.- Comportamiento bajo envejecimiento acelerado:

Calentamiento en estufa a 1000 C durante 70 horas.

a) Variación de la dureza SHORE (IRAM 113-003/005): Máx.15

b) Variación de la Resistencia a la Tracción (IRAM 113-005): Máx.: 15%

c) Modificación de alargamiento a rotura (IRAM 113-004): más. 40

#### 3.3.- Deformación por compresión:

Después de 24 horas a 100°C (IRAM 113-010-MET.B):máx. 35

#### 3.4.- Resistencia al ozono:

Para una concentración de 1 ppm en volumen de aire, a una deformación del 20 % durante 100 horas a 380 C +/-1°C: NO SE AGRIETARA.

3.5.- Fragilidad:

A 40°C (IRAM 113-013): NO PRESENTARA FRACTURAS NI GRIETAS.

3.6.- Envejecimiento en aceite:

Durante 72 horas a 1000 C (IRAM 113-012). -máx 120 %; mín.40%.

4.- UNION VULCANIZADA.

El valor mínimo de la fuerza de adhesión entre caucho y acero será verificado según Norma IRAM 113-017-A.

## **ARTÍCULO 05. ACERO ESPECIAL T-500 PARA ARMADURA TIPO TRILOGIC DE PRELOSAS, COLOCADO**

### DESCRIPCIÓN

Comprende este ítem el suministro, provisión y transporte del acero especial T-500 para armadura tipo Trilogic de Prelosas, que constituyen el encofrado perdido de la losa de tablero. El Trilogic es una viga reticulada electrosoldada de acero formada por un (1) alambre longitudinal superior y dos (2) inferiores, todos de conformación nervurada, separados entre sí por una distancia definida por dos (2) estribos continuos de alambre liso en forma de zigzag, ubicados a ambos lados de la estructura y soldados en todos los encuentros. El Trilogic es una estructura reticulada capaz de absorber los esfuerzos de flexión que se presentan en los premoldeados. Los alambres longitudinales superiores colaboran como armadura resistente para tomar el momento flector negativo. Los alambres de las diagonales proporcionan armadura de corte, sirven como conectores de corte en la junta entre el HORMIGON premoldeado y el HORMIGON "in-situ". Los alambres longitudinales inferiores colaboran como armadura resistente para tomar el momento flector positivo. Comprende también el manipuleo, la preparación y su colocación en las distintas prelosaspremoldeadas, el corte, doblado y ataduras, como así toda tarea necesaria para su correcta colocación, según los planos de detalle respectivos y a las órdenes emanadas de la Inspección de Obra.

### MATERIALES

Armaduras: Serán de acero tipo T-500, según norma IRAM-IAS U500-26 con un límite de fluencia característico de 5000kg/cm<sup>2</sup>. Las longitudes de corte deberán ser múltiplos de 0.10m.

## **ARTÍCULO 06. ACERO ESPECIAL PARA HORMIGÓN PRETENSADO, SISTEMA DE PRETENSADO E INYECCIÓN DE VAINAS**

### MATERIALES

Deberán cumplir con las características especificadas en los planos.

La armadura activa (armadura para la precompresión), deberá cumplir, como mínimo:

Tensión característica de rotura a la tracción:  $B_{z} \geq 19.000 \text{ kg/cm}^2$ . para alambres y cordones, y de baja relajación.

Plan de Tesado. El Contratista deberá presentar un plan de tesado en el que se indiquen las etapas del mismo, el orden en que se tesarán los diversos elementos tensores, los valores de los esfuerzos a aplicar en cada uno de ellos y todo otro elemento de referencia que permita el control del proceso.

Además, se deberán indicar las características de los equipos de aplicación de los esfuerzos y de los elementos de medición de los mismos, de modo que quede claramente expuesta la correspondencia entre las lecturas y los esfuerzos alcanzados en todo instante de la operación. Dicho plan de tesado deberá ser previamente sometido a la aprobación de la inspección.

Personal: El suministro de los tensores de pretensado con sus accesorios para la ejecución de los trabajos de pretensado (tesado e inyección) deberá quedar a cargo de personal experimentado.

El Contratista está obligado a mantener en obra a un técnico especializado en el sistema de pretensado empleado. Dicho técnico supervisará los trabajos y prestará toda la ayuda que le sea requerida por la Supervisión.

Vainas: Las vainas destinadas a alojar los tensores de pretensado estarán constituidas por tubos de suficiente rigidez para mantener su forma durante su manipuleo, transporte, colocación y hormigonado. Preferentemente serán de fleje de acero corrugado, aunque también podrán ser de materiales plásticos. Expresamente se prohíbe el uso de tubos de aluminio.

Serán estancas y capaces de evitar el ingreso de agua y de la pasta de cemento del hormigón, durante el llenado de los encofrados.

La sección y alineación de las vainas permitirán el enhebrado y movimientos de los cables dentro de ellas, como también el llenado mediante la pasta de inyección. El diámetro interior de las vainas será como mínimo 10 mm. mayor que el diámetro nominal del cable, barra o alambre simple según corresponda. Para elementos múltiples, el área interior de la vaina será igual ó mayor que el doble del área neta del cable que contiene.

Estarán sujetas mediante elementos adecuados que permitan conservar sus posiciones durante el llenado y compactación del hormigón. La distancia entre los elementos de sostén será tal, que no dé lugar a la formación de curvaturas adicionales entre puntos fijos, debido al peso de las vainas de los cables colocados en su interior. Para vainas metálicas corrugadas, la separación longitudinal entre elementos de sostén no será superior a un (1) metro. Para vainas de otros materiales más flexibles, se disminuirá la distancia entre elementos de sostén en forma adecuada.

Las vainas estarán provistas de aberturas en sus extremos y de orificios de inyección. También estarán provistos de orificios de ventilación en los puntos superiores y de drenaje en los puntos inferiores, de diámetros no menores de 12 mm. a lo largo de las mismas.

Los distintos tramos se vincularán por medio de manguitos para asegurar la continuidad y la estanqueidad de las vainas.

Inyección de vainas de tensores de pretensado: Para ejecutar la inyección de las vainas deberá cumplirse con lo establecido en el Capítulo 27 "Hormigón Pretensado - Inyección de Vainas" del CIRSOC 201.

En el caso de los elementos post-tesados, una vez aplicados los esfuerzos, se procederá a inyectar la pasta o el mortero en las vainas que alojan a las armaduras.

Antes de iniciar la inyección, la inspección deberá haber observado y aprobado el abastecimiento de agua a presión necesaria para ejecutar las operaciones de limpieza y que ésta sea apta. El aire comprimido que se emplee estará libre de aceite y grasas.

Las vainas se limpiarán mediante chorros de agua a presión, hasta eliminar totalmente todo resto de sustancias extrañas u otras que puedan dificultar la adherencia con el mortero o interferir con el proceso de inyección.

El lavado se interrumpirá cuando el agua que salga por el extremo de la vaina esté limpia.

A continuación, mediante chorros de aire comprimido libres de aceite, se expulsará el agua que pueda haber quedado en las vainas, hasta constatar que por los orificios ubicados en las partes bajas de aquéllas no sale más agua.

Las operaciones de lavado y expulsión del agua mediante aire comprimido, serán conducidas de manera sistemática y bajo control. Las vainas tratadas serán marcadas para evitar errores.

La inyección debe efectuarse dentro de los ocho (8) días posteriores al tesado de los cables, debiendo realizarse lo antes posible, luego del tesado final.

Al comenzar las operaciones, deberá contarse con un programa de trabajo escrito que indique a los operadores los aspectos fundamentales a respetar, la secuencia de tareas y el orden en que se inyectarán las vainas. La inyección debe efectuarse comenzando por el punto más bajo de cada vaina.

El dispositivo de bombeo de la inyección tendrá el instrumental de control necesario para apreciar la presión de inyección, con una presión de por lo menos + 1 kg/cm<sup>2</sup>.

La pasta que ingrese a la bomba será tamizada previamente por una malla de 2 mm. de abertura.

La bomba deberá estar munida de un dispositivo de seguridad que limite la presión a un máximo de 15 kg/cm<sup>2</sup>. No se permitirá el empleo de equipos de bombeo accionados por aire comprimido.

El bombeo del mortero o pasta de inyección se realizará inmediatamente después del mezclado y tamizado y podrá continuarse mientras el material de inyección tenga la consistencia adecuada. La mezcla que haya empezado a endurecer no será ablandada con agua, ni podrá emplearse para realizar la operación de inyección.

La velocidad de llenado será reducida y estará comprendida entre 6 a 12 metros por minuto, constituyendo una operación continua. Antes de iniciar el cierre de los conductos de salida deberán realizarse ensayos de fluidez, para asegurar que las características de la mezcla a la salida de la vaina son las mismas que las de la mezcla inyectada por el otro extremo.

La inyección llenará completamente los vacíos existentes entre el acero y las vainas y los elementos de anclaje. La operación se continuará hasta que por los orificios de ventilación de las vainas fluya libremente la mezcla, libre de burbujas de aire. Los orificios de ventilación se irán clausurando progresivamente en dirección de la corriente de inyección.

Cuando todos los orificios de ventilación y la abertura del extremo estén sellados, se mantendrá una presión de 5 kg/cm<sup>2</sup>. El tubo de entrada de la inyección no deberá ser obturado hasta que dicha presión permanezca estable por lo menos durante un (1) minuto y deberá cerrarse manteniendo la presión.

Durante la inyección se verificará permanentemente la evolución de la presión y el volumen de pasta consumida. Al realizar la operación se adoptarán precauciones especiales para evitar la rotura de las vainas.

En caso de taponamiento o interrupción de la inyección, se eliminará todo el material inyectado en la vaina mediante chorros de agua a presión.

Con temperaturas menores de + 5°C no se realizarán operaciones de inyección.

El hormigón que rodea a las vainas será mantenido por lo menos a una temperatura de + 8°C durante por lo menos los tres (3) días posteriores al de inyección.

Ensayos de control: Los ensayos de control servirán para comprobar si la pasta inyectada posee las características requeridas. Se extraerán muestras a la entrada y salida de las vainas.

#### A) Fluidez

Se medirá por el tiempo (en segundos) que tarda un litro de pasta en escurrir por el cono de Marsh. Los tiempos de escurrimiento deberán estar comprendidos entre 13 y 25 segundos, siendo de 13 segundos para cables muy largos y de 25 segundos para cables cortos y de gran diámetro.

Se realizará una determinación por cada 300 Kg. de cemento utilizado y, como mínimo, por cada grupo de vainas de longitud similar inyectado en cada turno de trabajo. El valor de la fluidez deberá concordar dentro de  $\pm 3$  segundos con el valor determinado a priori para cada tipo de cable, pero siempre comprendido entre los límites de 13 a 25 segundos.

#### B) Exudación

Se determinará empleando un recipiente cilíndrico de 100 mm. de diámetro interior e igual altura. No debe exceder del 2,0 % del volumen, después de 3 horas del momento de mezclado. El agua deberá reabsorberse después de 24 horas del mezclado. Se empleará el método de la Norma Española H.P. 3-73.

La expansión eventual, que se presenta cuando se emplean aditivos para tal fin, no excederá del 10,0 por ciento.

Se realizará una determinación por cada 1000 kg. de cemento y por lo menos una vez en cada turno de trabajo.

#### C) Resistencia

La pasta de inyección tendrá, a la edad de 28 días, por lo menos las siguientes resistencias medias de rotura, determinadas mediante el ensayo de prismas de 4 x 4 x 16 cm (procedimiento de la Norma IRAM 1622):

- Módulo de rotura media por flexión	40 Kg/cm <sup>2</sup>
--------------------------------------	-----------------------

- Resistencia de rotura media a compresión:	300 kg/cm <sup>2</sup>
---	------------------------

Se moldearán por lo menos tres (3) probetas prismáticas por vez. Las probetas se desmoldarán a la edad de 24 horas y luego se mantendrán sumergidas en agua hasta la edad de ensayo. El ensayo a compresión se realizará a la edad establecida.

### **ARTÍCULO 07. TERRAPLEN CON COMPACTACION ESPECIAL**

Rige lo establecido para en la Sección B.III Terraplenes del Pliego de Especificaciones Técnicas Generales de la Dirección Nacional de Vialidad Edición 1.998

### **ARTÍCULO 08. BARANDA METÁLICA CINCADA PARA DEFENSA VEHICULAR EN ACCESOS S/ PLANO H-10237**

Rige para este caso, en general, lo establecido en la Sección F.I del Pliego de Especificaciones Técnicas Generales – Edición 1998.-

#### **I.- DESCRIPCIÓN:**

Consiste en la provisión y colocación de barandas metálicas cincada de defensa, según plano H-10237, en ambos costados de los accesos a los puentes, con su transición según lo indicado en el Plano Tipo "*Transición defensa de Hormigón Flex Beam*".

#### **II.- MATERIAL:**

##### **II.3.- Postes de fijación metálicos:**

Serán del tipo pesado, conformados en frío, irán fijados con hormigón tipo E, como muestra el plano tipo.

##### **II.8.- Lámina reflectante:**

Se colocará como indica el plano tipo.

### **ARTÍCULO 09. TRASLADO Y MONTAJE DE VIGAS PREMOLDEADAS**

DESCRIPCION

Los trabajos consisten en el montaje de las vigas premoldeadas de hormigón pretensado en su ubicación definitiva en la Obra, incluyendo el transporte desde los lugares de prefabricación aprobados por la inspección.

## EQUIPO

El equipo, herramientas y demás implementos usados en el montaje deberán ser los adecuados para tal fin, previa aprobación por la Supervisión y deberá poseer una capacidad de trabajo que permita completar la tarea dentro del plazo contractual estipulado.

## OPERACIÓN DE MONTAJE

El Contratista someterá a la aprobación de la inspección, los procedimientos de transporte y puesta en obra que se propone emplear. Presentará la memoria demostrativa de que, durante el transporte y montaje de las vigas, de acuerdo a los métodos propuestos, no se sobrepasan las tensiones admisibles fijadas por los reglamentos CIRSOC vigentes.

El manejo durante el almacenaje y montaje de los miembros precomprimidos premoldeados deberá hacerse con extremo cuidado para evitar impactos o distorsiones que puedan derivar en la rotura o daño de los mismos.

Para el izado de las vigas el Contratista deberá definir, entre otras cosas, los caños camisas, los pasadores y la armadura adicional que debe incorporarse a la viga en los puntos de suspensión, de acuerdo al sistema de montaje adoptado. En caso de trabajarse con una sola grúa y eslinga directa, debe indicarse la longitud mínima de las eslingas, para evitar problemas de estabilidad en el cordón superior de la viga (generalmente no se aceptan ángulos menores de 45° entre

## **ARTÍCULO 10. INVESTIGACIÓN DE PILOTES POR MÉTODOS NO DESTRUCTIVOS (SÓNICO)**

### 1.-PROPOSITO

La investigación tiene por objeto: a) Medir la longitud del elemento; b) Controlar la integridad estructural del pilote (o elementos similares de fundación); c) Determinar la posición y magnitud de las eventuales secciones defectuosas, fisuras y anomalías.

### 2.-ELEMENTOS A ENSAYAR

Se ensayará la totalidad de los pilotes de la obra. Los elementos ensayados deberán ser identificados de acuerdo con su posición y descritos en sus características geométricas y

materiales. Los ensayos deberán ejecutarse antes de construirse las estructuras de vinculación o arriostramiento.

### 3.-CARACTERISTICAS DEL ENSAYO

El ensayo será del tipo “no destructivo”, es decir que la ejecución del ensayo no afectará la capacidad del elemento de fundación para transmitir cargas ni afectará su estructura.

Se utilizará la técnica eco-sónica (ensayo de integridad por método sónico), que consiste en la aplicación de una onda de baja deformación en la cabeza del elemento a ensayar.

La onda puede ser generada por medio de un golpe y se transmitirá a través del material reflejándose en los puntos o secciones con discontinuidad. Las señales respectivas serán adecuadamente registradas o interpretadas y brindarán la información sobre eventuales anomalías de elementos de fundación.

### 4.-INFORME TÉCNICO

El informe contendrá la descripción general del programa de ensayos realizados, la identificación de los elementos, diagramas gráficos, fotográficos y la interpretación de los resultados con sus correspondientes recomendaciones.

Asimismo, en la presentación del informe técnico como mínimo se debe incluir la siguiente información:

Cotas de apoyo del acelerómetro en cada pilote ensayado, que deben estar correlacionadas con las cotas de proyecto.

Las cotas de fundación aprobadas a la Contratista por parte del Comitente.

En función de lo anteriormente expuesto y del ensayo propiamente dicho se debe determinar, con el grado de exactitud que el procedimiento tiene, la longitud real del pilote construido.

Gráficos (planta, vistas y cortes) de los pilotes ensayados, con identificación de los mismos.

Se debe indicar para cada pilote las velocidades de propagación de las ondas de compresión en el hormigón.

6) Se deben indicar, magnificar y graficar en un esquema para cada pilote la siguiente información: a) Aquellos sectores de los pilotes que presenten reducciones regulares de sección en su fuste determinando entre que cotas del pilote ocurre esta situación; b) Aquellos sectores de los pilotes que presenten reducciones puntuales en el fuste determinando en que cotas del pilote ocurre esta situación; c) Las reducciones de sección de punta.

7) En sus conclusiones deben señalar: a) La calidad de conformación del material del pilote; b)

La continuidad e integridad estructural del fuste; c) La posición y magnitud de las eventuales secciones defectuosas, fisuras y anomalías; d) Indicar que pilotes no presentan ningún tipo de anomalía y por lo tanto son totalmente aptos para cumplir con su función, que pilotes a pesar de presentar algunas de las anomalías que pueden ser detectadas a través de este ensayo siguen siendo aptos y con que grado de seguridad deben ser considerados para la función que fueron proyectados y que pilotes deben ser verificados por medio de estudios de otro tipo, indicando cuales pueden ser estas pruebas adicionales antes de proceder a rechazarlos.

## **ARTÍCULO 11. TERRAPLENES ARMADOS**

El trabajo consistirá en la formación de terraplenes armados y serán válidas en general todas las especificaciones que figuran en el capítulo B “Movimiento de suelos” Sección B-III “Terraplenes” del Pliego de Especificaciones Técnicas Generales (ed. 1998).

Las especificaciones que se detallan a continuación son características del proceso constructivo para el “Terraplén Armado” y reemplazarán a las correspondientes que figuren en el PETG (ed. 1998)

### **SUELOS**

Los suelos a utilizar en los macizos armados deberán cumplir con las siguientes condiciones:

#### **1. Mecánicas**

- a) El suelo a utilizar deberá poseer menos del 15% de partículas que pasan el Tamiz N° 200 (74  $\mu$ ) según el ensayo de “tamizado por vía húmeda”.
- b) Si el suelo tiene más del 15% de partículas que pasan el tamiz N° 200, se podrá igualmente utilizar siempre que tenga menos del 10% de partículas de tamaños inferiores a 15  $\mu$  determinado según “Análisis mecánicos – método del aerómetro” (Hidrometría).
- c) Si el suelo tiene más del 15% de partículas que pasan el tamiz N° 200y más del 10% de partículas de tamaños inferiores a 15  $\mu$ , se podrá igualmente utilizar si el ángulo de fricción interna, medido por cizallamiento rápido (corte directo) efectuado sobre muestras saturadas, sea igual o mayor que 25°.
- d) El tamaño máximo para partículas será igual a 250mm

#### **2. ELECTROQUÍMICAS**

Los terrenos serán válidos para utilizar en rellenos armados cuando:

a) Resistividad eléctrica (medida sobre célula normalizada T.A.)

- Sea superior a 1.000  $\Omega$  cm, para obras en seco.
- Sea superior a 3.000  $\Omega$  cm, para obras inundables.

b) Actividad de iones hidrógeno ó p.H.: El valor p. H. está comprendido entre 5 y 10.

c) El Contenido en sales solubles

- Se determinará en los materiales con resistividad comprendida entre 1.000 y 5.000  $\Omega$ cm.

Y para los de origen industrial, el material de relleno será válido cuando:

- c.1 Para obras en seco: el contenido de (C1- ) sea menor de 200 mgr/kgr. y el contenido en (S04=) solubles en agua sea menor de 1.000 mgr/kgr.
- c.2 Para obras inundables: el contenido de (C1- ) sea menor de 100 mgr/kgm y el contenido en (S04 =) solubles en agua sea menor de 500 mgr/kgr.

#### MÉTODO CONSTRUCTIVO:

El terraplén se efectúa por capas de un máximo de treinta y siete y medio centímetro (37,5 cm.) cuyos niveles corresponden en forma alternada a:

- a la parte alta de las escamas.
- a las capas de armaduras.

El extendido de las capas debe ser ejecutado paralelamente al paramento para que el empuje de la máquina de movimiento de tierra no se transmita directamente a las escamas durante el relleno.

Los camiones que distribuyen las tierras no deben circular a menos de dos (2) metros del paramento para evitar cualquier desplazamiento de las escamas no terraplenadas del todo.

Está prohibido el empleo de máquinas de orugas en contacto directo con las armaduras.

Para que no se muevan las escamas durante el relleno conviene limitar el paso de compactadores pesados vibrantes a una distancia de dos (2) metros del paramento. El complemento del relleno será compactado con ligeras máquinas accionadas manualmente o con empleo de compactadores estáticos.

La compactación necesaria está determinada por la utilización futura de la obra, y estará definida en cada proyecto.

## **ARTÍCULO 12. MATERIALES ESPECIALES PARA TERRAPLENES DE SUELOS MECANICAMENTE ESTABLES**

### DESCRIPCIÓN

Este ítem consiste en la provisión de los materiales especiales para el terraplén armado, incluido el transporte, desde el lugar de origen hasta el obrador y el almacenaje.

### MATERIALES

#### II.1 ARMADURAS DE ALTA ADHERENCIA GALVANIZADAS

Estas armaduras consisten en:

Planchuelas metálicas nervadas, laminadas en caliente, cortadas a medida y perforadas, con las siguientes características mecánicas del material base:

- Tensión de rotura a tracción.....36 a 44 kg./mm<sup>2</sup>
- Límite de fluencia mínimo.....23,5 kg./mm<sup>2</sup>
- Alargamiento mínimo.....26%

Las características geométricas de las armaduras serán de sección 40 mm x 5 mm y 60 mm x 5mm, con una sede de nervios, dispuestos sobre las dos caras para aumentar la adherencia.

Las armaduras estarán galvanizadas al baño de inmersión en zinc en estado de fusión, y el recubrimiento correspondiente será de 5 gr./dm<sup>2</sup>

Recepción: Para la recepción de los materiales para la obra, se verificarán las características geométricas, la carga de rotura a la tracción sobre una base de 500 mm que deberán dar:

- Para la sección 40 x 5 mm = 6.930 kgr.
- Para la sección 60 x 5 mm = 10.530 kgr.

Además, se verificará el recubrimiento de zinc por:

- a) Métodos no destructivos.
- b) Disolución del revestimiento.

Si el método no destructivo arrojara valores inferiores a 50  $\mu$  deberá verificarse el espesor por disolución del revestimiento.

#### II.2 ARRANQUES

Son los elementos metálicos cortados, doblados y perforados según las dimensiones que figuran en los planos. Pueden ser obtenidos a partir de chapas laminadas en frío o de planchuelas lisas laminadas en caliente.

Las características mecánicas del material base son:

- Tensión de rotura a tracción.....36 a 44 kgr/mm<sup>2</sup>
- Límite de fluencia mínimo.....23,5 kgr/mm<sup>2</sup>
- Alargamiento mínimo.....26%

Las dimensiones de la sección transversal serán de: 40 mm x 4 mm y de 60 mm x 4 mm.

Los arranques serán galvanizados, siendo el recubrimiento correspondiente 5 gr/dm<sup>2</sup>.

Recepción: Para la recepción de los materiales para la obra, se verificarán las características geométricas y el espesor de zinc, según el criterio especificado para las armaduras de alta adherencia.

### II.3 EMPALMADORES

Son piezas metálicas cortadas y perforadas según dimensiones que figuran en los planos.

Pueden ser obtenidas a partir de chapas laminadas en frío o de planchuelas lisas laminadas en caliente.

Las características mecánicas M material base son:

- Tensión de rotura a tracción..... 36 a 44 kgr/mm<sup>2</sup>
- Límite de fluencia mínimo.....23,5 kgr/mm<sup>2</sup>
- Alargamiento mínimo.....26%

Los empalmadores estarán galvanizados, siendo el recubrimiento correspondiente 5 gr/dm<sup>2</sup>.

Recepción: Para la recepción de los materiales para la obra se cumplirá lo especificado para los arranques.

### II.4 TORNILLOS

Los tornillos serán M tipo “8.8” y el metal base tendrá las siguientes características mecánicas:

- Tensión de rotura a tracción.....80 kgr/mm<sup>2</sup>
- Alargamiento mínimo..... 12%

Las dimensiones son:

- |   |
|---|
| <ul style="list-style-type: none"><li>• Diámetro: 12 mm</li></ul> |
|---|

- Vástagos: mínimo 30 mm.

Los tornillos estarán galvanizados, siendo el recubrimiento correspondiente 5 gr/dm<sup>2</sup>.

Recepción: Para la recepción de los materiales para la obra se verificarán las características geométricas y el espesor del recubrimiento de zinc por métodos no destructivos.

## II.5 ANCLAS

Son piezas metálicas forjadas y estampadas, con cabezas en ambos extremos.

Capacidad portante: 2 Tn., con coeficiente de seguridad igual a 2,5 para hormigones con resistencia a la compresión de 100 kgr/cm<sup>2</sup>.

## II.6 BARRAS Ø 20 mm

Son barras metálicas cortadas a medida, del tipo "Acero dulce en barras" de diámetro 20 mm son válidas las especificaciones correspondientes a "Acero dulce en barras" del Pliego General.

Las barras metálicas irán galvanizadas, siendo el peso del zinc de recubrimiento igual a 3 gr/dm<sup>2</sup>.

## II.7 TIRAS DE CORCHO AGLOMERADO PARA JUNTAS

Descripción: Son tiras de corcho granulado vinculados con aglomerantes tipo resinas epoxi o colas poliuretánicas.

Dimensiones de las tiras:

- 122 x 6 x 2 cm.
- 122 x 8 x 2 cm.
- 122 x 12 x 2 cm.

Recepción: Para la recepción de los materiales para la obra se verificarán las características geométricas y además se deberá cumplir con la condición de que la tensión de compresión para reducir su espesor al 50% de su valor original esté comprendida entre 5 y 40 kgr/cm<sup>2</sup> y que la recuperación después de la reducción del espesor al 50 % sea  $\geq 80$  %.

## II.8 TIRAS DE POLIURETANO

Son tiras de poliuretano de "células abiertas" cuya densidad máxima será de 45 kgr/m.

Sección transversal:

- 4 x 4 cm.

#### 11.9 TUBOS:

- PVC

Son tubos PVC rígidos cortados a medida, siendo el:

- Espesor de 1 mm
- Diámetro interno 30 mm

### **ARTÍCULO 13. ESCAMAS DE HORMIGÓN PARA TERRAPLENES DE SUELOS MECANICAMENTE ESTABLES**

Este ítem consiste en la prefabricación de escamas de hormigón según los detalles, formas y dimensiones indicadas en los planos respectivos y el hormigonado se ejecutará de conformidad con las prescripciones consignadas en el Capítulo H - OBRAS DE ARTE – SECCION H II "HORMIGON DE CEMENTO PORTLAND PARA OBRAS DE ARTE".

#### MATERIALES:

II.1 El hormigón para las escamas será del tipo "H-30" y regirán las características establecidas en la Sección H-II del Pliego de Especificaciones Técnicas (Ed. 1988) para hormigones.

Está prohibido el uso de incorporadores de aire o de aceleradores de fraguado o endurecimiento.

II.2 Acero conformado: Son estribos cerrados según planos, en acero conformado  $\sigma_f \geq 4.400$  kgr/cm<sup>2</sup> y  $\sigma_{adm} \geq 2.200$  kgr/cm<sup>2</sup>.

II.3 Arranques: Especificado en el punto II-2 del ítem "Materiales especiales para terraplén armado"

II.4 Anclas de suspensión: Especificado en el punto II-5 del ítem "Materiales especiales para terraplén armado".

II.5 Barras  $\phi$  20 mm.: Especificado en el punto II-6 del ítem "Materiales especiales para terraplén armado".

II.6 Tubos PVC: Especificado en el punto 11-9 del ítem "Materiales especiales para terraplén armado".

#### MÉTODO CONSTRUCTIVO:

1. Sobre una plataforma horizontal se dispondrán los moldes metálicos.

2. Se procede a limpiar perfectamente a los moldes ya armados y se colocan los insertos (anclas, barras  $\varnothing$  20 mm, arranques, armaduras de acero redondo y tubos plásticos) que se fijan a los dispositivos especiales, puentes, protuberancias, etc.

3. Se procede a la colada del hormigón al que se le aplica un vibrado de "acomodación", no para desmoldeo instantáneo, que puede soportar vibradores de encofrado o de inmersión.

4. Las escamas serán retiradas de los moldes, tomándolas con eslingas para descarga por los arranques y en el acopio se las apila horizontalmente con tacones de madera por medio.

En esta etapa el hormigón deberá tener la resistencia que requiera el manipuleo y estados precitados.

Las escamas deberán ser curadas de acuerdo con las reglas del arte para piezas prefabricadas.

#### EQUIPOS:

1. Grúa autopropulsada: con capacidad mínima para levantar una tonelada (1 Tn.) (peso por escama).

## **ARTÍCULO 14. GESTIÓN AMBIENTAL**

### Responsable Ambiental

La Contratista deberá designar una persona física como Responsable Ambiental especializado en Manejo Ambiental de Obras Viales y deberá ser un profesional diferente del que cumple tareas en Higiene y Seguridad.

El Responsable Ambiental actuará como interlocutor en todos los aspectos ambientales entre El CONTRATISTA, las Autoridades Competentes y Comunidades Locales.

### Estudios Ambientales y Plan de Manejo Ambiental

El CONTRATISTA desarrollará y ejecutará un Plan de Manejo Ambiental (PMA) basado en el MANUAL DE EVALUACIÓN Y GESTION AMBIENTAL DE OBRAS VIALES, aprobados por Resolución del Señor Administrador General de la DIRECCIÓN NACIONAL DE VIALIDAD, actualizado versión II, edición 2007, AP y/o EsIA y en las condiciones de autorización que pudieran haber establecido las autoridades provinciales y/o municipales competentes, así como la Autoridad de Áreas Naturales Protegidas cuando correspondiere.

Se deberá contar con la licencia ambiental otorgada por la autoridad provincial competente, antes del inicio de la obra. El CONTRATISTA obtendrá los permisos ambientales y los permisos de utilización aprovechamiento o afectación de recursos correspondientes. Está facultado para contactar a las autoridades ambientales para obtener los permisos ambientales, o en el evento de ser necesaria una modificación a cualquiera de los permisos o autorizaciones requeridos para la ejecución del proyecto. El CONTRATISTA deberá presentar a la SUPERVISION un programa detallado y un plan de manejo de todos los permisos y licencias requeridos para la obra que no sean suministrados por la DNV y que se requieran para ejecutar el trabajo

Los permisos que debe obtener el CONTRATISTA incluyen (pero no estarán limitados a ellos):

Certificado de calidad ambiental o declaración de impacto ambiental de las canteras (Marco jurídico Ambiental para la Actividad Minera).

Permisos de captación de agua.

Disposición de materiales de desbosque y de excavaciones.

Localización de campamentos (cuando se prevea su emplazamiento en áreas cercanas a límites de áreas naturales protegidas o a zonas urbanizadas).

Disposición de residuos sólidos en municipios cercanos.

Disposición de efluentes.

Permisos de transporte: incluyendo el transporte de materiales peligrosos (combustibles, explosivos) y de residuos peligrosos (aceites usados).

Habilitación para tanques de combustible

Inscripción como generador de residuos peligrosos

Continuación de la construcción después de hallazgos relacionados con el Patrimonio cultural, incluidos yacimientos arqueológicos y/o paleontológicos.

Permisos para reparación de vías cierre temporal de accesos a propiedades privadas, o construcción de vías de acceso.

El PMA tiene por objeto detallar en el sitio de obra los procedimientos y metodologías constructivas y de control, que permitan garantizar la ejecución de los trabajos con el mínimo impacto ambiental posible.

#### Plan de Capacitación del PMA

Se considera una actividad fundamental en todas las etapas del proyecto (construcción, mantenimiento y operación), incluida la fase de admisión de personal (inducción ambiental). Se llevará a cabo en forma acorde con la organización prevista para la iniciación de la obra, es decir se efectuará en forma verbal y escrita.

El CONTRATISTA debe proporcionar capacitación y entrenamiento sobre procedimientos técnicos y normas que deben utilizarse para el cumplimiento del PMA.

El CONTRATISTA debe presentar el Programa de Inducción y Capacitación en protección ambiental para todo su personal y el de sus Subcontratistas, indicando el número de horas hombre de capacitación ofrecidas, un cronograma con las fechas de ejecución, el temario, y las ayudas a emplear. Durante la ejecución del contrato, debe mantener registros actualizados de las inducciones y capacitaciones realizadas. Ninguna persona del CONTRATISTA o Subcontratista debe ingresar al sitio de trabajo sin haber recibido previamente la inducción y capacitación en protección ambiental.

#### Plan de Acción del PMA

El Plan de Acción es el conjunto de actividades que han de garantizar la eliminación, prevención o control de los riesgos ambientales detectados en la Identificación de Impactos (IA), Medidas de Mitigación (MM) y/o EsIA. El estudio cuidadoso de las MM y en especial la necesidad de protección de receptores sensibles serán fundamentales para su formulación. El PMA se puede dividir en componentes tales como

#### Control de Contaminación:

Agua: Tratamiento de aguas residuales de operación (campamento y mantenimiento de equipos).

Aire: Control de emisión de material particulado por el tránsito, movimiento de suelos, acopios, obradores, plantas de elaboración de concreto asfáltico u hormigón.

Control de emisión de fuentes móviles.

Control de ruido.

Suelo: Manejo y disposición de residuos sólidos y líquidos.

#### Protección Ambiental

Fauna: Control de caza, pesca, transporte, tenencia y comercio de especímenes de la región. Inventario de las especies faunísticas que resultaran atropelladas, indicando la especie, progresiva y fecha aproximada del suceso.

Flora: Control de tala y utilización de especies forestales (en particular las especies protegidas).

Prevención y control de incendios forestales.

Suelos:

Control de actividades que generen erosión.

Control de movimientos de suelo.

Control de yacimientos y canteras.

Agua:

Control de sedimentos.

Prevención de descarga de materiales en cursos de agua (ríos, arroyos, lagunas, canales de riego).

#### Planes de Contingencia del PMA

Diseño del PMA para atender emergencias que incluye (pero no estará limitado a) derrame de productos químicos, combustibles, lubricantes, etc.

Desmovilización y restauración (fase de abandono)

Transporte de equipo, desmantelamiento de campamentos e instalaciones, demolición de construcciones, limpieza y disposición de residuos y escombros. Para la restauración se presentarán los esquemas de revegetalización de canteras y zonas de explotación de materiales.

#### Plan de seguimiento del PMA

Con el objeto de detectar y corregir oportunamente las posibles fallas de manejo, el CONTRATISTA debe establecer los mecanismos y acciones que permitan un adecuado seguimiento del PMA, el cuál deberá contar con aprobación de la SUPERVISION.

Las actividades a desarrollar son:

Monitoreo.

Inspecciones.

Informes.

El monitoreo es el conjunto de actividades que permiten calificar las modificaciones de parámetros ambientales. El CONTRATISTA debe programar muestreos garantizando la buena operación de sus tecnologías de construcción, tratamiento de aguas para consumo humano y vertidos de aguas producidas en sus operaciones.

Las inspecciones tendrán por objetivo verificar el grado de cumplimiento del PMA y se deberá elaborar una lista de chequeo para su realización.

Los Informes se elevarán mensualmente a la SUPERVISION conteniendo el avance y estado de cumplimiento del PMA. Ambos incluirán un resumen de los incidentes y accidentes ambientales, con anexos que ilustren los problemas presentados y las medidas propuestas y/o tomadas al respecto.

### Coeficiente Resumen

<b>( a )</b>	Gastos generales directos		0,1200
<b>( b )</b>	Gastos generales indirectos		0,0350
<b>( c )</b>	Beneficios		0,1000
		Total (1) =	<b>0,2550</b>
<b>( d )</b>	Gastos financieros = 2 meses x 2,90 %	1,2550	0,0728
		Total (2) =	<b>0,3278</b>
<b>( e )</b>	Ingresos Brutos %	3,50 % 1,3278	0,0465
<b>( f )</b>	Impuesto al cheque %	1,20 % 1,3278	0,0159
		Total (3) =	
<b>( g )</b>	I.V.A.:	21,00 % 1,3278	0,2788
		Total (4) =	<b>0,6700</b>

<b>Coeficiente Resumen = 1,6700</b>
-------------------------------------

<b>Incidencia de las Cargas Sociales</b>		
a	Jornal Básico	100 %
b	Asistencia Perfecta	18,00 %
c	Salarios Pagos por tiempos no trabajados	18,16 %
c.1	Feridos Pagos	5,20 %
c.2	Vacaciones Pagas	7,77 %
c.3	Enfermedad Inculpable	3,62 %
c.4	Licencias Especiales	0,57 %
c.5	Indemnización por causas climáticas	1,00 %
d	Asignación para vestimenta	3,70 %
e	Sueldo Anual Complementario	11,59 %
f	Fondo de Cese Laboral	17,06 %
f.1	Aporte al fonde de Cese Laboral	16,32 %
f.2	I.E.R.I.C	0,16 %
f.3	UOCRA	0,33 %
f.4	Fo.De.Co.	0,16 %
f.5	Indemnización por fallecimiento	0,09 %
g	Subtotal Liquidado	168,51 %
h	Contribuciones Patronales y Seguro de Vida Colectivo Obligatorio	42,26 %
i	ART	10,01 %
<b>TOTAL</b>		<b>220,78 %</b>
<b>Adicionales</b>		<b>120,78 %    1,2078</b>

Provincia	Chaco
Zona	a
Horas de Labor	8 hs
Horas extras (10hs/mensuales)	0 hs/día
Viaticos y Desarraigos	15 %

Codigo	Operario	Jornal Diario	Jornal horario
1	Oficial Especializado	10.948,05 \$/día	1368,51 \$/h
2	Oficial	9.323,11 \$/día	1165,39 \$/h
3	Medio Oficial	8.591,89 \$/día	1073,99 \$/h
4	Ayudante	7.880,97 \$/día	985,12 \$/h

**Cálculo:**

<u>Oficial Especializado</u>	Jornal básico:				4.312,00 \$/día		
					4.312,00 \$/día	(1)	
	Incidencia de las Cargas Sociales	120,78 %	x	4.312,00 \$/día	=	5.208,05 \$/día	
						9.520,05 \$/día	(2)
	Desarraigo y viaticos 15 % de (2):	15,00 %	x	9.520,05 \$/día	=	1.428,01 \$/día	
					10.948,05 \$/día		
	Horas extras (10hs/mensuales)	0,00 hs/día	x		=	0,00 \$/día	
					10.948,05 \$/día	1368,51 \$/h	

<u>Oficial</u>	Jornal básico:				3.672,00 \$/día		
					3.672,00 \$/día	(1)	
	Incidencia de las Cargas Sociales	120,78 %	x	3.672,00 \$/día	=	4.435,05 \$/día	
						8.107,05 \$/día	(2)
	Desarraigo y viaticos 15 % de (2):	15,00 %	x	8.107,05 \$/día	=	1.216,06 \$/día	
					9.323,11 \$/día		
	Horas extras (10hs/mensuales)	0,00 hs/día	x		=	0,00 \$/día	
					9.323,11 \$/día	1165,39 \$/h	

<u>Medio Oficial</u>	Jornal básico:				3.384,00 \$/día		
					3.384,00 \$/día	(1)	
	Incidencia de las Cargas Sociales	120,78 %	x	3.384,00 \$/día	=	4.087,21 \$/día	
						7.471,21 \$/día	(2)
	Desarraigo y viaticos 15 % de (2):	15,00 %	x	7.471,21 \$/día	=	1.120,68 \$/día	
					8.591,89 \$/día		
	Horas extras (10hs/mensuales)	0,00 hs/día	x		=	0,00 \$/día	
					8.591,89 \$/día	1073,99 \$/h	

<u>Ayudante</u>	Jornal básico:				3.104,00 \$/día		
					3.104,00 \$/día	(1)	
	Incidencia de las Cargas Sociales	120,78 %	x	3.104,00 \$/día	=	3.749,02 \$/día	
						6.853,02 \$/día	(2)
	Desarraigo y viaticos 15 % de (2):	15,00 %	x	6.853,02 \$/día	=	1.027,95 \$/día	
					7.880,97 \$/día		
	Horas extras (10hs/mensuales)	0,00 hs/día	x		=	0,00 \$/día	
					7.880,97 \$/día	985,12 \$/h	

**Planilla de Equipos**

Cod.	EQUIPO	Potencia		Costo del equipo
	Designación	Adoptada	Un	
2	Aditamento p/ minicargador - hoyadora Bobcat 15C	0,0 HP	HP	\$ 761.197,50
7	Barredora sopladora	70,0 HP	HP	\$ 3.742.556,25
8	Vibrador de inmersión	2,5 HP	HP	\$ 67.053,75
10	Camión regador de agua	140,0 HP	HP	\$ 14.589.618,75
12	Camión volcador - 140	140,0 HP	HP	\$ 11.671.695,00
17	Carretón 35 tn	0,0 HP	HP	\$ 6.343.312,50
18	Compactador manual vibratorio	8,0 HP	HP	\$ 640.676,25
19	Camión tractor	350,0 HP	HP	\$ 20.072.778,75
32	Grúa de 30 tn	200,0 HP	HP	\$ 60.644.392,50
34	Grupo electrógeno CAT 3406 - 250 KVA	270,0 HP	HP	\$ 10.212.735,00
35	Guinche 1.200 kg	10,0 HP	HP	\$ 1.458.963,75
39	Motobomba WH20 c/manguera	5,5 HP	HP	\$ 182.148,75
40	Motobomba WT40 c/manguera	10,0 HP	HP	\$ 470.610,00
43	Motoniveladora CAT 160 H	210,0 HP	HP	\$ 39.962.868,75
54	Aditamento p/ minicargador - martillo hid,	0,0 HP	HP	\$ 2.017.173,75
55	Rastra de 24 discos de 26"	0,0 HP	HP	\$ 1.458.963,75
57	Retroexcavadora CAT 320	130,0 HP	HP	\$ 23.343.390,00
59	Rodillo neumático autopropulsado	94,0 HP	HP	\$ 15.858.281,25
60	Rodillo pata de cabra autopropulsado	120,0 HP	HP	\$ 13.320.956,25
67	Regla vibratoria Witheman WSH	13,0 HP	HP	\$ 2.100.026,25
71	Tractor neumático MF 4292 DT	109,0 HP	HP	\$ 7.485.108,75
73	Minicargador Bobcat S175	49,0 HP	HP	\$ 5.607.487,50
76	Retroexcavadora CAT 416E	90,0 HP	HP	\$ 13.955.287,50
77	Grúa 7,7 tn	110,0 HP	HP	\$ 5.250.000,00
79	Pilotea rotativa para pilotes	400,0 HP	HP	\$ 94.359.007,50
80	Grúa de 15 Tn	130,0 HP	HP	\$ 17.224.327,50
81	Grupo electrogeno CAT-3304 200 KVA	210,0 HP	HP	\$ 6.602.715,00
82	Soldadora electrica	0,0 HP	HP	\$ 2.871.855,00
84	Cortadora de hierro	3,0 HP	HP	\$ 418.162,50
85	Dobladora de hierro	5,0 HP	HP	\$ 1.310.542,50
86	Gato Multitoron	0,0 HP	HP	\$ 1.138.110,00
87	Grupo Fiat	67,0 HP	HP	\$ 1.747.492,50
90	Aserradora de Juntas "Dynapac BX350"	13,0 HP	HP	\$ 309.015,00
92	Planta dosificadora de hormigón 120 m3/h	0,0 HP	HP	\$ 16.606.012,50
94	Camión con Hidrogrúa	280,0 HP	HP	\$ 11.063.587,50
95	Regador fusor de Asfalto cap. 6700 lts	0,0 HP	HP	\$ 1.435.218,75
96	Equipo BORUM/HOFFMAN con picos extrusores o aplicadores de Spray	85,0 HP	HP	\$ 28.284.795,00
97	Fusor de pintura con equipo Breining	220,0 HP	HP	\$ 11.726.977,50

Cód.	Material	FUENTE		Distancia de transp. (Km)	Costo transp. (\$/t.km)	Factor	Costo transporte (\$/U.km) =	Incidencia del transporte	Manipuleo	Valor por hora	Incidencia por manipuleo	Costo total	Perdidas %	Costo Final	Observaciones	
		Origen	Costo en Origen (1)													Un
1	Gas - Oil	Local	\$ 121,10	lt	0,00									\$ 121,10	Sec. Energia	
3	Acero Esp. en Barras	Resistencia	\$ 196.000,00	tn	165,00	\$ 14,7740	1,00 t/t	\$ 14,7740	\$ 2.437,71	1,5	\$ 985,12	\$ 1.477,68	\$ 199.915,39	2,00	\$ 203.913,70	VN
4	Acero liso redondo tipo 220, 16 mm (18,9kg/barra)	Resistencia	\$ 182.780,18	tn	165,00	\$ 14,7740	1,00 t/t	\$ 14,7740	\$ 2.437,71	1,5	\$ 985,12	\$ 1.477,68	\$ 186.695,58	2,00	\$ 190.429,49	VN
5	Acero para Trilógico	Resistencia	\$ 205.800,00	tn	165,00	\$ 14,7740	1,00 t/t	\$ 14,7740	\$ 2.437,71	1,5	\$ 985,12	\$ 1.477,68	\$ 209.715,39	2,00	\$ 213.909,70	Presupuesto
6	Acero Pretensado	Resistencia	\$ 315.000,00	tn	165,00	\$ 14,7740	1,00 t/t	\$ 14,7740	\$ 2.437,71	1,5	\$ 985,12	\$ 1.477,68	\$ 318.915,39	2,00	\$ 325.293,70	Presupuesto
7	Alfalsos modificados con Polímeros	La Plata	\$ 98.600,00	tn	1.150,00	\$ 12,2810	1,00 t/t	\$ 12,2810	\$ 14.123,15	0,6	\$ 985,12	\$ 591,07	\$ 113.314,22	0,00	\$ 113.314,22	El Constructor
8	Ala terminal Pesada, Standart, chapa 3,2 mm	Campana	\$ 3.745,79	N°	1.020,00	\$ 12,3070	0,04 t/N°	\$ 0,4923	\$ 502,13	0,05	\$ 985,12	\$ 49,26	\$ 4.297,17	0,00	\$ 4.297,17	S/D
9	Alambre N°14	Local	\$ 565,00	kg	0,00		0,001 t/kg	\$ -	\$ -	0,005	\$ 985,12	\$ 4,93	\$ 569,93	2,00	\$ 581,32	S/D
10	Bentonita sódica natural molida	Luján de Cuyo	\$ 19.800,00	tn	1.315,00	\$ 10,9570	1,00 t/U	\$ 10,9570	\$ 17.476,42	0,75	\$ 770,55	\$ 577,91	\$ 37.863,33	0,00	\$ 37.863,33	Presupuesto
12	Apoyo de Policloropreno 20 x 40 x 20mm	CABA	\$ 6.012,50	dm3	1.095,00	\$ 12,3070	0,001 v/dm3	\$ 0,0151	\$ 16,58	0,05	\$ 985,12	\$ 49,26	\$ 6.078,33	0,00	\$ 6.078,33	Presupuesto
13	Arena Gruesa oriental s/camión puerto capital	Corrientes	\$ 1.207,50	m3	185,00	\$ 14,4140	1,80 t/m3	\$ 25,9452	\$ 4.799,86	0	\$ 985,12	\$ -	\$ 6.007,36	5,00	\$ 6.307,73	Presupuesto
14	Emulsión asfáltica rápida para riego de liga	Bécar	\$ 83.166,67	tn	1.000,00	\$ 12,3070	1,00 t/t	\$ 12,3070	\$ 12.307,00	0,05	\$ 985,12	\$ 49,26	\$ 95.522,92	1,00	\$ 96.478,15	Presupuesto
15	Bulon para empuje de defensa	Campana	\$ 545,00	N°	1.020,00	\$ 12,3070	0,00 t/N°	\$ 0,0123	\$ 12,55	0,005	\$ 985,12	\$ 4,93	\$ 562,48	0,00	\$ 562,48	Presupuesto
16	Bulon para fijación de defensa al poste con cinta reflectante	Campana	\$ 910,00	N°	1.020,00	\$ 12,3070	0,00 t/N°	\$ 0,0123	\$ 12,55	0,005	\$ 985,12	\$ 4,93	\$ 927,48	0,00	\$ 927,48	Presupuesto
18	Camisas metálicas	Esperanza	\$ 218.000,00	tn	630,00	\$ 12,5000	1,00 t/t	\$ 12,5000	\$ 7.875,00	0,05	\$ 985,12	\$ 49,26	\$ 225.924,26	0,00	\$ 225.924,26	Presupuesto
20	Caño de H°G° D=100mm, e= 4mm	Buenos Aires	\$ 890,60	m	1.035,00	\$ 12,3070	0,011 t/m	\$ 0,1354	\$ 140,12	0,05	\$ 985,12	\$ 49,26	\$ 1.079,97	0,00	\$ 1.079,97	Presupuesto
21	Caño de H°G° D=150mm, e= 7mm	Buenos Aires	\$ 2.232,14	m	1.035,00	\$ 12,3070	0,013 t/m	\$ 0,1575	\$ 163,04	0,05	\$ 985,12	\$ 49,26	\$ 2.444,44	0,00	\$ 2.444,44	Presupuesto
22	Asfalto para juntas	Resistencia	\$ 611,57	kg	165,00	\$ 14,7740	0,001 t/kg	\$ 0,0148	\$ 2,44	0	\$ 985,12	\$ -	\$ 614,01	0,00	\$ 614,01	ML
23	Chapa Aluminio 1 mm	Buenos Aires	\$ 2.932,88	m2	1.035,00	\$ 12,3070	0,0028 t/m2	\$ 0,0345	\$ 35,67	0,05	\$ 985,12	\$ 49,26	\$ 3.018,81	1,00	\$ 3.048,99	ML
24	CPF40 s/camión en planta	Resistencia	\$ 15.264,60	tn	165,00	\$ 14,7740	1,00 t/t	\$ 14,7740	\$ 2.437,71	0,75	\$ 985,12	\$ 738,84	\$ 18.441,15	0,00	\$ 18.441,15	El Constructor
25	Defensa tipo B e = 3,2 mm L= 7,62	Campana	\$ 28.262,34	N°	1.020,00	\$ 12,3070	0,013 t/m	\$ 0,1615	\$ 164,74	0,05	\$ 985,12	\$ 49,26	\$ 28.476,34	0,00	\$ 28.476,34	El Constructor
26	Curado químico base solvente	Resistencia	\$ 1.086,78	Lt	165,00	\$ 14,7740	0,001 t/lit	\$ 0,0148	\$ 2,44	0,05	\$ 985,12	\$ 49,26	\$ 1.138,47	1,00	\$ 1.149,86	ML
27	Esferrillas (microesferas) de vidrio para sembrado	Villa Madero	\$ 337,44	kg	1.100,00	\$ 12,2810	0,001 t/kg	\$ 0,0123	\$ 13,51	0,05	\$ 985,12	\$ 49,26	\$ 400,20	0,00	\$ 400,20	Presupuesto
28	Esmalte sintético x 20 lts	Local	\$ 739,67	Lt	0,00		0,001 t/lit	\$ -	\$ -	0,05	\$ 985,12	\$ 49,26	\$ 788,93	0,00	\$ 788,93	ML
29	Fondo de junta Sika Rod 1° fondo de junta perforado	CABA	\$ 121,77	m	1.095,00	\$ 12,3070	0,000 t/m	\$ 0,0002	\$ 0,27	0,005	\$ 985,12	\$ 4,93	\$ 126,97	0,00	\$ 126,97	ML
31	Impresión lata de 20 lts	Villa Madero	\$ 745,81	Lt	1.100,00	\$ 12,2810	0,001 t/kg	\$ 0,0123	\$ 13,51	0,05	\$ 985,12	\$ 49,26	\$ 808,57	0,00	\$ 808,57	Presupuesto
33	Lamina reflectante alta intensidad	Resistencia	\$ 4.660,71	m2	165,00	\$ 14,7740	0,0160 t/m2	\$ 0,2364	\$ 39,00	0	\$ 985,12	\$ -	\$ 4.699,72	0,00	\$ 4.699,72	Presupuesto
35	Perfil UPN 80 x 6 m	Resistencia	\$ 16.907,18	N°	165,00	\$ 14,7740	0,052 t/N°	\$ 0,7659	\$ 126,37	0,005	\$ 985,12	\$ 4,93	\$ 17.038,47	0,00	\$ 17.038,47	Presupuesto
36	Muro prefabricado TA (Escamas, Armaduras, Tornillería, Juntas)	Local	\$ 9.341,36	m2	0,00		0,79 t/m2	\$ -	\$ -	0	\$ 985,12	\$ -	\$ 9.341,36	1,00	\$ 9.434,77	Presupuesto
37	Piedra Partida 6-12 mm s/camión en cantera	Las Piedritas	\$ 1.467,00	tn	150,00	\$ 14,9780	1,00 t/t	\$ 14,9780	\$ 2.246,70	0	\$ 985,12	\$ -	\$ 3.713,70	1,00	\$ 3.750,84	Presupuesto
38	Piedra Partida 6-20 mm	Las Piedritas	\$ 1.440,00	tn	150,00	\$ 14,9780	1,00 t/t	\$ 14,9780	\$ 2.246,70	0	\$ 985,12	\$ -	\$ 3.686,70	1,00	\$ 3.723,57	Presupuesto
39	Poliestireno 200 micrones	Resistencia	\$ 121,88	m2	150,00	\$ 14,9780	0,0001 t/m2	\$ 0,0021	\$ 0,31	0	\$ 985,12	\$ -	\$ 122,19	1,00	\$ 123,41	Presupuesto
40	Pintura termoplástica p/demarcación horizontal en caliente s/microesferas	Villa Madero	\$ 430,50	kg	1.100,00	\$ 12,2810	0,001 t/kg	\$ 0,0123	\$ 13,51	0,05	\$ 985,12	\$ 49,26	\$ 493,26	0,00	\$ 493,26	Presupuesto
41	Poste de quebracho colorado de 4" x 4" x 2,40 mts	Quitilipi	\$ 2.259,38	m	24,00	\$ 33,3000	0,015 t/m	\$ 0,4995	\$ 11,99	0,05	\$ 985,12	\$ 49,26	\$ 2.320,62	0,00	\$ 2.320,62	El Constructor
42	Poste pesado	Campana	\$ 4.957,33	N°	1.020,00	\$ 12,3070	0,07 t/N°	\$ 0,8615	\$ 878,72	0,05	\$ 985,12	\$ 49,26	\$ 5.885,31	0,00	\$ 5.885,31	El Constructor
43	Punta Paris 1° 30 kg (363-231-025-1)	Local	\$ 600,50	kg	0,00		0,001 t/kg	\$ -	\$ -	0,05	\$ 985,12	\$ 49,26	\$ 649,76	5,00	\$ 682,25	Presupuesto
44	Servicio de bombeado	Local	\$ 600,00	m3	0,00		0,00 t/m3	\$ -	\$ -	0	\$ 985,12	\$ -	\$ 600,00	0,00	\$ 600,00	S/D
45	Tablas para encofrados 1° Calidad Pino Elotis	Local	\$ 1.119,45	m2	0,00		0,0113 t/m2	\$ -	\$ -	0,05	\$ 985,12	\$ 49,26	\$ 1.168,70	5,00	\$ 1.227,14	Presupuesto
46	Tablas para encofrados 1° Calidad Saligna	Local	\$ 1.029,89	m2	0,00		0,0113 t/m2	\$ -	\$ -	0,05	\$ 985,12	\$ 49,26	\$ 1.079,15	5,00	\$ 1.133,10	Presupuesto
47	Cemento A.R.S.	Ramallo	\$ 19.843,98	Tn	920,00	\$ 12,3790	1,00 t/t	\$ 12,3790	\$ 11.388,68	0,75	\$ 985,12	\$ 738,84	\$ 31.971,50	0,00	\$ 31.971,50	S/D
48	Fondo Antioxido sintético de cromato "N92" o similar 20 lt	Local	\$ 708,68	Lt	0,00		0,001 t/lit	\$ -	\$ -	0,05	\$ 985,12	\$ 49,26	\$ 757,93	0,00	\$ 757,93	ML
49	Mezcla asfáltica para carpeta (puesto en obra)	Local	\$ 9.985,85	tn	0,00		1,00 t/t	\$ -	\$ -	0	\$ 985,12	\$ -	\$ 9.985,85	0,00	\$ 9.985,85	DNV
50	Material Triturado	Las Piedritas	\$ 960,00	m3	150,00	\$ 14,9780	2,40 t/m3	\$ 35,9472	\$ 5.392,08	0,05	\$ 985,12	\$ 49,26	\$ 6.401,34	0,00	\$ 6.401,34	Presupuesto

### CÓMPUTO MÉTRICO

Item	Designación	Nº de Partes Iguales	Dimensiones	Unid.	Cantidad			
					Parcial	Subtotal	Total	
1	<b>HORMIGÓN DE PIEDRA ARMADA CLASE H-21, EXCLUIDA LA ARMADURA, INCLUIDA LA EXCAVACIÓN, CON CEMENTO ARS, PARA PILOTES EJECUTADOS IN SITU EN:</b> <i>Estribos</i>			m <sup>3</sup>				
		*Pilote	6	((0,45)^2)x3,14x(5,05+15)		13,04	78,25	
		*Pantalla posterior	2	(1,10x0,30x14,56)		4,80	9,61	
		*Viga bancada	2	(1,20x1,30x14,56)		22,71	45,43	
		*Viga extremo de losa de aprox.	2	(0,12m2x14,56)		1,75	3,49	
							<b>136,78</b>	
2	<b>HORMIGÓN DE PIEDRA ARMADA CLASE H-30, EXCLUIDA LA ARMADURA, EN:</b> <i>Aparatos de Apoyo</i>			m <sup>3</sup>				
		*Dados	12	Tronco piramiral= 0,41;0,25;0,08		0,015	0,18	0,18
		<i>Viga secundaria</i>						
		*Extrema	2	(0,7x0,25)x(13-6x0,15)		2,12	4,24	4,24
		<i>Cenefa de hormigón</i>	2	(0,093x12)		1,12	2,23	2,23
		<i>Defensa de hormigón s/ planos</i>	2	(0,22x12)		2,64	5,28	5,28
		<i>Losa de tablero</i>	1	(12x0,2x14,56)		34,94	34,94	34,94
		<i>Prelosas</i>						
		*Prelosa T1	15	(2,2x2,4x0,05)		0,264	3,96	8,02
		*Prelosa T2 (voladizo)	10	(2,2x2,4+1,18x2,4)x0,05		0,41	4,06	
<i>Losa de Aproximación</i>	2	(3x0,3x14,56)		13,10	26,21	26,21		
							<b>81,09</b>	
3	<b>HORMIGÓN DE PIEDRA ARMADO, CLASE H-35, EXCLUIDA LA ARMADURA, EN:</b> <i>A.- Vigas Pretensadas</i> *Vigas L=12,00	6	0,2981x2,8+0,2306x10,6	m <sup>3</sup>	2,86	17,17	17,17	
							<b>17,17</b>	
4	<b>CARPETA DE DESGASTE DE CA, e = 0,05 m</b>	1	12,30 m x (12 + 6 + 6)m + (396+40+40)x(2,50x2)	m <sup>2</sup>	2.675,20	2.675,20	2.675,20	
5	<b>BARANDA METALICA PEATONAL, INCLUIDO EL PINTADO, COLOCADO</b>	1	12,00 m + 4 m + 4 m	m	20,00	20,00	20,00	
							<b>20,00</b>	
6	<b>JUNTA DE DILATACIÓN SIMPLE, COLOCADA</b>	2	14,90	m	14,90	29,80	29,80	
							<b>29,80</b>	
7	<b>PLACAS DE POLICLOROPENO</b>	12	(2x2x0,1)	dm <sup>3</sup>	0,40	4,80	4,80	
							<b>4,80</b>	
8	<b>CAÑOS DE H°G°, COLOCADOS PARA DESAGUES D= 100mm PARA DESAGUES</b>	4	1 m + 3 m	Un	4,00	16,00	16,00	
9	<b>CAÑOS DE H°G°, COLOCADOS PARA DESAGUES D= 150mm PARA DESAGUES</b>	4	1 m + 3 m	m	4,00	16,00	16,00	

OBRA: Construcción de puente sobre FFCC

RUTA: RN N°95

PROVINCIA: Chaco

10	ACERO ESPECIAL EN BARRAS, TIPO III. ADN-420, COLOCADO φ32mm φ25mm φ20mm φ16mm φ12mm φ10mm φ8mm φ6mm	6,310 3,850 2,470 1,580 0,888 0,617 0,395 0,222	kg/m x 1014,4 m /1000 = kg/m x 1124 m /1000 = kg/m x 279,04 m /1000 = kg/m x 1368,08 m /1000 = kg/m x 1068 m /1000 = kg/m x 3425,44 m /1000 = kg/m x 3325,76 m /1000 = kg/m x 796,64 m /1000 =	tn tn tn tn tn tn tn tn	6,40 4,33 0,69 2,16 0,95 2,11 1,31 0,18			<b>18,13</b>
11	ACERO PARA TRILOGIC T500 φ16mm φ12mm φ8mm	1,580 0,888 0,395	kg/m x 344 m /1000 = kg/m x 688 m /1000 = kg/m x 1052,25 m /1000 =	tn tn n	0,54 0,61 0,42			<b>1,57</b>
12	ACERO PARA PRETENSADO, C-1900 Cordones de 1/2 "	6	7 cables x viga x L=12,6m x 0,778 kg/m	tn	88,20	0,41		<b>0,41</b>
13	TRASLADO Y MONTAJE DE VIGAS PREMOLDEADAS	6	1,00	Un	1,00	6,00		<b>6,00</b>
14	TERRAPLEN CON COMPACTACIÓN ESPECIAL	1	1375 m <sup>2</sup> x 14,56 m Imprevistos 10%	m <sup>2</sup>	20.020,00	20.020,00		20.020,00 <b>2.002,00</b> <b>22.022,00</b>
15	MURO MECÁNICAMENTE ESTABILIZADO, INCLUIDO PANELES DE PIEL, SISTEMA DE ANCLAJE Y COLOCACIÓN	1	2 x (1375 m <sup>2</sup> + (12,30 m x 4,6))	m <sup>2</sup>	2.887,08	2.887,08		<b>2.887,08</b>
16	PAQUETE ESTRUCTURAL PARA ACCESOS (CALZADA DE H° CON e = 0,25 m, BASE DE RDC CON e = 0,15 m)	1	(396 m + 2 x 40m) x 7,30m	m <sup>2</sup>	3.474,80	3.474,80		<b>3.474,80</b>
17	DEMOLICIÓN DE PAQUETE ESTRUCTURAL EXISTENTE Y TRASLADO	1	12 x 6,70 m Imprevistos 10%	m <sup>2</sup>	80,40	80,40		80,40 <b>8,04</b> <b>88,44</b>
18	SEÑALIZACIÓN VERTICAL, COMPLETA COLOCADA	1		m <sup>2</sup>	4,00	4,00		<b>4,00</b>
19	SEÑALIZACIÓN HORIZONTAL, COMPLETA COLOCADA	1	4 x 0,10 m x (396 m + 2 x 40 m)	m <sup>2</sup>	190,40	190,40		<b>190,40</b>
20	BARANDA METALICA S/P.T H-10237 PARA ACCESOS.	1	2 x 450m	m	900,00	900,00		<b>900,00</b>
21	ILUMINACIÓN	1	1,00	Gl	1,00	1,00		<b>1,00</b>

OBRA: Construcción de puente sobre FFCC  
 RUTA: RN N°95  
 PROVINCIA: Chaco

**PRESUPUESTO**

Mes de referencia: ago-22

ITEM Nº	DESIGNACIÓN DE LAS OBRAS	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE (\$)	INCID. %
1	HORMIGÓN DE PIEDRA ARMADA CLASE H-21, EXCLUIDA LA ARMADURA, INCLUIDA LA EXCAVACIÓN, CON CEMENTO ARS, PARA PILOTES EJECUTADOS IN SITU					
1.A	a) Estribos	m3	136,78	\$ 117.254,07	\$ 16.038.060,83	7,93 %
2	HORMIGÓN DE PIEDRA ARMADA CLASE H-30, EXCLUIDA LA ARMADURA, EN:					
2.A	Estribos	m3	136,78	\$ 51.471,95	\$ 7.040.354,89	3,48 %
2.B	Losa de tablero, dados de apoyo y cenefas de hormigon	m3	37,35	\$ 51.471,95	\$ 1.922.592,73	0,95 %
2.C	Defensa de hormigón	m3	5,28	\$ 51.471,95	\$ 271.771,90	0,13 %
2.D	Viguetas	m3	4,24	\$ 51.471,95	\$ 217.983,71	0,11 %
2.E	Losa de Aproximacion	m3	26,21	\$ 51.471,95	\$ 1.348.976,87	0,67 %
3	HORMIGÓN DE PIEDRA ARMADO, CLASE H-35, EXCLUIDA LA ARMADURA, EN:					
3.A	Vigas Pretensadas	m3	17,17	\$ 77.061,53	\$ 1.323.300,59	0,65 %
3.B	Prelosas	m3	8,02	\$ 59.143,89	\$ 474.097,42	0,23 %
4	CARPETA DE DESGASTE DE CA, e = 0,05 m	m2	2.675,20	\$ 2.424,09	\$ 6.484.925,57	3,21 %
5	BARANDA METALICA PEATONAL, INCLUIDO EL PINTADO, COLOCADO	m	20,00	\$ 21.928,60	\$ 438.572,00	0,22 %
6	JUNTA DE DILATACIÓN SIMPLE, COLOCADA	m	29,80	\$ 17.340,88	\$ 516.758,22	0,26 %
7	PLACAS DE POLICLOROPENO	dm3	4,80	\$ 20.631,22	\$ 99.029,86	0,05 %
8	CAÑOS DE H*G*, COLOCADOS PARA DESAGUES D= 100mm	m	16,00	\$ 5.815,58	\$ 93.049,28	0,05 %
9	CAÑOS DE H*G*, COLOCADOS PARA DESAGUES D= 150mm	m	16,00	\$ 8.193,85	\$ 131.101,60	0,06 %
10	ACERO ESPECIAL EN BARRAS, TIPO III. ADN-420, COLOCADO	tn	18,13	\$ 489.813,42	\$ 8.881.036,82	4,39 %
11	ACERO PARA TRILOGIC T500	tn	1,57	\$ 539.246,24	\$ 846.672,00	0,42 %
12	ACERO PARA PRETENSADO, C-1900 Cordones de 1/2 "	tn	0,41	\$ 731.115,66	\$ 301.013,18	0,15 %
13	TRASLADO Y MONTAJE DE VIGAS PREMOLDEADAS	Ud	6,00	\$ 241.152,95	\$ 1.446.917,70	0,72 %
14	TERRAPLEN CON COMPACTACIÓN ESPECIAL	m3	22.022,00	\$ 1.301,18	\$ 28.654.585,96	14,18 %
15	MURO MECÁNICAMENTE ESTABILIZADO, INCLUIDO PANELES DE PIEL, SISTEMA DE ANCLAJE Y COLOCACIÓN	m2	2.887,08	\$ 19.499,28	\$ 56.295.981,30	27,85 %
16	PAQUETE ESTRUCTURAL PARA ACCESOS (CALZADA DE H* CON e = 0,25 m, BASE DE RDC CON e = 0,15 m)	m2	3.474,80	\$ 13.714,40	\$ 47.654.797,12	23,58 %
17	DEMOLICIÓN DE PAQUETE ESTRUCTURAL EXISTENTE Y TRASLADO	m2	88,44	\$ 1.208,35	\$ 106.866,47	0,05 %
18	SEÑALIZACIÓN VERTICAL, COMPLETA COLOCADA	m2	4,00	\$ 48.315,07	\$ 193.260,28	0,10 %
19	SEÑALIZACIÓN HORIZONTAL, COMPLETA COLOCADA	m2	190,40	\$ 3.458,30	\$ 658.460,32	0,33 %
20	BARANDA METALICA S/P.T H-10237 PARA ACCESOS.	m	900,00	\$ 17.193,07	\$ 15.473.763,00	7,66 %
21	ILUMINACIÓN	Gl	1,00	\$ 5.211.336,15	\$ 5.211.336,15	2,58 %
<b>TOTAL</b>					\$ 202.125.265,78	100 %
<b>TOTAL REDONDEADO</b>					\$ 202.125.266,00	













OBRA: Construcción de puente sobre FFCC  
 RUTA: RN N°95  
 PROVINCIA: Chaco

Item: 4		Un: m2	
CARPETA DE DESGASTE DE CA, e = 0,05 m		Rend.: 4.000,00 m2/d	
<b>EQUIPOS</b>			
Cantidad	Equipo	Valor	HP
1,0	Terminadora de asfáltica F121W	38.059.875,00	158
1,0	Regador fusor de Asfalto cap. 6700 lts	1.435.218,75	0
1,0	Rodillo Neumatico CW34	23.099.580,00	131
1,0	Compactador Vibratorio HAMM HD110K	12.895.706,25	134
2,0	Camión volcador - 350 (c/ batea)	44.606.175,00	700
-	-	-	-
-	-	-	-
-	-	-	-
-	-	-	-
-	-	-	-
-	-	-	-
1,0	Herramientas menores	977.934,68	
		<b>121.074.489,68</b>	<b>1.123 HP</b>
<b>Amortización:</b>			
		\$ 121.074.490 x 8h/d x 0,9	= 87.173,63 \$/d
		10.000 h	
<b>Intereses:</b>			
		\$ 121.074.490 x 8h/d x 7 %	= 16.950,43 \$/d
		2 2.000 h	
<b>Reparaciones y Repuestos :</b>			
		80,00 % de la Amortización	= 69.738,91 \$/d
<b>Combustible :</b>			
	0,12 Litros/HP x 8 h/d x 121,1000 \$/litro x 1.123 HP		= 130.571,39 \$/d
<b>Lubricantes :</b>			
	30,00 % % del Combustible		= 39.171,42 \$/d
		<b>Total Equipo</b>	<b>343.605,78 \$/d</b>
<b>Costo Equipo =</b>		343.605,78 \$/d	<b>85,90 \$/m2</b>
		4.000,00 m2/d	
<b>MANO DE OBRA</b>			
Personal	Costo Diario	Cantidad	Costo Diario
Oficial Especializado	10.948,05 \$/d x 4,00 =	43.792,22 \$/d	43.792,22 \$/d
Oficial	9.323,11 \$/d x 3,00 =	27.969,33 \$/d	27.969,33 \$/d
Medio Oficial	8.591,89 \$/d x =	- \$/d	- \$/d
Ayudante	7.880,97 \$/d x 4,00 =	31.523,90 \$/d	31.523,90 \$/d
	\$/d x =	- \$/d	- \$/d
	\$/d x =	- \$/d	- \$/d
			103.285,45 \$/d
	Vigilancia : 10,00 %		10.328,54 \$/d
		<b>Total Mano de Obra</b>	<b>113.613,99 \$/d</b>
<b>Costo Mano de Obra =</b>		113.613,99 \$/d	<b>28,40 \$/m2</b>
		4.000,00 m2/d	
<b>MATERIALES</b>			
Designación	Costo Unitario	Cuántia	Importe
Mezcla asfáltica para carpeta (puesto en obra)	9.985,85 \$/tn x	0,120 tn/m2 =	1.198,30 \$/m2
		x	=
		x	=
		x	=
		x	=
		x -	=
		x -	=
		x -	=
		x -	=
			1.198,30 \$/m3
	Sub-Total Materiales		59,92 \$/m3
	Otros Materiales	5,00 %	
	<b>Total Materiales</b>		<b>1.258,22 \$/m2</b>
<b>AUXILIARES</b>			
Designación	Costo Unitario	Cuántia	Importe
Aux: Riego de Liga	87,77 \$/ m2 x	1,000 m2/m2 =	87,77 \$/m2
-	- x	- =	- \$/m2
-	- x	- =	- \$/m2
-	- x	- =	- \$/m2
-	- x	- =	- \$/m2
-	- x	- =	- \$/m2
-	- x	- =	- \$/m2
-	- x	- =	- \$/m2
-	- x	- =	- \$/m2
-	- x	- =	- \$/m2
	<b>Total Auxiliares</b>		<b>87,77 \$/m2</b>
<b>TRANSPORTE</b>			
Designación	Costo Unitario	Unidad	Importe
x	0,000 \$/tn-km x	tn /m3	x 1 0 = - \$/m2
			<b>Total Transporte Interno</b>
			<b>- \$/m2</b>
<b>COSTO TOTAL</b>			<b>1.460,30 \$/m2</b>
<b>Coficiente Resumen</b>			<b>1,6600</b>
<b>Precio unitario Calculado</b>			<b>2.424,09 \$/m2</b>





OBRA: Construcción de puente sobre FFCC  
 RUTA: RN N°95  
 PROVINCIA: Chaco

<b>Item: 7</b>										<b>Un: dm3</b>		
<b>PLACAS DE POLICLOROPRENO</b>										<b>Rend.: 8,00 dm3/d</b>		
<b>EQUIPOS</b>												
Cantidad	Equipo	Valor	HP									
1,0	Guinche 1.200 kg	1.458.963,75	10									
-	-	-	-									
-	-	-	-									
-	-	-	-									
-	-	-	-									
-	-	-	-									
-	-	-	-									
-	-	-	-									
-	-	-	-									
1,0	Herramientas menores	14.589,64										
		<b>1.473.553,39</b>	<b>10 HP</b>									
<b>Amortización:</b>				$\frac{\$ 1.473.553}{10.000} \times \frac{8h/d \times 0,9}{h} = 1.060,96 \text{ \$/d}$								
<b>Intereses:</b>				$\frac{\$ 1.473.553}{2} \times \frac{8h/d \times 7\%}{2.000 \text{ h}} = 206,30 \text{ \$/d}$								
<b>Reparaciones y Repuestos :</b>				$80,00\% \text{ de la Amortización} = 848,77 \text{ \$/d}$								
<b>Combustible :</b>				$0,12 \text{ Litros/HP} \times 8 \text{ h/d} \times 121,1000 \text{ \$/litro} \times 10 \text{ HP} = 1.162,56 \text{ \$/d}$								
<b>Lubricantes :</b>				$30,00\% \text{ \%/ del Combustible} = 348,77 \text{ \$/d}$								
				<b>Total Equipo</b>				<b>3.627,35 \\$/d</b>				
<b>Costo Equipo =</b>				3.627,35 \\$/d				<b>453,42 \\$/dm3</b>				
8,00 dm3/d												
<b>MANO DE OBRA</b>												
Personal	Costo Diario		Cantidad			Costo Diario						
Oficial Especializado	10.948,05	\$/d	x 1,00	=	10.948,05	\$/d	x -	=	10.948,05	\$/d		
Oficial	9.323,11	\$/d	x 1,00	=	9.323,11	\$/d	x -	=	9.323,11	\$/d		
Medio Oficial	8.591,89	\$/d	x -	=	-	\$/d	x -	=	-	\$/d		
Ayudante	7.880,97	\$/d	x 2,00	=	15.761,95	\$/d	x -	=	15.761,95	\$/d		
		\$/d	x -	=	-	\$/d	x -	=	-	\$/d		
		\$/d	x -	=	-	\$/d	x -	=	-	\$/d		
					36.033,11							
					3.603,31							
<b>Vigilancia :</b>					10,00 %							
					39.636,43							
<b>Costo Mano de Obra =</b>					39.636,43 \\$/d				<b>4.954,55 \\$/dm3</b>			
8,00 dm3/d												
<b>MATERIALES</b>												
Designación	Costo Unitario	Cuántia	Importe									
Apoyo de Policloropreno 20 x 40 x 20mm	6.078,33	\$/dm3	x 1,100 dm3/dm3	=	6.686,16	\$/dm3						
			x -	=	-							
			x -	=	-							
			x -	=	-							
			x -	=	-							
			x -	=	-							
			x -	=	-							
			x -	=	-							
			x -	=	-							
			x -	=	-							
			x -	=	-							
			x -	=	-							
			x -	=	-							
			x -	=	-							
			x -	=	-							
			x -	=	-							
			x -	=	-							
			x -	=	-							
<b>Sub-Total Materiales</b>						<b>6.686,16 \\$/dm3</b>						
<b>Otros Materiales</b>						334,31 \\$/dm3						
<b>Total Materiales</b>						<b>7.020,47 \\$/dm3</b>						
<b>AUXILIARES</b>												
Designación	Costo Unitario	Cuántia	Importe									
-	-	x	-	=	-	\$/dm3						
-	-	x	-	=	-	\$/dm3						
-	-	x	-	=	-	\$/dm3						
-	-	x	-	=	-	\$/dm3						
-	-	x	-	=	-	\$/dm3						
-	-	x	-	=	-	\$/dm3						
-	-	x	-	=	-	\$/dm3						
-	-	x	-	=	-	\$/dm3						
-	-	x	-	=	-	\$/dm3						
-	-	x	-	=	-	\$/dm3						
<b>Total Auxiliares</b>						<b>- \\$/dm3</b>						
<b>TRANSPORTE</b>												
Designación	Costo Unitario	Unidad	Cuántia	Importe								
x	0,000	\$/tn-km	x	tn /dm3	x	0	=	-	\$/dm3			
<b>Total Transporte Interno</b>						<b>- \\$/dm3</b>						
<b>COSTO TOTAL</b>										<b>= 12.428,44 \\$/dm3</b>		
<b>Coficiente Resumen</b>										<b>1,6600</b>		
<b>Precio unitario Calculado</b>										<b>20.631,22 \\$/dm3</b>		

















OBRA: Construcción de puente sobre FFCC  
 RUTA: RN N°95  
 PROVINCIA: Chaco

Item: 16 PAQUETE ESTRUCTURAL PARA ACCESOS				Un: m2	Rend.: 150,00 m2/d
<b>EQUIPOS</b>					
Cantidad	Equipo	Valor	HP		
1,0	Regla vibratoria Witheman WSH	2.100.026,25	13		
1,0	Aserradora de Juntas "Dynamac BX350"	309.015,00	13		
-	-	-	-		
-	-	-	-		
-	-	-	-		
-	-	-	-		
-	-	-	-		
-	-	-	-		
-	-	-	-		
1,0	Herramientas menores	24.090,41	26 HP		
		<b>2.433.131,66</b>			
<b>Amortización:</b>					
$\frac{\$ 2.433.132 \times 0\text{h/d} \times 0,9}{10.000 \text{ h}} = 0,00 \text{ \$/d}$					
<b>Intereses:</b>					
$\frac{\$ 2.433.132}{2} \times \frac{0\text{h/d} \times 7\%}{2.000 \text{ h}} = 0,00 \text{ \$/d}$					
<b>Reparaciones y Repuestos :</b>					
80,00 % de la Amortización = 0,00 \\$/d					
<b>Combustible :</b>					
0,12 Litros/HP x 8 h/d x 121,1000 \\$/litro x 26 HP = 3.022,66 \\$/d					
<b>Lubricantes :</b>					
30,00 % % del Combustible = 906,80 \\$/d					
<b>Total Equipo</b>					<b>3.929,45 \\$/d</b>
<b>Costo Equipo =</b>					<b>26,20 \\$/m2</b>
					150,00 m2/d
<b>MANO DE OBRA</b>					
Personal	Costo Diario	Cantidad			Costo Diario
Oficial Especializado	10.948,05 \\$/d	x 1,00	=	10.948,05 \\$/d	10.948,05 \\$/d
Oficial	9.323,11 \\$/d	x 2,00	=	18.646,22 \\$/d	18.646,22 \\$/d
Medio Oficial	8.591,89 \\$/d	x	=	- \\$/d	- \\$/d
Ayudante	7.880,97 \\$/d	x 6,00	=	47.285,85 \\$/d	47.285,85 \\$/d
			=	- \\$/d	- \\$/d
			=	- \\$/d	- \\$/d
			=	- \\$/d	- \\$/d
					76.880,12 \\$/d
Vigilancia :					10,00 %
					7.688,01 \\$/d
<b>Total Mano de Obra</b>					<b>84.568,14 \\$/d</b>
<b>Costo Mano de Obra =</b>					<b>563,79 \\$/m2</b>
					150,00 m2/d
<b>MATERIALES</b>					
Designación	Costo Unitario	Cuántia			Importe
Curado químico base solvente	1.149,86 \\$/L	x 0,200 L/m2	=	229,97	229,97 \\$/m2
Asfalto para juntas	614,01 \\$/kg	x 0,150 kg/m2	=	92,10	92,10 \\$/m2
Servicio de bombeado	600,00 \\$/m3	x 0,400 m3/m2	=	240,00	240,00 \\$/m2
Polietileno 200 micrones	123,41 \\$/m2	x 1,000 m2/m2	=	123,41	123,41 \\$/m2
			=	-	-
			=	-	-
			=	-	-
			=	-	-
			=	-	-
			=	-	-
			=	-	-
			=	-	-
			=	-	-
			=	-	-
			=	-	-
Sub-Total Materiales					685,48 \\$/m2
Otros Materiales					34,27 \\$/m2
<b>Total Materiales</b>					<b>719,76 \\$/m2</b>
<b>AUXILIARES</b>					
Designación	Costo Unitario	Cuántia			Importe
Aux: Elaboración de RDC 180	10.642,20 \\$/m3	x 0,253 m3/m2	=	2.689,71	2.689,71 \\$/m2
Aux: Elaboración de hormigón Tipo H30	17.048,95 \\$/m3	x 0,250 m3/m2	=	4.262,24	4.262,24 \\$/m2
			=	-	-
			=	-	-
			=	-	-
			=	-	-
			=	-	-
			=	-	-
			=	-	-
			=	-	-
			=	-	-
			=	-	-
			=	-	-
			=	-	-
			=	-	-
			=	-	-
			=	-	-
			=	-	-
			=	-	-
			=	-	-
			=	-	-
			=	-	-
<b>Total Auxiliares</b>					<b>6.951,95 \\$/m2</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
Designación	Costo Unitario	Unidad	Cuántia	Importe	
x	0,000 \\$/tn-km	x tn /m2	-	=	- \\$/m2
<b>Total Transporte Interno</b>					<b>- \\$/m2</b>
<b>COSTO TOTAL</b>					<b>8.261,69 \\$/m2</b>
<b>Coficiente Resumen</b>					<b>1,6600</b>
<b>Precio unitario Calculado</b>					<b>13.714,40 \\$/m2</b>



OBRA: Construcción de puente sobre FFCC  
 RUTA: RN N°95  
 PROVINCIA: Chaco

<b>Item:</b> 18	<b>Un:</b> m2
<b>SEÑALIZACIÓN VERTICAL, COMPLETA COLOCADA</b>	<b>Render.:</b> 20,00 m2/d

**EQUIPOS**

Cantidad	Equipo	Valor	HP
1,0	Camión volcador - 140	11.671.695,00	140
1,0	Aditamento p/ minicargador - hoyadora Bobcat 15C	761.197,50	0
1,0	Minicargador Bobcat S175	5.607.487,50	49
-			
-			
-			
-			
-			
-			
-			
1,0	Herramientas menores	180.403,80	
		<b>18.220.783,80</b>	<b>189 HP</b>

**Amortización:** \$ 18.220.784 x 8h/d x 0,9 = 13.118,96 \$/d  
 10.000 h

**Intereses:** \$ 18.220.784 x 8h/d x 7 % = 2.550,91 \$/d  
 2 2.000 h

**Reparaciones y Repuestos:** 80,00 % de la Amortización = 10.495,17 \$/d

**Combustible:** 0,12 Litros/HP x 8 h/d x 121,1000 \$/litro x 189 HP = 21.972,38 \$/d

**Lubricantes:** 30,00 % % del Combustible = 6.591,72 \$/d

**Total Equipo** = **54.729,14 \$/d**

**Costo Equipo =** 54.729,14 \$/d = **2.736,46 \$/m2**  
 20,00 m2/d

**MANO DE OBRA**

Personal	Costo Diario	Cantidad	Costo Diario
Oficial Especializado	10.948,05 \$/d x	1,00 =	10.948,05 \$/d
Oficial	9.323,11 \$/d x	1,00 =	9.323,11 \$/d
Medio Oficial	8.591,89 \$/d x	=	- \$/d
Ayudante	7.880,97 \$/d x	2,00 =	15.761,95 \$/d
	\$/d x	=	- \$/d
	\$/d x	=	- \$/d
Vigilancia :		10,00 %	36.033,11 \$/d
			3.603,31 \$/d
			<b>39.636,43 \$/d</b>
<b>Costo Mano de Obra =</b>		39.636,43 \$/d	<b>1.981,82 \$/m2</b> 20,00 m2/d

**MATERIALES**

Designación	Costo Unitario	Cuantidad	Importe
Asfalto para juntas	614,01 \$/kg x	1,000 kg/m2 =	614,01 \$/m2
Poste de quebracho colorado de 4" x 4" x 2,40 mts	2.320,62 \$/m x	3,978 m/m2 =	9.230,48 \$/m2
Lamina reflectante alta intensidad	4.699,72 \$/m2 x	1,400 m2/m2 =	6.579,61 \$/m2
Esmalte sintético x 20 lts	788,93 \$/Lt x	1,000 Lt/m2 =	788,93 \$/m2
		x -	=
		x -	=
		x -	=
		x -	=
		x -	=
		x -	=
		x -	=
		x -	=
		x -	=
		x -	=
		x -	=
		x -	=
		x -	=
Sub-Total Materiales			17.213,03 \$/m2
Otros Materiales		5,00 %	860,65 \$/m2
<b>Total Materiales</b>			<b>18.073,68 \$/m2</b>

**AUXILIARES**

Designación	Costo Unitario	Cuantidad	Importe
Aux: Elaboración de hormigón Tipo D - H13	14.673,98 \$/ m3 x	0,430 m3/m2 =	6.313,51 \$/m2
-	- x	- =	- \$/m2
-	- x	- =	- \$/m2
-	- x	- =	- \$/m2
-	- x	- =	- \$/m2
-	- x	- =	- \$/m2
-	- x	- =	- \$/m2
-	- x	- =	- \$/m2
-	- x	- =	- \$/m2
-	- x	- =	- \$/m2
-	- x	- =	- \$/m2
			- \$/m2
<b>Total Auxiliares</b>			<b>6.313,51 \$/m2</b>

**TRANSPORTE**

Designación	Costo Unitario	Unidad	Cuantidad	Importe
x	0,000 \$/tn-km x	tn /m2	x	- \$/m2
				- \$/m2
<b>Total Transporte Interno</b>				<b>- \$/m2</b>

**COSTO TOTAL** = **29.105,47 \$/m2**

**Coefficiente Resumen** 1,6600

<b>Precio unitario Calculado</b>	<b>48.315,07 \$/m2</b>
----------------------------------	------------------------



















## Curva Vertical Cóncava (C1)

TABLA de DATOS			
Velocidad directriz Vd =	60 km / h	Ingresar $i_1; i_2$	$i_1 = -0,1$ %
Progresiva vértice Pv =	2897,14 m	con su signo	$i_2 = 5$ %
Cota vértice Cv =	48,95 m	$i = i_1 - i_2 = -5,1$ %	
Ingresar el valor del parámetro " p " adoptado:		p =	2156,86 m

### CALCULOS

1- Diferencia algebraica de pendientes

$$i = i_1 - i_2 = -0,1 - (5) = -5,1 \%$$

2- Pendiente media

$$i_m = (i_1 + i_2) / 2 = 2,5\% (*)$$

3- DVD

$$DVD = \boxed{85} \text{ m}$$

4- Valor de K básico

$$K_{cal} = \boxed{17,31}$$

$$K_{adp} = \boxed{18} \quad F_{im} = \boxed{1,1} \text{ si } (*) > 2\% \text{ de tabla 3.14}$$

5- Longitud de la curva

$$L_m = -100,98 \text{ m}$$

$$\text{Adopto: } L = 100 \text{ m} \rightarrow P = 2156,86 \text{ m}$$

$$L / 2 = 50,00 \text{ m}$$

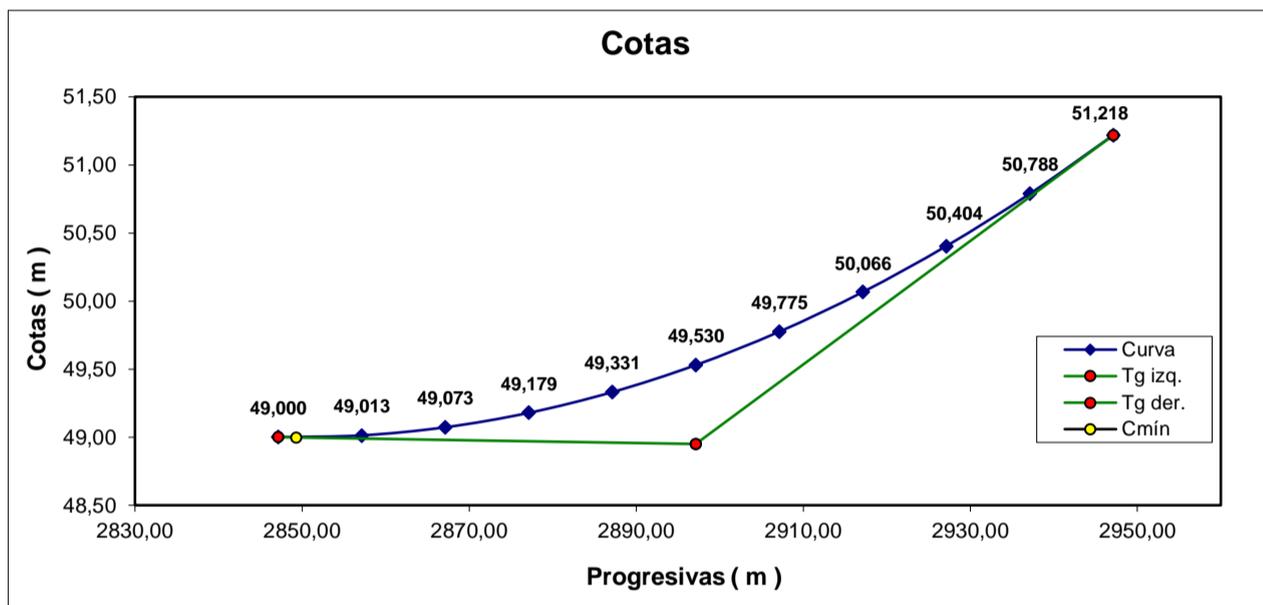
6- Progresiva " Po " y cota " Co " del inicio de la curva

$$Po = Pv - L / 2 = (2897,136 - 50) \text{ m} = 2847,14 \text{ m}$$

$$Co = Cv - L * i_1 / 2 = (48,95 - 100 * -0,001 / 2) \text{ m} = 49,00 \text{ m}$$

**Nota:** si las pendientes "  $i_1$  " e "  $i_2$  " son las dos " positivas " o las dos " negativas " el punto más bajo de la curva, calculado con la expresión anterior ( es el punto donde la tangente a la parábola es horizontal ), cae afuera de la curva.

	Progresiva Px	Cota Cx	Rectas tangentes a la curva		
Punto	Po = 2847,14m	Co = 49 m	Tg Izquierda		
0	2847,14	49,00		Progresiva	Cota
1	2857,14	49,01	Punto inicial	2847,14	49,00
2	2867,14	49,07	Vértice	2897,14	48,95
3	2877,14	49,18	Tg derecha		
4	2887,14	49,33		Progresiva	Cota
5	2897,14	49,53	Vértice	2897,14	48,95
6	2907,14	49,77	Punto final	2947,14	51,22
7	2917,14	50,07	Punto de cota	Progresiva	Cota
8	2927,14	50,40	máxima	2849,29	49,00
9	2937,14	50,79	$Cx = Co + (Px - Po)^2 / (2p) + i_1 * (Px - Po)$		
10	2947,14	51,22			



## Curva Vertical Cóncava (C4)

TABLA de DATOS			
Velocidad directriz Vd =	60 km / h	Ingresar $i_1; i_2$	$i_1 = -5$ %
Progresiva vértice Pv =	3261,48 m	con su signo	$i_2 = -0,03$ %
Cota vértice Cv =	48,99 m	$i = i_1 - i_2 = -4,97$ %	
Ingresar el valor del parámetro " p " adoptado:		p =	2225 m

### CALCULOS

1- Diferencia algebraica de pendientes

$$i = i_1 - i_2 = -5 - (-0,03) = -4,97 \%$$

2- Pendiente media

$$i_m = (i_1 + i_2) / 2 = -2,5\% (*)$$

3- DVD

$$DVD = \boxed{85} \text{ m}$$

4- Valor de K básico

$$K_{cal} = \boxed{17,31}$$

$$K_{adp} = \boxed{18} \quad F_{im} = \boxed{1,1} \text{ si } (*) > 2\% \text{ de tabla 3.14}$$

5- Longitud de la curva

$$L_m = -98,406 \text{ m}$$

$$\text{Adopto: } L = 110 \text{ m} \rightarrow P = 2434,61 \text{ m}$$

$$L / 2 = 55,00 \text{ m}$$

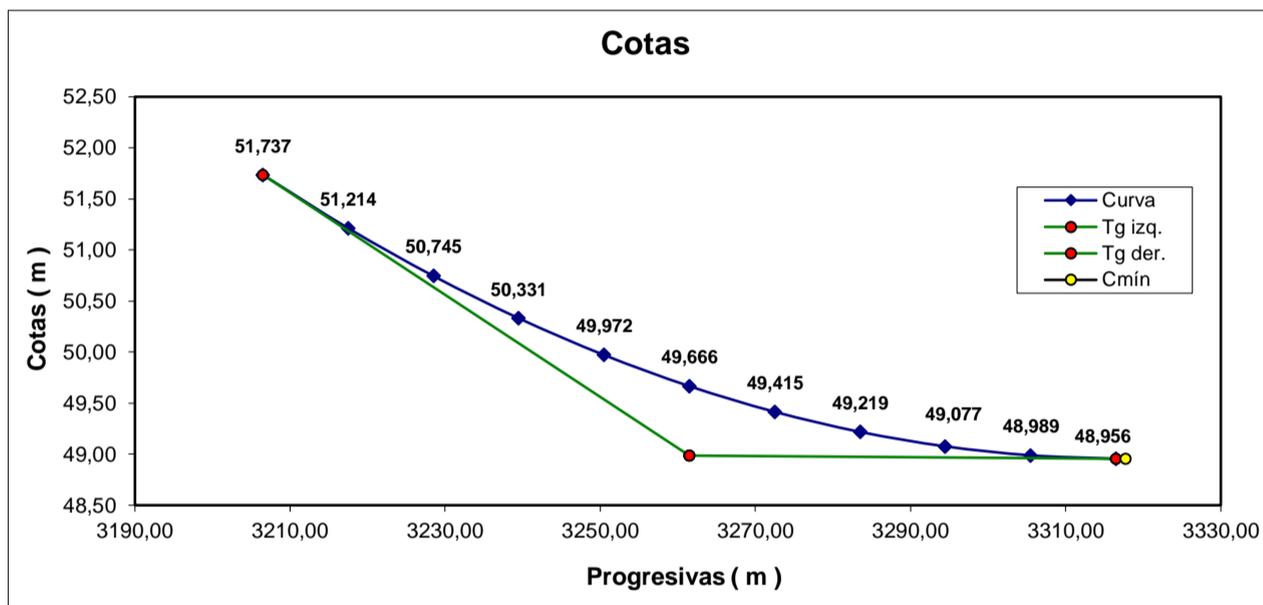
6- Progresiva " Po " y cota " Co " del inicio de la curva

$$Po = Pv - L / 2 = (3261,475 - 55) \text{ m} = 3206,48 \text{ m}$$

$$Co = Cv - L * i_1 / 2 = (48,9865 - 110 * -0,05 / 2) \text{ m} = 51,74 \text{ m}$$

**Nota:** si las pendientes "  $i_1$  " e "  $i_2$  " son las dos " positivas " o las dos " negativas " el punto más bajo de la curva, calculado con la expresión anterior ( es el punto donde la tangente a la parábola es horizontal ), cae afuera de la curva.

	Progresiva Px	Cota Cx	Rectas tangentes a la curva		
Punto	Po = 3206,48m	Co = 51,74 m	Tg Izquierda		
0	3206,48	51,74		Progresiva	Cota
1	3217,48	51,21	Punto inicial	3206,48	51,74
2	3228,48	50,75	Vértice	3261,48	48,99
3	3239,48	50,33	Tg derecha		
4	3250,48	49,97		Progresiva	Cota
5	3261,48	49,67	Vértice	3261,48	48,99
6	3272,48	49,42	Punto final	3316,48	48,96
7	3283,48	49,22	Punto de cota máxima	Progresiva	Cota
8	3294,48	49,08		3317,73	48,96
9	3305,48	48,99	$Cx = Co + (Px - Po)^2 / (2p) + i_1 * (Px - Po)$		
10	3316,48	48,96			



## Curva Vertical Convexa s/criterio de seguridad de operación (C2)

TABLA de DATOS			
Velocidad directriz Vd =	60 km / h	Ingresar $i_1; i_2$	Ingresar $i_1; i_2$
Progresiva vértice Pv =	3043,6 m	con su signo	$i_1 = 5 \%$ $i_2 = 0 \%$
Cota vértice Cv =	56,28 m	$i = i_1 - i_2 = 5 \%$	
Ingresar el valor del parámetro "p" adoptado:		p =	1200 m

### CALCULOS

#### 1- Diferencia algebraica de pendientes

$$i = i_1 - i_2 = 5 - (0) = \boxed{5} \%$$

#### 2- Pendiente media

$$i_m = (i_1 + i_2) / 2 = \boxed{3\%}$$

$$F_{mi} = \boxed{1,2}$$

#### 3- Parámetro básico

$$DVD = \boxed{85} \text{ m} \quad CA(-1) = \boxed{510}$$

$$K = \boxed{14}$$

#### 2- Longitud de la curva

$$L_m = \boxed{85,00} \text{ m}$$

$$\text{Adopto: } L = 60 \text{ m} \rightarrow P = 1000 \text{ m}$$

$$L / 2 = 30,00 \text{ m}$$

#### 3- Progresiva "Po" y cota "Co" del inicio de la curva

$$P_o = P_v - L / 2 = (3043,6 - 30) \text{ m} = 3013,60 \text{ m}$$

$$C_o = C_v - L * i_1 / 2 = (56,28 - 60 * 0,05 / 2) \text{ m} = 54,78 \text{ m}$$

#### 4- Progresiva "Pm" y cota "Cm" del punto más alto de la curva.

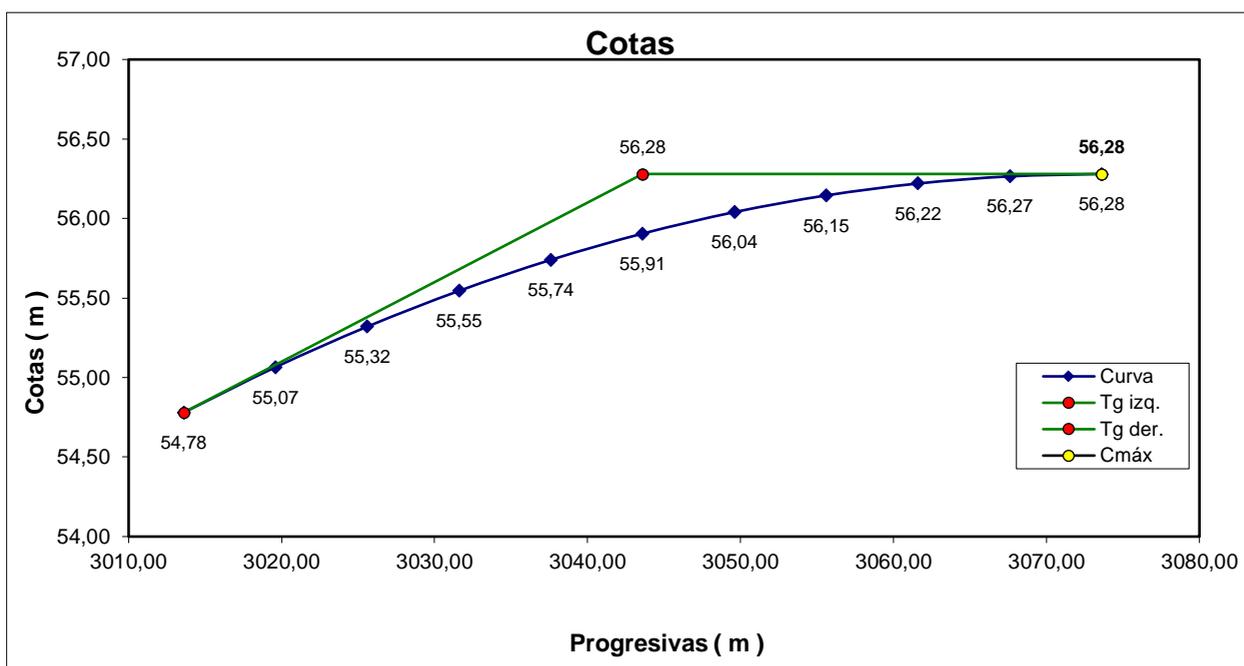
$$P_m = P_o + i_1 * p = (3013,6 + 0,05 * 1200) \text{ m} = 3073,60 \text{ m}$$

$$C_m = C_o - (P_m - P_o)^2 / (2p) + i_1 * (P_m - P_o)$$

$$C_m = 54,78 - \frac{(3073,6 - 3013,6)^2}{2 * 1200} + [0,05 * (3073,6 - 3013,6)] = 56,28 \text{ m}$$

**Nota:** si las pendientes "  $i_1$  " e "  $i_2$  " son las dos " positivas " o las dos " negativas " el punto más alto de la curva, calculado con la expresión anterior ( es el punto donde la tangente a la parábola es horizontal ), cae afuera de la curva.

	Progresiva Px	Cota Cx	Rectas tangentes a la curva		
Punto	Po = 3013,6m	Co = 54,78 m	Tg Izquierda		
0	3013,60	54,78		Progresiva	Cota
1	3019,60	55,07	Punto inicial	3013,60	54,78
2	3025,60	55,32	Vértice	3043,60	56,28
3	3031,60	55,55	Tg derecha		
4	3037,60	55,74		Progresiva	Cota
5	3043,60	55,91	Vértice	3043,60	56,28
6	3049,60	56,04	Punto final	3073,60	56,28
7	3055,60	56,15	Punto de cota máxima	Progresiva	Cota
8	3061,60	56,22		3073,60	56,28
9	3067,60	56,27	$Cx = Co - (Px - Po)^2 / (2p) + i_1 * (Px - Po)$		
10	3073,60	56,28			



## Curva Vertical Convexa s/criterio de seguridad de operación (C3)

TABLA de DATOS		
Velocidad directriz Vd = <b>60</b> km / h	Ingresar $i_1; i_2$	$i_1 =$ <b>0</b> %
Progresiva vértice Pv = <b>3115,79</b> m	con su signo	$i_2 =$ <b>-5</b> %
Cota vértice Cv = <b>56,28</b> m	$i = i_1 - i_2 =$ <b>5</b> %	
Ingresar el valor del parámetro "p" adoptado: p = <b>1200</b> m		

### CALCULOS

1- Diferencia algebraica de pendientes

$$i = i_1 - i_2 = 0 - (-5) = \boxed{5} \%$$

2- Pendiente media

$$i_m = (i_1 + i_2) / 2 = \boxed{-3\%}$$

$$F_{mi} = \boxed{1,2}$$

3- Parámetro básico

$$DVD = \boxed{85} \text{ m} \quad CA(-1) = \boxed{510}$$

$$K = \boxed{14}$$

2- Longitud de la curva

$$L_m = \boxed{85,00} \text{ m}$$

Adopto: L = **60** m ---> P = 1000 m

$$L / 2 = \boxed{30,00} \text{ m}$$

3- Progresiva "Po" y cota "Co" del inicio de la curva

$$Po = Pv - L / 2 = (3115,79 - 30) \text{ m} = \boxed{3085,79} \text{ m}$$

$$Co = Cv - L * i_1 / 2 = (56,28 - 60 * 0 / 2) \text{ m} = \boxed{56,28} \text{ m}$$

4- Progresiva "Pm" y cota "Cm" del punto más alto de la curva.

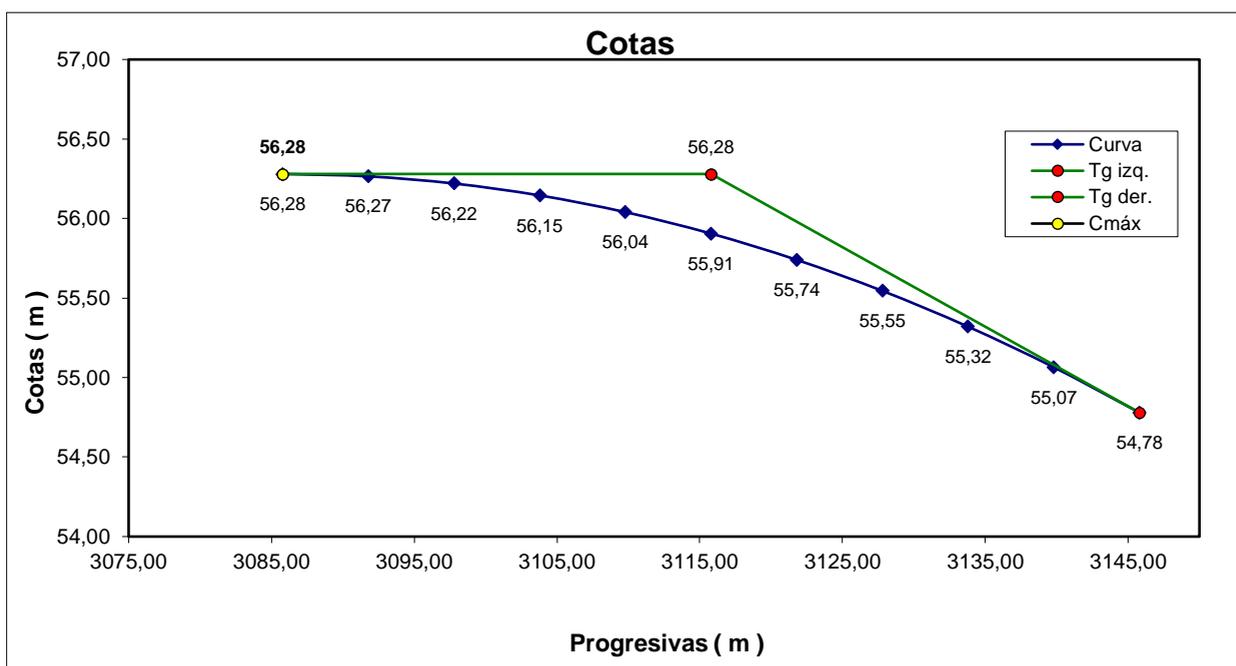
$$Pm = Po + i_1 * p = (3085,79 + 0 * 1200) \text{ m} = \boxed{3085,79} \text{ m}$$

$$Cm = Co - (Pm - Po)^2 / (2p) + i_1 * (Pm - Po)$$

$$Cm = 56,28 - \frac{(3085,79 - 3085,79)^2}{2 * 1200} + [0 * (3085,79 - 3085,79)] = \boxed{56,28} \text{ m}$$

**Nota:** si las pendientes "  $i_1$  " e "  $i_2$  " son las dos " positivas " o las dos " negativas " el punto más alto de la curva, calculado con la expresión anterior ( es el punto donde la tangente a la parábola es horizontal ), cae afuera de la curva.

	Progresiva Px	Cota Cx	Rectas tangentes a la curva		
Punto	Po = 3085,79m	Co = 56,28 m	Tg Izquierda		
0	3085,79	56,28		Progresiva	Cota
1	3091,79	56,27	Punto inicial	3085,79	56,28
2	3097,79	56,22	Vértice	3115,79	56,28
3	3103,79	56,15	Tg derecha		
4	3109,79	56,04		Progresiva	Cota
5	3115,79	55,91	Vértice	3115,79	56,28
6	3121,79	55,74	Punto final	3145,79	54,78
7	3127,79	55,55	Punto de cota máxima	Progresiva	Cota
8	3133,79	55,32		3085,79	56,28
9	3139,79	55,07	$Cx = Co - (Px - Po)^2 / (2p) + i_1 * (Px - Po)$		
10	3145,79	54,78			



# INFORME TECNICO

## Adecuación Hidráulica “Zona ensanche sur”

---



Pcia. Roque Sáenz Peña – Chaco

---

Mayo de 2022

## Contenido

1. Objeto del estudio.....	2
2. Ubicación.....	2
3. Calculo hidrológico – hidráulico .....	3
3.1 Cuencas de aporte.....	3
3.2 Determinación de Tiempos de Recurrencia .....	4
3.3 Usos del suelo.....	4
3.4 Tiempo de Concentración .....	7
3.5 Intensidad de Lluvia .....	7
3.6 Determinación del caudal máximo de diseño.....	9
3.7 Modelación Hidráulica.....	10

## 1. Objeto del estudio.

El estudio se detalla en este informe, tiene como objeto sanear los excesos producidos por precipitaciones en aproximadamente 87 hectáreas de la zona ensanche sur de la ciudad de Presidencia Roque Sáenz esta manera permitir el adecuado escurrimiento pluvial en los barrios de la lindantes al canal Papa y analizar la descarga mediante la alcantarilla existente sobre la ruta provincial N°95 hacia el canal SADE.

El estudio que se presenta, satisface las condiciones necesarias para realizar el saneamiento tanto del sector destinado a viviendas como el de espacio verde, contemplando las condiciones actuales y futuras del entorno.

## 2. Ubicación.

La zona de estudio se encuentra ubicada al sur de la Ciudad de Presidencia Roque Sáenz, entre la Av. Comandante Fernández y la Ruta Provincial N° 95.

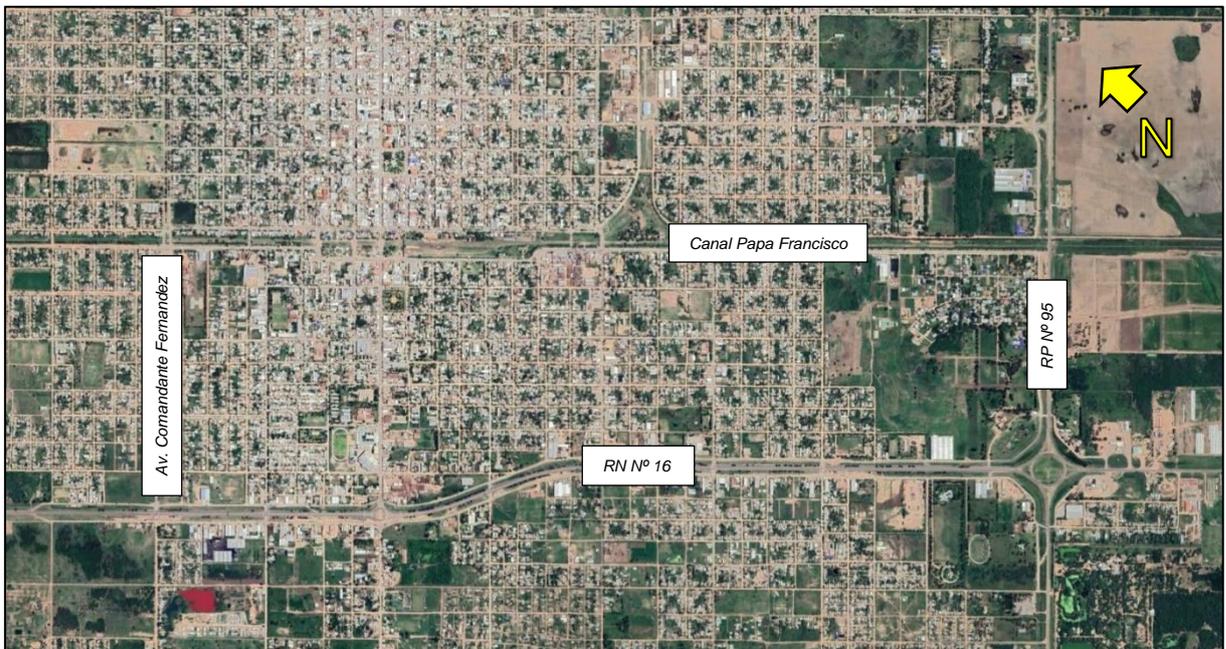


Figura 1. Ubicación

### 3. Calculo hidrológico - hidráulico

#### 3.1 Cuencas de aporte

Las cuencas de aporte fueron trazadas a partir de la topografía y las curvas de nivel existentes en el plan director de desagües pluviales, la recorrida y el relevamiento visual efectuado por el equipo de trabajo y las imágenes satelitales obtenidas del software Google Earth.

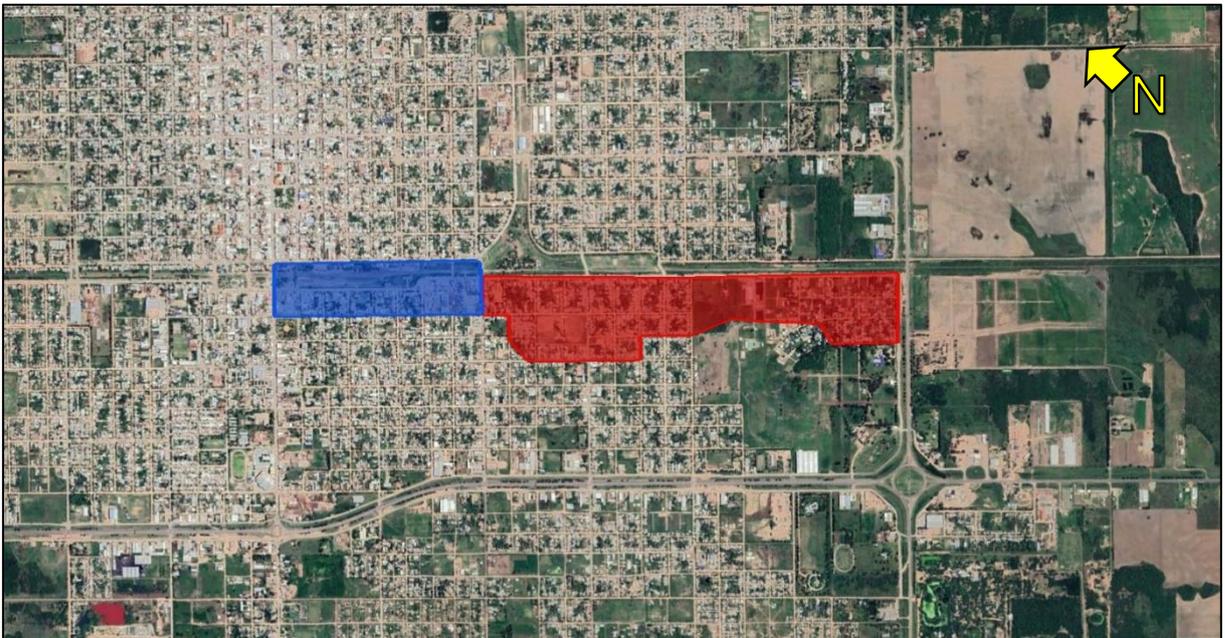


Figura 2. Definición de cuencas

-  CPF 1 → Cuenca Papa Francisco N°1 = 61 has
-  CPF 2 → Cuenca Papa Francisco N°2 = 26.03 has

### **3.2 Determinación de Tiempos de Recurrencia**

El Tiempo de recurrencia o periodo de retorno se define como el lapso promedio entre la ocurrencia de un evento igual o mayor a una magnitud dada. A mayor tiempo de recurrencia tendremos eventos de mayor magnitud y por consiguiente se deberán hacer obras de mitigaciones más costosas.

Para el análisis hidrológico de la situación considerando las futuras obras de pavimento y urbanización, se adoptó 10 años de tiempo de recurrencia.

### **3.3 Usos del suelo**

Una de las variables que presenta mayor incertidumbre en su determinación es el porcentaje de la lluvia que producirá escurrimiento directo, es decir la transformación lluvia caudal, la cual dependerá de la mayor o menor permeabilidad del área en estudio, de las pendientes y las características de encharcamiento.

Las áreas impermeables producen una escorrentía cercana al 100% una vez que han sido mojadas. La infiltración en las áreas permeables disminuye a medida que la lluvia continúa y estará condicionado por la porosidad del suelo, la vegetación, los almacenamientos en depresiones y el grado de densidad urbana de la zona.

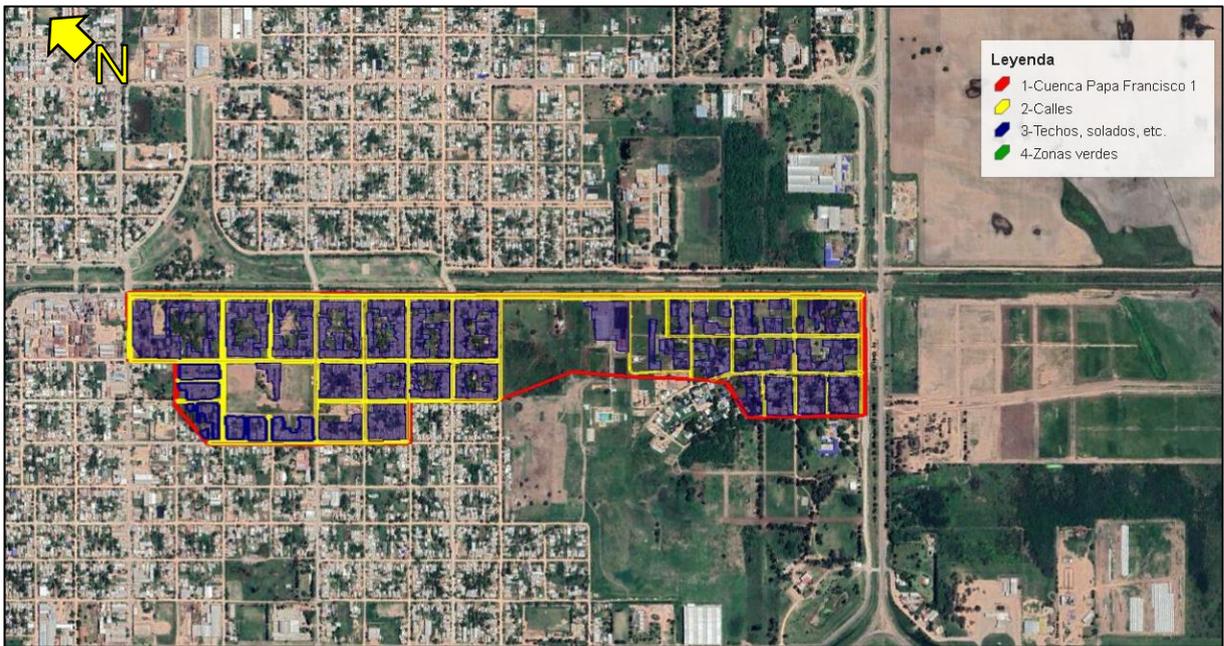
En áreas que presentan heterogeneidades, tales como distintos porcentajes de superficies permeables e impermeables se determinan coeficientes de cálculo ponderados dependiendo del método utilizado. Por ejemplo para el método Racional se determina el coeficiente de escorrentía "C" o para el método del Servicio de Conservación de Suelos el "CN". En nuestro caso se calcula el coeficiente de escorrentía "C" utilizado en el Método Racional.

En este trabajo se determinaron los usos del suelo de toda el área de estudio, basados en imágenes satelitales del Google Earth, y suponiendo las obras pavimentación futura.

Realizando estas estimaciones se obtienen los siguientes porcentajes de uso del y el correspondiente coeficiente de escorrentía de acuerdo a Tabla 15.1.1. del libro

"Hidrología Aplicada" - Ven Te Chow - David Maidment - Larry W. Mays, para un "Período de retorno" de 10 años, para ser aplicado en el Método Racional.

Calculo de Coeficientes de escorrentía por cuenca:



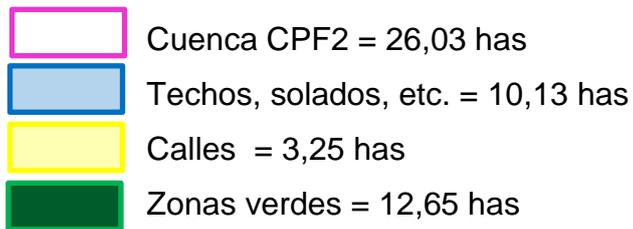
- Cuenca CPF1 = 61,00 has
- Techos, solados, etc. = 25,62 has
- Calles = 8,28 has
- Zonas verdes = 27,10 has

**Tabla 1 - Coeficientes de escorrentía cuenca CPF1.**

Cuenca	Característica de la superficie	Superficie (has)	Coeficiente de escorrentía "C"
CPF1	Calles	8,28	0,81
	Techos, solados, etc.	25,62	0,83
	Zonas verdes (patios, jardines, parques, etc.)	27,1	0,3
	Total	61,00	
		<b>C1= 0,59</b>	



Figura 4. Uso de suelos cuenca CPF2.



**Tabla 2 - Coeficientes de escorrentía cuenca CPF2.**

Cuenca	Característica de la superficie	Superficie (has)	Coeficiente de escorrentía "C"
CPF2	Calles	3,25	0,81
	Techos, solados, etc.	10,13	0,83
	Zonas verdes (patios, jardines, parques, etc.)	12,65	0,3
	Total	26,03	
	Coeficiente "C" ponderado	<b>C2= 0,57</b>	

### 3.4 Tiempo de Concentración

Entendiendo por “*Tiempo de Concentración*” a aquel tiempo requerido para que toda la cuenca hidrográfica aporte al flujo de la corriente en la salida o, más específicamente, el tiempo que tarda el agua en “*viajar*” desde el punto más distante en la cuenca hasta la salida de esta.

Su valor se obtiene como la suma de un tiempo de escurrimiento en flujo no encausado o mantiforme (sistema mayor), y un tiempo en flujo encauzado (sistema menor).

Existiendo múltiples posibilidades en términos de los recorridos que se pueden considerar para cada una de las áreas correspondientes a las subcuencas de escurrimiento. Se considera, para el cálculo del “*T<sub>c</sub>*” el mayor de todos.

El modelo analítico adoptado para el cálculo es el propuesto por Kirpich, adaptado para cuencas rurales con canales bien definidos para áreas menores a 50 Km<sup>2</sup>.

$$T_c = 3,989 \times L^{0,77} \times S^{-0,385}$$

Siendo:

*T<sub>c</sub>* (min) : tiempo de concentración

*L* (Km) : máxima longitud recorrida desde el punto hidráulicamente más alejado

*S* (m/m) : pendiente del terreno

**Tabla 3 – Tiempos de concentración por cuenca.**

CUENCA	SUPERFICIE (Has)	L (km)	Δ (m)	T <sub>c</sub> (min)
CPF1	61,00	2,160	0,80	151
CPF2	26,03	1,090	0,60	76

### 3.5 Intensidad de Lluvia

La Intensidad a utilizar en este trabajo están normadas por la Administración Provincial del Agua de la Provincia del Chaco (A.P.A.), y corresponden a la Ciudad de Presidencia Roque Sáenz Peña según Resolución 1334/21 en la cual se realizó el ajuste los parámetros de la ecuación de las curvas IDF con el objetivo de ofrecer

una herramienta apropiada para el dimensionamiento de los sistemas de desagües pluviales de las áreas urbanizadas o destinadas a ocupación futura, de acuerdo a las pautas que establezca el Plan Director de Desarrollo Urbano.

La actualización de las Curvas IDF utilizadas para la adopción de la Tormenta de Diseño, responde a la ecuación siguiente:

$$i = \frac{A}{(B + d)^C}$$

Donde:

A, B, C, = parámetros de ajuste adimensionales de la función adoptada

i = intensidad de precipitación en mm/hs

d = tiempo de duración en minutos

Esta expresión matemática relaciona la Duración del evento Td con la Intensidad de Precipitación Ip a través de 3 parámetros de ajuste adimensionales A , B y C que adquieren distintos valores según el Tiempo de Recurrencia TR o la Frecuencia F asociada.

El ajuste realizado se centró en la valoración de aquellos parámetros A , B y C que minimizan la sumatoria de los errores absolutos que se cometen al ajustar los pares de valores obtenidos mediante el estudio estadístico (Intensidad de Precipitación – Duración), con los calculados a través de la fórmula matemática.

Los parámetros A , B y C que mejor han ajustado para las relaciones Intensidad de Precipitación – Duración – Frecuencia sobre las series de datos de pluviografía, se presentan en la siguiente Tabla .

**Tabla 4 - Coeficientes de la curva I.D.F. actualizados para Sáenz Peña.**

Tiempo de retorno	Parámetros obtenidos		
	A	B	C
2 años	2693.83	29.83	0.898
5 años	2711.06	30.03	0.842
10 años	2599.91	29.90	0.805
25 años	2036.66	29.02	0.721
50 años	1805	28.01	0.677

Se adopta para nuestro cálculo el periodo de recurrencia o retorno de 10 años y  $T_c=d$ .

$$i = \frac{11648,5}{(16 + d)^{0,716}}$$

**Tabla 5 – Intensidad de precipitación por cuenca.**

CUENCA	$T_c$ (min) = D	$I_p$ (mm/hs) 10 A
CPF1	151	39,63
CPF2	76	60,72

### 3.6 Determinación del caudal máximo de diseño

Es necesario determinar por cualquiera de los métodos conocidos el Escurrimiento Superficial Directo que provoca una Tormenta de Diseño, esto incluye conocer el Caudal Pico, Volumen y Forma del Hidrograma para un Tiempo de Recurrencia (TR) acorde con la obra que se proyecta.

En Hidrología Urbana existen dos métodos consagrados que permiten este cálculo, ellos son: el Método Racional, aplicable a cuencas urbanas de áreas inferiores a 3 km<sup>2</sup>, y los métodos basados en la teoría del Hidrograma Unitario, aplicables en cuencas de áreas mayores.

En este trabajo se utilizó el Método Racional:

$$Q_p = 0.275 \times C \times I \times A$$

Donde:

- $Q_p$  : Caudal Pico en [m<sup>3</sup>/seg]
- $C$  : Coeficiente de Escorrentía
- $I$  : Intensidad media en [mm/hs]
- $A$  : Área de la cuenca en [Km<sup>2</sup>]

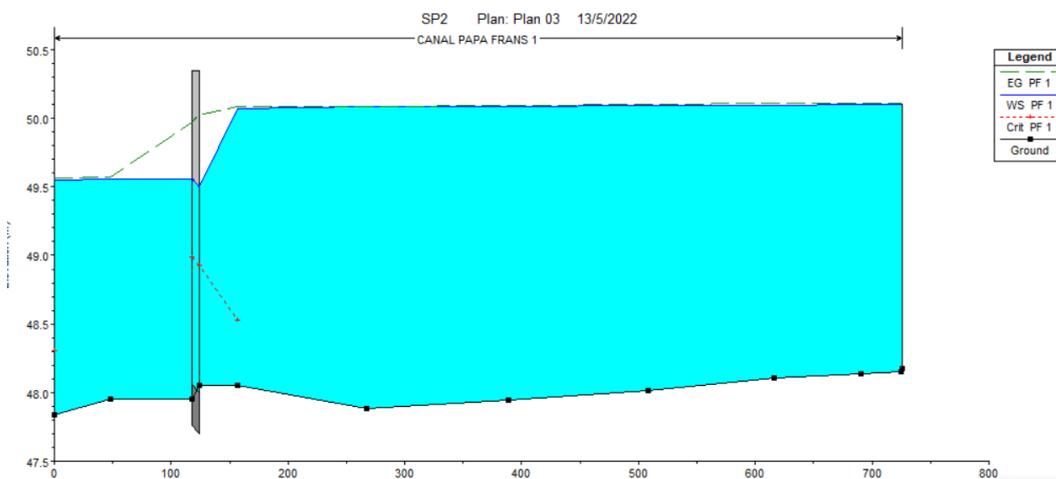
**Tabla 6 – Calculo de caudales por cuenca.**

CUENCA	SUPERFICIE (Km <sup>2</sup> )	C	Ip (mm/hs)	Qp (m <sup>3</sup> /seg)	Qha (m <sup>3</sup> /seg)
CPF1	0,61	0,59	39,63	3,93	0,065
CPF2	0,26	0,57	60,72	2,48	0,095

### 3.7 Modelación Hidráulica.

Partiendo de los datos obtenidos a partir de relevamientos y la información antecedente obtenida se realizó una modelación hidráulica con el programa HEC RAS. En el mismo se tuvieron en cuenta los siguientes parámetros:

- Caudal de diseño con un tiempo de recurrencia de 10 años.
- Topografía y relevamientos realizada por técnicos del organismo.
- Situación de limpieza y adecuación tentativa del canal de descarga.



## Conclusiones:

Con los datos obtenidos se puede concluir de manera expeditiva lo siguiente:

- La alcantarilla en estudio estaría provocando un aumento del tirante aguas arriba, generando del desborde del canal Papa Francisco y anegamientos en la zona de influencia del mismo, siendo esta situación compatible con la problemática descrita en la solicitud presentada a la Administración Provincial del Agua, según consta en el expediente E24-2833-2020.
- Resulta necesario plantear un estudio completo del canal de descarga denominado SADE, a fin de interpretar correctamente su funcionamiento y su influencia en la alcantarilla de en cuestión.
- En paralelo deberá coordinarse con la Dirección de Vialidad Nacional a fin de determinar la tarea a realizarse, y de ser necesario el reemplazo o ampliación de la alcantarilla, la sección de la misma deberá ser determinada por un estudio de mayor complejidad que considere las condiciones de borde que impone el funcionamiento del canal SADE.



Administración Provincial del Agua  
AREA PROYECTOS  
Ing. Civil Germán Wilson Gaborny